Društvo građevinskih konstruktera Srbije

15. KONGRES

ZLATIBOR, 6-8. SEPTEMBAR 2018.

ZBORNIK RADOVA SA NACIONALNOG KONGRESA DGKS

ДГКС ASES

U SARADNJI

POKROVITELJ

Република Србија
Министарство
просвете, науке и
технолошког развоја

SPONZORI

CIP - Каталогизација у публикацији
Библиотека Матице српске, Нови Сад

624+69(082)

ДРУШТВО грађевинских конструктера Србије. Конгрес (15 ; 2018 ; Златибор)
Zbornik radova sa nacionalnog kongresa DGKS [Elektronski izvor] / Društvo građevinskih konstruktera Srbije, 15. kongres, 6-8. septembar 2018, Zlatibor ; [urednici Đorđe Lađinović, Zlatko Marković, Boško Stevanović]. - Beograd : Društvo građevinskih konstruktera Srbije, 2018 (Novi Sad : Grafički centar - GRID, Fakultet tehničkih nauka Univerziteta). - 1 elektronski optički disk (CD-ROM) : tekst, slika ; 12 cm

Sistemski zahtevi: Nisu navedeni. - Nasl. sa naslovnog ekrana. - Tiraž 250. - Radovi na srp. i engl. jeziku. - Bibliografija.

ISBN 978-86-6022-069-3

a) Грађевинарство - Зборници
COBISS.SR-ID 325101831

Izdavač:	**Društvo građevinskih konstruktera Srbije** Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73/I
Urednici:	prof. dr **Đorđe Lađinović** prof. dr **Zlatko Marković** prof. dr **Boško Stevanović**
Tehnički urednik:	doc. dr **Jelena Dobrić**
Tehnička priprema:	asist. **Nina Gluhović** asist. **Marija Todorović**
Gafički dizajn:	asist. **Tijana Stevanović**
Dizajn korica:	asist. **Tijana Stevanović**
Štampa:	**Grafički centar – GRID** **Fakultet tehničkih nauka Univerziteta u Novom Sadu**
Tiraž:	**250 primeraka**
	Beograd, septembar 2018.

POVODOM TRIDESETOGODIŠNJICE POSTOJANJA
A ZA NAROČITE ZASLUGE I USPEHE POSTIGNUTE
U RAZVIJANJU I UNAPREĐENJU GRAĐEVINSKOG
KONSTRUKTERSTVA I DOPRINOS UZDIZANJU
STRUČNIH KADROVA

ukazom broj 38 od 29. aprila 1983. godine

PREDSEDNIŠTVO SFRJ

ODLIKOVALO JE

SAVEZ DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH
KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE

ORDENOM RADA SA SREBRNIM VENCEM

Organizacioni odbor Kongresa:

Predsedništvo DGKS:

prof. dr Đorđe Lađinović, predsednik,
Aleksandar Bojović, potpredsednik,
prof. dr Zlatko Marković, generalni sekretar,
prof. dr Boško Stevanović, sekretar,
prof. dr Dragoslav Stojić,
prof. dr Mira Petronijević,
prof. dr Snežana Marinković,
v. prof. dr Danijel Kukaras,
doc. dr Branko Milosavljević,
doc. dr Selimir Lelović,
Duško Tomić,
Goran Vukobratović,
Goran Tadić,
Đorđe Pavkov,
Lazar Marković,
Branko Knežević,
Gojko Grbić.

Naučni odbor Kongresa:

prof. dr György Balazs (Mađarska),
prof. dr Radu Banchila (Rumunija),
prof. dr Dubravka Bjegović (Hrvatska),
prof. dr František Wald (Češka Republika),
prof. dr Milan Veljković (Holandija),
v. prof. dr Mirjana Vukićević (Srbija),
prof. dr Tatjana Isaković (Slovenija),
prof. dr Miloš Knežević (Crna Gora),
prof. dr Đorđe Lađinović (Srbija),
prof. dr Asterios Liolios (Grčka),
prof. dr Jože Lopatič (Slovenija),
prof. dr Duško Lučić (Crna Gora),
prof. dr Snežana Marinković (Srbija),
prof. dr Zlatko Marković (Srbija),
prof. dr Goran Markovski (Makedonija),
doc. dr Branko Milosavljević (Srbija),
prof. dr Primož Može (Slovenija),
prof. dr Tihomir Nikolovski (Makedonija),
prof. dr Doncho Partov (Bugarska),
prof. dr Radenko Pejović (Crna Gora),
prof. dr Mira Petronijević (Srbija),
prof. dr Milenko Pržulj (Slovenija),
prof. dr Vlastimir Radonjanin (Srbija),

prof. dr Boško Stevanović (Srbija),
prof. dr Dragoslav Stojić (Srbija),
prof. dr David Fernández-Ordóñez (Španija),
prof. dr Radomir Folić (Srbija),
prof. dr Rüdiger Höffer (Nemačka),
prof. dr Meri Cvetkovska (Makedonija),
prof. dr Hugo Corres Peiretti (Španija).

KONGRES JE ORGANIZOVAN U SARADNJI SA:

GRAĐEVINSKIM FAKULTETOM UNIVERZITETA U BEOGRADU;
FAKULTETOM TEHNIČKIH NAUKA UNIVERZITETA U NOVOM SADU.

POKROVITELJ KONGRESA:

MINISTARSTVO PROSVETE, NAUKE I TEHNOLOŠKOG RAZVOJA

SPONZORI KONGRESA:

Platinasti sponzori:

PERI-OPLATE D.O.O. Šimanovci

ŠIRBEGOVIĆ Inženjering, Gračanica, BiH

Zlatni sponzori:

ADING D.O.O. Beograd

ARMONT SP D.O.O. Beograd

CRH (Srbija) D.O.O. Popovac

ENERGOPROJEKT HOLDING A.D. Beograd

MARTINI GRADNJA D.O.O. Inđija

PEIKKO SLOVAKIA S.R.O. Kráľová nad Váhom, Slovakia

PUT-INŽENJERING D.O.O. Niš

Srebrni sponzori:

CENROPROJEKT D.O.O. Beograd

DEL ING D.O.O. Beograd

ENERGOPROJEKT ENTEL A.D. Beograd

MAPEI SRB D.O.O. Beograd

PIRAMIDA D.O.O. Sremska Mitrovica

Bronzani sponzori:

ASA IBELIK D.O.O. Beograd

ASMEC CONSULTANTS D.O.O. Beograd

DNEC D.O.O. Beograd

EX BC D.O.O. Beograd

KOLAREVIĆ D.O.O. Pojate

METAL-CINKARA D.O.O. Inđija

SIKA SRBIJA D.O.O. Šimanovci

ŠIDPROJEKT D.O.O. Šid

DOSADAŠNJI KONGRESI, SIMPOZIJUMI I SAVETOVANJA

PRVO SAVETOVANJE
JUGOSLOVENSKIH INŽENJERA KONSTRUKTERA
ZAGREB, decembar 1953.

DRUGI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
OPATIJA, maj 1958.

Predsednik:	akademik, prof. dr h.c. Đorđe LAZAREVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar:	prof. Zvonimir PAVLOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd

TREĆI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
SARAJEVO, septembar 1964.

Predsednik:	prof. dr Kruno TONKOVIĆ, dipl.inž.građ., Zagreb
Potpredsednik:	prof. Ljubomir JEVTOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar:	prof. Zvonimir PAVLOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd

ČETVRTI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
PORTOROŽ, jun 1969.

Predsednik:	akademik, prof. dr Milan ĐURIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	prof. Miloš MARINČEK, dipl.inž.građ., Ljubljana
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd

PETI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
BUDVA, septembar 1974.

Predsednik:	akademik, prof. dr Milan ĐURIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	prof. Miloš MARINČEK, dipl.inž.građ., Ljubljana
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd

SIMPOZIJUM
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
"GREŠKE, SANACIJE I ISKUSTVA U INVESTIRANJU, PROJEKTOVANJU, GRAĐENJU I EKSPLOATACIJI GRAĐEVINSKIH OBJEKATA"
CAVTAT, novembar 1976.

ŠESTI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
BLED, septembar 1978.

Predsednik:	akademik, prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	prof. Milenko PRŽULJ, dipl.inž.građ., Sarajevo
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar za međunarodne veze:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ., Beograd

SIMPOZIJUM
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA I INSTITUTA ZA MATERIJALE I KONSTRUKCIJE GRAĐEVINSKOG FAKULTETA UNIVERZITETA U BEOGRADU
"INOVACIJE JUGOSLOVENSKIH PROPISA ZA BETONSKE, METALNE I SPREGNUTE KONSTRUKCIJE - ISKUSTVA I NOVA SAZNANJA"
TROGIR, maj 1980.

Na Skupštini održanoj maja 1980. u Trogiru, Jugoslovensko društvo građevinskih konstruktera je promenilo naziv u SAVEZ DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE - SDGKJ. Na Skupštini je odlučeno da izvršni odbor, izabran na VI Kongresu na Bledu, u istom sastavu obavlja dužnosti PREDSEDNIŠTVA SDGKJ do sledećeg kongresa.

Za predsednika i potpredsednika SDGKJ sa jednogodišnjim mandatom izabrani su:

Predsednik:	akademik, prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	prof. Milenko PRŽULJ, dipl.inž.građ., Sarajevo

a za predsednika i potpredsednika SDGKJ za naredni jednogodišnji mandat:

Predsednik:	prof. Milenko PRŽULJ, dipl.inž.građ., Sarajevo
Potpredsednik:	Marijan KOŠČAK, dipl.inž.građ., Zagreb

SEDMI KONGRES
SAVEZA DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE
CAVTAT, april 1983.

Predsednik:	prof. Milenko PRŽULJ, dipl.inž.građ., Sarajevo
Potpredsednik:	prof. dr Stanko ŠRAM, dipl.inž.građ., Zagreb
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar za međunarodne veze:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ., Beograd

SIMPOZIJUM '85
SAVEZA DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE
DUBROVNIK, april 1985.

Na sednici Predsedništva SDGKJ, održanoj aprila 1985. u Dubrovniku odlučeno je da se predsedniku, potpredsedniku, sekretaru i sekretaru za međunarodne veze, izabranim na VII Kongresu SDGKJ u Cavtatu, produži mandat do sledećeg kongresa.

OSMI KONGRES
SAVEZA DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE
CAVTAT, april 1987.

Predsednik:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	prof. dr Franci KRŽIĆ, dipl.inž.građ., Ljubljana
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar za međunarodne veze:	docent dr Jure RADIĆ, dipl.inž.građ., Zagreb

JUGOSLOVENSKO SAVETOVANJE O PRIMENI NOVOG PRAVILNIKA ZA BETON I ARMIRANI BETON BAB 87 ZAJEDNO SA JUDIMK, GRAĐEVINSKIM INSTITUTOM ZAGREB I GRAĐEVINSKIM FAKULTETOM BEOGRAD
DUBROVNIK, april 1989.

Na sednici Predsedništva SDGKJ održanoj aprila 1989. u Dubrovniku, ponovo su izabrani za sledeći dvogodišnji period

Predsednik:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	prof. dr Franci KRŽIĆ, dipl.inž.građ., Ljubljana
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar za međunarodne veze:	docent dr Jure RADIĆ, dipl.inž.građ., Zagreb

DEVETI KONGRES
SAVEZA DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE
CAVTAT, april 1991.

Predsednik:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	prof. dr Franci KRŽIĆ, dipl.inž.građ., Ljubljana
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar za međunarodne veze:	docent dr Jure RADIĆ, dipl.inž.građ., Zagreb
Članovi predsedništva:	prof. Vukašin AČANSKI, dipl.inž.građ., Maribor
	prof. dr Vinko ČANDRLIĆ, dipl.inž.građ., Zagreb
	prof. dr Radomir FOLIĆ, dip.inž.građ., Novi Sad
	akademik, prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. Dravan IVANOV, dipl.inž.građ., Skoplje
	prof. Gojko NENADIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. Milenko PRŽULJ, dipl.inž.građ., Sarajevo
	Vladimir STANKOVIĆ, dipl.inž.građ., Titograd
	Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ., Priština
	prof. dr Stanko ŠRAM, dipl.inž.građ., Zagreb
	mr Cvetan TANEVSKI, dipl.inž.građ., Skoplje
Članovi Nadzornog odbora:	Jovan BOŠKOV, dipl.inž.građ., Novi Sad
	prof. dr Boris KOLJOZOV, dipl.inž.građ., Skoplje
	Zvonimir SABLJAK, dipl.inž.građ., Novi Sad

*Posle raspada SFRJ, Savez društava građevinskih konstruktera Jugoslavije - SDGKJ transformisao se u **Jugoslovensko društvo građevinskih konstruktera - JDGK**, koje je nastavilo delatnost SDGKJ. Na Osnivačkoj skupštini, održanoj 1.12.1994. godine u Beogradu, usvojen je novi statut i imenovano predsedništvo u sastavu:*

Predsednik:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
Generalni sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Članovi predsedništva:	akademik prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Milorad IVKOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	Miroslav BAJIĆ, dip.inž.građ., Novi Sad
	Veljko BELADA, dipl.inž.građ., Podgorica
	Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ., Priština
	prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Aleksandar PAKVOR, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Mihailo MURAVLJOV, dipl.inž.građ., Beograd

Jugoslovensko društvo građevinskih konstruktera, zajedno sa Građevinskim fakultetom u Beogradu i Saveznim zavodom za standardizaciju, organizovalo je dva jugoslovenska savetovanja:

PRVO JUGOSLOVENSKO SAVETOVANJE
EVROKODOVI I JUGOSLOVENSKO GRAĐEVINSKO KONSTRUKTERSTVO
BEOGRAD, jun 1995.

DRUGO JUGOSLOVENSKO SAVETOVANJE
EVROKODOVI I JUGOSLOVENSKO GRAĐEVINSKO KONSTRUKTERSTVO
BEOGRAD, april 1997.

DESETI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
VRNJAČKA BANJA, jun 1998.

Na Skupštini JDGK, održanoj juna 1998. u Vrnjačkoj Banji, izabrano je novo predsedništvo i nadzorni odbor JDGK, u sledećem sastavu:

Predsednik:	prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	prof. dr Radenko PEJOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica
Generalni sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar:	Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Članovi predsedništva:	akademik prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Milorad IVKOVIĆ , dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Života PERIŠIĆ, dip.inž.građ., Beograd prof. dr Aleksandar PAKVOR, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Miodrag SEKULOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Arsenije VUJOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad prof. dr Živojin PRAŠČEVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Dragan BUĐEVAC, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Milić MILIĆEVIĆ, dipl.inž.građ., Niš mr Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ., Gacko Veljko BELADA, dipl.inž.građ., Podgorica Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad Dragan VUKADINOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd Jožef KERMECI, dipl.inž.građ., Kanjiža
Članovi Nadzornog odbora:	prof. dr Dušan NAJDANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd - predsednik prof. dr Mladen ULIĆEVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica Miroslav BAJIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad

Na istoj skupštini izabrani su za počasne članove JDGK:

akademik prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ., Beograd
prof. dr Milorad IVKOVIĆ , dipl.inž.građ., Beograd
prof. dr Tihomir NIKOLOVSKI, dipl.inž.građ., Skoplje

takođe je izabrano i 14 zaslužnih članova JDGK:

prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
prof. dr Aleksandar PAKVOR, dipl.inž.građ., Beograd
prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
mr Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ., Gacko
prof. dr Boško PETROVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
prof. dr Miroslav DEBELJKOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
mr Branislav VOJINOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
prof. dr Milić MILIĆEVIĆ, dipl.inž.građ., Niš
prof. dr Milan GOJKOVIĆ , dipl.inž.građ., Beograd
dr Vladimir STANKOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica
Veljko BELADA, dipl.inž.građ., Podgorica

SIMPOZIJUM 2000.
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
VRNJAČKA BANJA, 1-3. novembar 2000.

Na Skupštini JDGK, održanoj 2. novembra 2000. u Vrnjačkoj Banji, predsedništvo JDGK je prošireno sa dva člana i njegov sastav čine:

Predsednik:	prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	prof. dr Radenko PEJOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica
Generalni sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar:	Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Članovi predsedništva:	akademik, prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Milorad IVKOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Aleksandar PAKVOR, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Miodrag SEKULOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Arsenije VUJOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica
	prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
	prof. dr Živojin PRAŠČEVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Dragan BUĐEVAC, dipl.inž.građ., Beograd

prof. dr Milić MILIĆEVIĆ, dipl.inž.građ., Niš
mr Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ., Banja Luka
Veljko BELADA, dipl.inž.građ., Podgorica
Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
Dragan VUKADINOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Jožef KERMECI, dipl.inž.građ., Kanjiža

Članovi Nadzornog odbora:

prof. dr Dušan NAJDANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd - predsednik
prof. dr Mladen ULIĆEVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica
Miroslav BAJIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad

Na istoj skupštini izabrani su za počasne članove JDGK:

prof. dr Sande ATANASOVSKI, dipl.inž.građ., Skoplje
prof. dr Dragan IVANOV, dipl.inž.građ., Skoplje
prof. dr Milenko PRŽULJ, dipl.inž.građ., Ljubljana
prof. dr Vukašin AČANSKI, dipl.inž.građ., Maribor
prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd

takođe je izabrano i 10 zaslužnih članova JDGK:

prof. Dimitrije ĆERTIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Predrag ŽELALIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
prof. Gojko NENADIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Anđelko KOVAČEVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
prof. dr Živojin PRAŠČEVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Miroslav BAJIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
prof. dr Mihailo MURAVLJOV, dipl.inž.građ., Beograd
prof. dr Arsenije VUJOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica
Lazar PRODANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Johan SKLENA, dipl.inž.građ., Novi Sad

JEDANAESTI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
VRNJAČKA BANJA, 25-27. septembar 2002.

Na Skupštini JDGK, održanoj 24. septembra 2002. u Vrnjačkoj Banji, izabrano je novo predsedništvo i nadzorni odbor JDGK, u sledećem sastavu:

Predsednik: prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik: prof. dr Radenko PEJOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica

Generalni sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar:	Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Članovi predsedništva:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad prof. dr Arsenije VUJOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica prof. dr Živojin PRAŠČEVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Dragan BUĐEVAC, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Dušan NAJDANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Đorđe VUKSANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Mladen ULIĆEVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.inž.građ., Niš mr Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ., Gacko Dragan VUKADINOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad Jožef KERMECI, dipl.inž.građ., Kanjiža
Članovi Nadzornog odbora:	mr Dragana ČUKIĆ, dipl.inž.građ., Beograd mr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad Igor ĐURANOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica

Na istoj skupštini izabrani su za počasne članove JDGK:

prof. dr Stanko ŠRAM, dipl.inž.građ. - Hrvatska
prof. dr Miodrag VELKOV, dipl.inž.građ. - Makedonija
prof. dr Aleksandar PAKVOR, dipl.inž.građ., Beograd
prof. dr Miodrag SEKULOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Predrag ŽELALIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Veljko BELADA, dipl.inž.građ., Podgorica
mr Vladimir STANKOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica

takođe je izabrano i 12 zaslužnih članova JDGK:

prof. dr Dušan NAJDANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
prof. dr Radenko PEJOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica
prof. dr Mladen ULIĆEVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica
prof. dr Petar ČOLIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Dušan SIMOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Dragan VUKADINOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Boško TRIVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Jožef KERMECI, dipl.inž.građ., Kanjiža
Vukan NJAGULJ, dipl.inž.građ., Beograd
Dragomir LUKIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Miroslav SUBOTIĆ, dipl.inž.građ., Beograd

SIMPOZIJUM 2004.
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
VRNJAČKA BANJA, 29. septembar - 1. oktobar 2004.

Predsednik:	prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	prof. dr Radenko PEJOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica
Generalni sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar:	Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Članovi predsedništva:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad prof. dr Arsenije VUJOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica prof. dr Živojin PRAŠČEVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Dragan BUĐEVAC, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Dušan NAJDANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Đorđe VUKSANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd prof. dr Mladen ULIĆEVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.inž.građ., Niš prof. dr Petar ČOLIĆ, dipl.inž.građ., Beograd mr Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ., Gacko Dragan VUKADINOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad Jožef KERMECI, dipl.inž.građ., Kanjiža
Članovi Nadzornog odbora:	mr Dragana ČUKIĆ, dipl.inž.građ., Beograd mr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad Igor ĐURANOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica

Na istoj skupštini izabrani su za počasne članove JDGK:

prof. dr Predrag GAVRILOVIĆ, dipl.inž.građ.
Saško STREZOVSKI, dipl.inž.građ.
prof. Gojko NENADIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Mihajlo TRIFUNAC, dipl.inž.građ.
prof. dr Milija PAVLOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr David LLOJD SMITH, dipl.inž.građ.
prof. dr. Arsenije VUJOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Vlado GOCEVSKI, dipl.inž.građ.
prof. dr Tomislav RADOJIČIĆ, dipl.inž.građ.
Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ.

takođe je izabrano i 12 zaslužnih članova JDGK:

Jovo SMILJANIĆ, dipl.inž.građ.
Dragan MAJKIĆ, dipl.inž.građ.
Lajčo STIPIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Milivoje STANKOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragoljub DRENIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Dušan PETKOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragan BUĐEVAC, dipl.inž.građ.
mr Dragana ČUKIĆ, dipl.inž.građ.
mr Milan ĐOKOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Božidar S. PAVIĆEVIĆ, dipl.inž.građ.
mr Radivoje MRDAK, dipl.inž.građ.
prof. dr Vojislav MIHAILOVIĆ, dipl.inž.građ.

DVANAESTI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
VRNJAČKA BANJA, 27-29. septembar 2006.

Na Skupštini JDGK, održanoj 27. septembra 2006. u Vrnjačkoj Banji, izabrano je novo predsedništvo i nadzorni odbor JDGK, u sledećem sastavu:

Predsednik:	prof. dr Dejan BAJIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica
Sekretar:	prof. dr Snežana MARINKOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Članovi predsedništva:	prof. dr Dušan NAJDANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Đorđe VUKSANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.inž.građ., Niš
	prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
	doc. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
	doc. dr Bratislav STIPANIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	doc. dr Aleksandar RISTOVSKI, dipl.inž.građ., Kosovska Mitrovica
	dr Zoran FLORIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
	Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
	Zoran FILIPOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	Branko KNEŽEVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	Slobodan CVETKOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	Slobodan MITROVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Članovi Nadzornog odbora:	mr Slobodan GRKOVIĆ, dipl.inž.građ., Subotica
	Gojko GRBIĆ, dipl.inž.građ., Loznica
	Miroslav MIHAJLOVIĆ, dipl.inž.građ., Paraćin

Na istoj skupštini izabrani su za počasne članove JDGK:

Prof. dr Mirka AĆIĆA, dipl.građ.inž.
Prof. dr Radomira FOLIĆA, dipl.građ.inž.
Prof. dr Radenka PEJOVIĆA, dipl.građ.inž.
Prof. dr Trifuna PASKALOVA , dipl.građ.inž.
Mr Vidoja ZELENOVIĆA, dipl.građ.inž.

takođe je izabrano i 5 zaslužnih članova JDGK:

Prof. dr Đorđe VUKSANOVIĆ, dipl.građ.inž.
Prof. dr Dejan BAJIĆ, dipl.građ.inž.
Prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.građ.inž.
Jožef BARNA , dipl.građ.inž.
Mr Predrag PAVLOVIĆ, dipl.građ.inž.

SIMPOZIJUM 2008.
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
ZLATIBOR "ČIGOTA", 24-26. septembar 2008.

Predsednik:	prof. dr Dejan BAJIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ., Podgorica
Sekretar:	prof. dr Snežana MARINKOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd

Nije bilo izbora za zaslužne i počasne članove društva.

TRINAESTI KONGRES
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
ZLATIBOR "ČIGOTA", 22-24. septembar 2010.

Na Skupštini DGKS, održanoj 22. septembra 2010. na Zlatiboru izabrano je novo predsedništvo i nadzorni odbor DGKS, u sledećem sastavu:

Predsednik:	prof. dr Miloš LAZOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	Aleksandar BOJOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar:	prof. dr Boško STEVANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Članovi predsedništva:	prof. dr Snežana MARINKOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Đorđe VUKSANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Mihajlo ĐURĐEVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
	doc. dr Bratislav STIPANIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.inž.građ., Niš
	mr Slobodan GRKOVIĆ, dipl.inž.građ., Subotica
	prof. dr Aleksandar RISTOVSKI, dipl.inž.građ., Kos.Mitrovica
	Gojko GRBIĆ, dipl.inž.građ., Loznica

	dr Zoran FLORIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
	Đorđe PAVKOV, dipl.inž.građ., Novi Sad
	Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	Goran VUKOBRATOVIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
	Branko KNEŽEVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Članovi Nadzornog odbora:	Miroslav MIHAJLOVIĆ, dipl.inž.građ., Paraćin
	prof. dr Zlatko MARKOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	Aleksandar TRAJKOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd

Na istoj skupštini izabran je 1 počasni član DGKS:

Prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ.

SIMPOZIJUM 2012.
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
VRNJAČKA BANJA, 19-21. septembar 2012.

Predsednik:	prof. dr Miloš LAZOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Potpredsednik:	Aleksandar BOJOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar:	prof. dr Boško STEVANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd

Nije bilo izbora za zaslužne i počasne članove društva.

ČETRNAESTI KONGRES
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
NOVI SAD, 24-26. septembar 2014.

Na Skupštini DGKS, održanoj 24. septembra 2014. u Novom Sadu izabrano je novo predsedništvo i nadzorni odbor DGKS, u sledećem sastavu:

Predsednik	prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
Potpredsednik:	Aleksandar BOJOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Generalni sekretar:	prof. dr Zlatko MARKOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Sekretar:	prof. dr Boško STEVANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Članovi predsedništva:	prof. dr Snežana MARINKOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Mira PETRONIJEVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	doc. dr Selimir LELOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	mr Branko MILOSAVLJEVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.inž.građ., Niš
	prof. dr Danijel KUKARAS, dipl.inž.građ., Subotica
	Branko KNEŽEVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd

	Đorđe PAVKOV, dipl.inž.građ., Novi Sad
	Goran VUKOBRATOVIĆ, dipl.inž.građ., Novi Sad
	Gojko GRBIĆ, dipl.inž.građ., Loznica
	Lazar MARKOVIĆ, dipl.inž.građ., Subotica
	Aleksandar ŽIVANOVIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
	Goran TADIĆ, dipl.inž.građ., Beograd
Članovi Nadzornog odbora:	Ivan IGNJATOVIĆ, dipl.inž.građ., predsednik, Beograd
	prof. dr Dejan DIVAC, dipl.inž.građ., Beograd
	Zoran KOVRLIJA, dipl.inž.građ., Beograd

Nije bilo izbora za zaslužne i počasne članove društva.

ČETRNAESTI KONGRES
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
BEOGRAD, 02. decembar 2016.

Na Skupštini DGKS, održanoj 02. decembra 2016. u Beogradu izmenjen je sastav predsedništva DGKS. Umesto Aleksandra Živanovića, dipl.inž.građ. izabran je Duško Tomić, dipl.inž.građ. (Energoprojekt Visokogradnja).

PETNAESTI KONGRES
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
BEOGRAD, 01. decembar 2017.

Na Skupštini DGKS, održanoj 01. decembra 2017. u Beogradu izmenjen je sastav nadzornog odbora DGKS. Umesto prof. dr Dejana Divca, dipl.inž.građ. i Zorana Kovrlije, dipl.inž.građ. izabrani su doc. dr Predrag Blagojević, dipl.inž.građ. (Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš) i Vojin Zajić, dipl.inž.građ. (STRABAG, Beograd).

PRIZNANJA
SAVEZA DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE

ZA ŽIVOTNO DELO
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU

„Priznanje Saveza društava građevinskih konstruktera Jugoslavije za životno delo u građevinskom konstrukterstvu je najviše priznanje koje Predsedništvo SDGKJ dodeljuje svojim istaknutim članovima za izuzetan doprinos koji su dogogodišnjim radom i rezultatima dali razvoju našeg građevinskog konstrukterstva i napretku Socijalističke Federativne Republike Jugoslavije.“

Priznanje je ustanovljeno 1989. godine.

Dobitnici priznanja SDGKJ za životno delo u građevinskom konstrukterstvu su:

1989.

ĐORĐE LAZAREVIĆ
akademik SANU, profesor dr h.c.,
diplomirani građevinski inženjer,
prvi predsednik Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera, od 1958. do 1964.

KRUNISLAV TONKOVIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer,
drugi predsednik Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera, od 1964. do 1969.

BRANKO ŽEŽELJ
akademik SANU, profesor,
diplomirani građevinski inženjer

1990.

NIKOLA HAJDIN
akademik SANU, profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer,
predsednik Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera, od 1978. do 1981.

MILORAD IVKOVIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

STANKO ŠRAM
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

1991.

STOJAN DINIĆ
diplomirani građevinski inženjer,
sekretar i generalni sekretar SDGKJ od 1969.

ZLATKO KOSTRENČIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer,

FRANCI KRŽIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer,
potpredsednik SDGKJ od 1987.

PETAR SERAFIMOV
akademik MANU, profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

Od 1991. do 1998. godine nisu dodeljivana priznanja za životno delo.

Jugoslovensko društvo građevinskih konstruktera je 1998. godine donelo odluku o nastavljanju dodeljivanja priznanja JDGK za žitovno delo u građevinskom konstrukterstvu.

PRIZNANJA
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA

ZA ŽIVOTNO DELO
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU

„Priznanje Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera za životno delo u građevinskom konstrukterstvu je najviše priznanje koje Predsedništvo JDGK dodeljuje svojim istaknutim članovima za izuzetan doprinos koji su dogogodišnjim radom i rezultatima dali razvoju našeg građevinskog konstrukterstva.“

Dobitnici priznanja JDGK za životno delo u građevinskom konstrukterstvu su:

1998.

GOJKO NENADIĆ
profesor,
diplomirani građevinski inženjer

ŽIVOTA PERIŠIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer,
predsednik SDGKJ/JDGK od 1987. do 1998.

2000.

BOŠKO PETROVIĆ
akademik SANU, profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

MILAN GOJKOVIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

BOŽIDAR S. PAVIĆEVIĆ
diplomirani građevinski inženjer

2002.

MIRKO AĆIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer
predsednik JDGK od 1998.

RADOMIR FOLIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

ARSENIJE VUJOVIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

DIMITRIJE ĆERTIĆ
profesor,
diplomirani građevinski inženjer

2004.

MIROSLAV DEBELJKOVIĆ
profesor,
diplomirani građevinski inženjer

ALEKSANDAR PAKVOR
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

PREDRAG ŽELALIĆ
diplomirani građevinski inženjer

2006.

MOMIR KRASTAVČEVIĆ
profesor,
diplomirani građevinski inženjer

PRIZNANJA
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

ZA ŽIVOTNO DELO
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU

„Priznanje Društva građevinskih konstruktera Srbije za životno delo u građevinskom konstrukterstvu je najviše priznanje koje Predsedništvo DGKS dodeljuje svojim istaknutim članovima za izuzetan doprinos koji su dogogodišnjim radom i rezultatima dali razvoju našeg građevinskog konstrukterstva.“

Dobitnici priznanja DGKS za životno delo u građevinskom konstrukterstvu su:

2008.

MIHAILO MURAVLJOV
profesor,
diplomirani građevinski inženjer

2010.

DANILO DRAGOJEVIĆ
diplomirani građevinski inženjer

VUKAN NJAGULJ
diplomirani građevinski inženjer

2012.

LJUBOMIR VLAJIĆ
profesor,
diplomirani građevinski inženjer

2014.

ŠERIF DUNICA
profesor,
diplomirani građevinski inženjer

2016.

VANJA ALENDAR
diplomirani građevinski inženjer

SLOBODAN CVETKOVIĆ
diplomirani građevinski inženjer

2018.

DEJAN BAJIĆ
profesor,
diplomirani građevinski inženjer

PRIZNANJA
SAVEZA DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE

ZA NAJBOLJA OSTVARENJA
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU

„U cilju podsticanja stvaralaštva, boljeg vrednovanja postignutih rezultata i najznačajnijih dostignuća našeg građevinskog konstrukterstva, Predsedništvo SDGKJ je početkom 1986. godine ustanovilo posebna godišnja stručna i društvena priznanja za najbolja ostvarenja u građevinskom konstrukterstvu u republikama i pokrajinama i u Jugoslaviji. Republička i pokrajinska društva građevinskih konstruktera dodeljuju svoja priznanja za najbolja ostvarenja u republikama i pokrajinama a Predsedništvo SDGKJ dodeljuje Jugoslovensko priznanje SDGKJ najboljem ostvarenju izabranom u konkurenciji ostvarenja koja su u toj godini dobila republička i pokrajinska priznanja.“

Priznanja su prvi put dodeljena za konstrukterska ostvarenja u 1986. godini.

Jugoslovenska priznanja SDGKJ za najbolja ostvarenja u građevinskom konstrukterstvu dobila su sledeća ostvarenja:

1986.

KONSTRUKCIJA NOVOG HANGARA JUGOSLOVENSKOG AEROTRANSPORTA NA AERODROMU BEOGRAD

Odgovorni projektanti konstrukcije:
profesor dr Milorad Ivković, dipl.inž.građ.
profesor dr Života Perišić, dipl.inž.građ.
profesor dr Mirko Aćić, dipl.inž.građ.
profesor dr Aleksandar Pakvor, dipl.inž.građ.

Graditelji konstrukcije:
Živadin Mijailović, dipl.inž.građ.
Višeslav Milosavljević, dipl.inž.građ.

1987.

PROJEKAT KONSTRUKCIJE KOMPLEKSA "CIBONA" U ZAGREBU

profesor dr Milutin Anđelić, dipl.inž.građ.

1988.

Naučnoistraživački rad:

POPREČNA RASPODELA OPTEREĆENJA KOD MOSTOVA SA VEĆIM BROJEM GLAVNIH NOSAČA U POPREČNOM PRESEKKU

asistent dr Zoran Desovski, dipl.inž.građ.

1989.

TEHNIČKO-TEHNOLOŠKO UNAPREĐENJE GRAĐEVINSKOG KONSTRUKTERSTVA NA IZGRADNJI HRAMA SVETOG SAVE NA VRAČARU U BEOGRADU PRIMENOM METODA TEŠKE GRAĐEVINSKE MONTAŽE, SPECIJALNE TEHNOLOŠKE PODIZNE OPREME, KAO I NOVIH KONSTRUKTIVNIH REŠENJA

Vojislav Marisavljević, dipl.inž.građ.
Dušan Arbajter, dipl.inž.građ.
Milutin Marjanović, dipl.inž.građ.
Dragan Kocić, dipl.inž.građ.
mr Milan Matović, dipl.inž.građ.

1990.

HIDROELEKTRANA "VIŠEGRAD"

Mira Pavlica, dipl.inž.građ.
Fevzija Beganović, dipl.inž.građ.
Mirza Pašić, dipl.inž.građ.
Vladimir Vujošević, dipl.inž.građ.

PRIZNANJA
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA

ZA NAJBOLJA OSTVARENJA
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU

„U cilju podsticanja stvaralaštva, boljeg vrednovanja postignutih rezultata i najznačajnijih dostignuća našeg građevinskog konstrukterstva, Jugoslovensko društvo građevinskih konstruktera je ustanovilo posebna godišnja priznanja za najbolja ostvarenja u građevinskom konstrukterstvu u SR Jugoslaviji. Priznanja se dodeljuju za oblast projektovanja i/ili građenja konstrukcija objekata i za oblast nauke i tehnologije u građevinskom konstrukterstvu.“

Priznanja JDGK za najbolja ostvarenja u građevinskom konstrukterstvu dobila su sledeća ostvarenja:

1994.

Za projektovanje i izvođenje konstrukcije objekta:

PODZEMNO ŽELEZNIČKO STAJALIŠTE "VUKOV SPOMENIK"

SAOBRAĆAJNI INSTITUT - CIP
Odgovorni projektanti konstrukcije:
dr Branislav Popović, dipl.inž.građ.
Miloje Kandić, dipl.inž.građ.
Aleksandar Mojsić, dipl.inž.građ.

ENERGOPROJEKT HOLDING
Graditelji konstrukcije:
mr Dragan Gojgić, dipl.inž.građ.
Stanimir Mandić, dipl.inž.građ.
Vladimir Đurić, dipl.inž.građ.
Boško Grubić, dipl.inž.građ.

1996. i 1997.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

IZVOĐENJE KONSTRUKCIJE DVORANE ZA MALE SPORTOVE FAKULTETA FIZIČKE KULTURE U BEOGRADU

Živorad Dimitrijević, dipl.inž.građ.

IZGRADNJA KOMPLEKSA ZA PROIZVODNJU LAB/LABS U KIRIŠU U RUSIJI

Svetislav Simović, dipl.inž.građ.
Nikola Lujić, dipl.inž.građ.
Novica Kostić, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke i tehnologije u građevinskom konstrukterstvu:

STRATEŠKO-TEHNOLOŠKI PROJEKAT „UVOĐENJE EVROKODOVA ZA KONSTRUKCIJE U GRAĐEVINSKO KONSTRUKTERSTVO SRBIJE“

Rukovodilac projekta:
prof. dr Života Perišić, dipl.inž.građ.

Rukovodioci potprojekta:
prof. dr Aleksandar Pakvor, dipl.inž.građ.
v.prof. dr Dragan Buđevac, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragoslav Stojić, dipl.inž.građ.
prof. dr Milić Milićević, dipl.inž.građ.
prof. dr Mihailo Muravljov, dipl.inž.građ.
prof. dr Petar Anagnosti, dipl.inž.građ.
prof. dr Radomir Folić, dipl.inž.građ.

1998. i 1999.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

SPORTSKA DVORANA - BEOGRADSKA ARENA

Autori krovne konstrukcije:
prof. dr Milorad Ivković, dipl.inž.građ.
prof. dr Života Perišić, dipl.inž.građ.

prof. dr Mirko Aćić, dipl.inž.građ.
prof. dr Aleksandar Pakvor, dipl.inž.građ.

Projektanti krovne konstrukcije:
Vanja Alendar, dipl.inž.građ., viši stručni saradnik
asis. mr Snežana Marinković, dipl.inž.građ.
Odgovorni projektant:
Savo Formentunović, dipl.inž.građ.

Saradnik na projektu krovne konstrukcije:
Bojan Tepavčević, dipl.inž.građ.

Graditelji konstrukcije:
Živorad Dimitrijević, dipl.inž.građ.
mr Miilan Đoković, dipl.inž.građ.

MOST NA OBILAZNICI AUTOPUTA U BEOGRADU (OSTRUŽNICA) PREKO REKE SAVE

Projektanti:
Za čeličnu konstrukciju
Slobodan Cvetković, dipl.inž.građ.
Danilo Dragojević, dipl.inž.građ.
Za prilazne konstrukcije
Ivanka Kopčalić, dipl.inž.građ.
Stanislav Mojsilović, dipl.inž.građ.

Izvođači:
Za čeličnu konstrukciju
Stanoje Petković, dipl.inž.građ.
Branko Knežević, dipl.inž.građ.
Siniša Bruski, dipl.inž.građ.
Za betonskku konstrukciju
Miroslav Havram, dipl.inž.građ.
Mihajlo Tadić, dipl.inž.građ.
Ranko Petrović, dipl.inž.građ.

MOST NA BARŽAMA PREKO DUNAVA U NOVOM SADU

Radomir Lukić, dipl.inž.građ.
VUKAN Njagulj, dipl.inž.građ.
Đorđe Denčić, dipl.inž.građ.
Miško Gunjača, dipl.inž.građ.
mr Radomir Potić, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „PRILOG ANALIZI STABILNOSTI TANKOZIDNIH NOSAČA“

dr Duško Lučić, dipl.inž.građ.

MONOGRAFIJA "METALNE KONSTRUKCIJE"

Autori:
prof. dr Dragan Buđevac, dipl.inž.građ.
asis. mr Zlatko Marković, dipl.inž.građ.
asis. mr Dragana Bogavac, dipl.inž.građ.
asis. mr Dragoslav Tošić, dipl.inž.građ.

2000. i 2001.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

PROJEKTOVANJE I IZGRADNJA MOSTA PREKO DUNAVA U NOVOM SADU "PETROVARADINSKA DUGA"

Projektanti mosta:
prof. Gojko Nenadić, dipl.inž.građ.
mr Ljiljana Đukić, dipl.inž.građ.

Projektant donjeg stroja:
Vukan Njagulj, dipl.inž.građ.

Projektant montaže:
Dragomir Lukić, dipl.inž.građ.
Miško Gunjača, dipl.inž.građ.

Šef montaže:
Branko Knežević, dipl.inž.građ.

PROJEKAT KONSTRUKCIJE POSLOVNOG OBJEKTA "ZEPTER" INTERNATIONAL - VARŠAVA

Autori:
doc. dr Miroslav Bešević, dipl.inž.građ.
prof. dr Dejan Bajić, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragan Buđevac, dipl.inž.građ.

PROJEKTOVANJE I IZGRADNJA MOSTA PREKO REKE VELIKE MORAVE NA DESNOJ TRACI AUTOPUTA E70 KROZ MESTO MIJATOVAC

Projektant mosta:
Vukan Njagulj, dipl.inž.građ.

Projektant montaže:
Miroslav Havran, dipl.inž.građ.

Rukovodilac radova:
Mihajlo Tadić, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „GRANIČNA NOSIVOST PRI PROBIJANJU MONTAŽNIH PRETHODNO NAPREGNUTIH PLOČA U OBLASTI IVIČNIH STUBOVA“

dr Snežana Marinković, dipl.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „UTICAJ VREMENSKIH DEFORMACIJA NA GRANIČNA STANJA ARMIRANOBETONSKIH PLOČA NAPREGNUTIH U SVOJOJ RAVNI“

dr Pero Vujović, dipl.inž.građ.

2002. i 2003.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

MOST "UNION BRIDGE" PREKO REKE MORAČE U PODGORICI

Autor idejnog rešenja i odgovorni projektant mosta:
mr Željka Radovanović, dipl.inž.građ.

Odgovorni projektant mosta:
dr Pero Vujović, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „IZBOČAVANJE LIMENIH NOSAČA POD DEJSTVOM LOKALNOG OPTEREĆENJA“

dr Nenad Marković, dipl.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „PRILOG ANALIZI VITKIH ARMIRANOBETONSKIH ELEMENATA SA KOSIM SAVIJANJEM“

dr Radomir Zejak, dipl.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „VIŠEKRITERIJUMSKA ANALIZA SEIZMIČKE OTPORNOSTI KONSTRUKCIJA ARMIRANOBETONSKIH ZGRADA“

dr Đorđe Lađinović, dipl.inž.građ.

2004. i 2005.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

SANACIJA, REKONSTRUKCIJA, ADAPTACIJA I DOGRADNJA KONSTRUKCIJE P.C. UŠĆE U NOVOM BEOGRADU, NAKON BOMBARDOVANJA 1999. GODINE

Projektanti:
prof. dr Ljubomir Vlajić, dipl.inž.građ.
mr Predrag Blagojević, dipl.inž.građ.
mr Slobodan Grković, dipl.inž.građ.

iz oblasti nauke:

MAGISTARSKA TEZA „PRILOG UTVRĐIVANJU SEIZMIČKE POUZDANOSTI IZVEDENIH ARMIRANO BETONSKIH OBJEKATA“

mr Nataša STOJANOVIĆ, dipl.inž.građ.

2006. i 2007.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

PROJEKAT DRUMSKOG MOSTA PREKO REKE VISLE U PLOCKU - IZVEDENO STANJE

Projektanti:
akademik prof. dr Nikola Hajdin, dipl.inž.građ.
doc. dr Bratislav Stipanić, dipl.inž.građ.

PUENTE DUARTE REHABILITATION PROJECT IN SANTO DOMINGO

Projektanti:
Slobodan Cvetkovic, dipl.inž.građ.
Stanislav Kolundzija, dipl.inž.građ.
prof. dr Branislav Kolundzija, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

PRILOG REŠENJU PROBLEMA STABILNOSTI DVOPOJASNIH LANČANIČNIH SISTEMA

Dragan Kostić, dipl.inž.građ.

2008. i 2009.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

NOVI TORANJ NA AVALI. KONSTRUKCIJA TORNJA

prof. dr Šerif Dunica, dipl.inž.građ.
Branislav Životić, dipl.inž.građ.
Aleksandar Bojović, dipl.inž.građ.

SPECIFIČNOSTI IZVOĐENJA OBNOVE TV TORNJA "AVALA"

Goran Milovanović, dipl.inž.građ.
Zoran Mišković, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

PRERASPODELA UTICAJA KOD NAKNADNO KONTINUIRANIH SPREGNUTIH ARMIRANOBETONSKIH NOSAČA TOKOM VREMENA

Snežana Mašović, dipl.inž.građ.

PRORAČUN VITKIH DVOOSNO SAVIJANIH AB STUBOVA

Zoran Brujić, dipl.inž.građ.

2010. i 2011.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „EKSPERIMENTALNO–TEORIJSKA ANALIZA GRANIČNIH STANJA ARMIRANOBETONSKIH LINIJSKIH NOSAČA OJAČANIH SPREZANJEM SA NSM VLAKNASTIM KOMPOZITIMA“

dr Slobodan Ranković, dipl.inž.građ.

2012. i 2013.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

NASTAJANJE I RAZRADA IDEJNOG REŠENJA I GRAĐENJE RASKLOPNOG MOSTA „PORT MILENA“

Projektanti:
Goran Tadić, dipl.inž.građ.
Duško Bobera, dipl.inž.građ.
Zoran Luković, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

PONAŠANJE GRUPE ELASTIČNIH MOŽDANIKA KOD SPREGNUTIH NOSAČA OD ČELIKA I BETONA

dr Milan Spremić, dipl.inž.građ.

GRANIČNA NOSIVOST ARMIRANOBETONSKIH GREDNIH NOSAČA OD BETONA SA RECIKLIRANIM AGREGATOM

dr Ivan Ignjatović, dipl.inž.građ.

2014. i 2015.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „PONAŠANJA CENTRIČNO PRITISNUTIH ELEMENATA SLOŽENOG PRESEKA OD NERĐAJUĆEG ČELIKA“

dr Jelena Dobrić, dipl.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „NELINEARNA STATIČKA I DINAMIČKA ANALIZA OKVIRNIH ZGRADA PREMA PERFORMANSAMA“

dr Mladen Ćosić, dipl.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „NOSIVOST ZAVRTNJEVA KAO SREDSTVA ZA SPREZANJE U PREFABRIKOVANIM SPREGNUTIM KONSTRUKCIJAMA OD ČELIKA I BETONA“

dr Marko Pavlović, dipl.inž.građ.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

ČELIČNA KONSTRUKCIJA ŽELEZNIČKOG MOSTA PREKO VELIKE MORAVE U ĆUPRIJI

SAOBRAĆAJNI INSTITUT - CIP
Projektanti:
Siniša Mihajlović, dipl.inž.građ.
Milorad Markovi, dipl.inž.građ.
Biljana Čolić, dipl.inž.građ.
Dejan Srejić, dipl.inž.građ.
prof. dr Šerif Dunica, dipl.inž.građ.
Marina Pešić, dipl.inž.građ.
Branislav Dašić, dipl.inž.građ.

ATLETSKA DVORANA "GENERAL JOVAN MIŠKOVIĆ" U BEOGRADU

CENTROPROJEKT D.O.O.
Projektanti:
prof dr Zlatko Marković, dipl.inž.građ.
Milomir Živanović, dipl.inž.građ.
doc. dr Jelena Dobrić, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragan Buđevac, dipl.inž.građ.

2016. i 2017.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „PONAŠANJE AKSIJALNO PRITISNUTIH SPREGNUTIH STUBOVA PRI EKSPLOATACIONOM I GRANIČNOM OPTEREĆENJU “

dr Aleksandar Landović, dipl.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE GRANIČNE NOSIVOSTI OSLONAČKE VEZE OŠUPLJENIH MONTAŽNIH PLOČA“

dr Veljko Koković, dipl.inž.građ, prof dr Dejan Bajić, dipl.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „NELINEARNA ANALIZA LAMINATNIH KOMPOZITNIH PLOČA I LJUSKI SA DELAMINACIJAMA PRIMENOM MKE“

dr Miroslav Marijanović, dipl.inž.građ.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

POSLOVNI KOMPLEKS “SIRIUS” U BLOKU 43 NA NOVOM BEOGRADU

STRABAG
Projektanti:
Vladimir Stefanović, dipl.inž.građ.
Igor Petrović, dipl.inž.građ.

PROJEKAT KONSTRUKCIJE POSLOVNOG OBJEKTA U RAJIĆEVOJ

MAŠINOPROJEKAT
Projektanti:
Aleksandar Trajković, dipl.inž.građ.
Ivana Leposavić, dipl.inž.građ.
Tanja Karlaš, dipl.inž.građ.
Vladimir Trajković, dipl.inž.građ.
Bojana Žarković, dipl.inž.građ.
Nenad Nedeljić, dipl.inž.građ.

SADRŽAJ

PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU DEJANU BAJIĆU, DIPL. INŽ……..... 2

P-1 *Igor Petrović, Vladimir Stefanović* - POSLOVNI KOMPLEKS ″SIRIUS″ U BLOKU 43 NA NOVOM BEOGRADU…….. 6

P-2 *Aleksandar Trajković, Ivana Leposavić* - PROJEKAT KONSTRUKCIJE POSLOVNOG OBJEKTA U RAJIĆEVOJ…….. 16

P-3 *Aleksandar Landović* - BEHAVIOR OF AXIALLY COMPRESSED COMPOSITE COLUMNS FOR EXPLOITATION AND ULTIMATE LOADS……..... 25

P-4 *Veljko Koković*, *Dejan Bajić* - EXPERIMENTAL STUDY ON ULTIMATE CAPACITY OF HCS WITH RESTRAINED SUPPORT CONNECTION…. 35

P-5 *Miroslav Marjanović* - NONLINEAR ANALYSIS OF LAMINATED COMPOSITE PLATES AND SHELLS WITH DELAMINATIONS USING FINITE ELEMENT METHOD…… 46

U-1 *Hugo Corres Peirreti, Freddy Ariñez Fernández, Julio Sánchez Delgado* - FIB MODEL CODE 2020 - CONTENT AND ONGOING PROCESS……... 58

U-2 *František Wald, Marta Kuříková, Lukáš Gödrich, Lubomír Šabatka, Jaromír Kabeláč, Drahoš Kojala* - MULTI LEVEL MEMBER AND CONNECTION DESIGN……. 73

U-3 *David Fernández-Ordóñez Hernández* - CONCRETE PREFABRICATION - LESSONS FROM THE PAST AND ADVANCES FOR THE FUTURE…. 85

U-4 *Milenko Pržulj* - SAVREMENE KONCEPCIJE I KONSTRUKCIJE SPREGNUTIH MOSTOVA……. 97

U-5 *Meri Cvetkovska, Milivoje Milanović, Cvetanka Chifliganec* - FIRE RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE AND STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES……... 123

S-1 *Marko Marinković, Ratko Salatić* - UTICAJ KARAKTERISTIKA ISPUNE NA PONAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH RAMOVA SA ZIDANOM ISPUNOM……..... 144

S-2 *Nikola Rajić, Đorđe Lađinović* - PROCENA PONAŠANJA OKVIRNIH AB ZGRADA PROJEKTOVANIH PREMA EN1998 I NACIONALNIM PROPISIMA……. 151

S-3 *Slaviša Ćorić* - PROJEKAT I IZGRADNJA POTPORNE KONSTRUKCIJE ZAŠTITE TEMELJNE JAME HOTELSKOG KOMPLEKSA "ŽAGER" U HERCEG NOVOM……... 162

S-4 *Miloš Lazović, Marija Lazović, Janko Radovanović* - REŠENJE OJAČANJA TEMELJNE KONSTRUKCIJE POSLOVNOG OBJEKTA "AUTOCENTAR STOJANOVIĆ" U BEOGRADU…… 172

S-5 *Marina Aškrabić, Dimitrije Zakić, Aleksandar Savić, Dragica Jevtić, Enida Mušović, Stefan Stanimirović* - KREČNI MALTERI SA DODATKOM RECIKLIRANE OPEKE NAMENJENI ZA RESTAURACIJU ISTORIJSKIH OBJEKATA……..... 180

S-6 *Muamer Đulović, Merima Salčin, Marko Ćećez, Merima Šahinagić-Isović* - DIJAGNOSTIKA STANJA I PRIJEDLOG SANACIJE OBJEKTA "NAMA" U MOSTARU……..... 190

S-7 *Goran Tadić* - FAZE IZGRADNJE, NIVELETA I TIPOVI MOSTOVA I PROPUSTA KORIŠĆENI U PROJEKTU REKONSTRUKCIJE PRUGE…….. 199

S-8 *Mirza Memić, Radomir Folić* - MODEL SANACIJE AB POTPORNE KONSTRUKCIJE - STUDIJA SLUČAJA……... 209

S-9 *Đerđ Varju, Aleksandar Prokić, Miroslav Bešević, Martina Vojnić Purčar, Ljiljana Kozarić* - SANACIONO REŠENJE POVEĆANIH VIBRACIJA NOSEĆE KONSTRUKCIJE CRPNOG AGREGATA…… 219

S-10 *Merima Salčin, Žana Džubur, Muamer Đulović* - PRIKAZ KONSTRUKCIJE SPORTSKOG BALONA OD LIJEPLJENO LAMELIRANOG DRVETA…… 227

S-11 *Igor Gukov* - HRVATSKA ISKUSTVA U PROJEKTIRANJU I GRAĐENJU GREDNIH MOSTOVA KONZOLNIM POSTUPKOM……... 235

S-12 *Miloš Debeljković* - PROJEKAT POSTROJENJA ZA ODLOŽENO KOKSOVANJE (DCU) U RAFINERIJI NAFTE PANČEVO (NIS)…….. 245

S-13 *Dragan Majkić* - SIMON FRASER MOST – TEHNOLOGIJA IZVODJENA……. 255

S-14 *Slaviša Ćorić* - PROJEKAT I IZGRADNJA KONSTRUKCIJE HOTELSKOG KOMPLEKSA "ŽAGER" U HERCEG NOVOM……... 263

S-15 *Aleksandra Cerović, Ivan Vasić* - PROJEKTOVANJE I IZGRADNJA NOVIH OBJEKATA I REKONSTRUKCIJA I SANACIJA POSTOJEĆIH - PPV BRESJE…… 273

S-16 *Duško Bobera* - PROJEKTOVANJE I IZVOĐENJE ŠEST VISOKIH MOSTOVA U OMANU……... 283

S-17 *Aleksandar Z. Komadinić, Darko Popović* - KONCEPT PRORAČUNA ČELIČNIH VEZA NA ZADATE ROTACIJE……. 293

S-18 *Radovan Cvetković, Nemanja Marković, Stefan Conić, Dragoslav Stojić* - PRIKAZ KONSTRUKCIJE INDUSTRIJSKE HALE OD LEPLJENOG LAMELIRANOG DRVETA…… 306

S-19 *Milan Spremić, Nenad Fric, Zlatko Marković* - MOŽDANICI SA GLAVOM - MOGUĆNOSTI I OGRANIČENJA PRIMENE U ZGRADARSTVU……. 316

S-20 *Tamara Šumar* - VODOZAHVATNA KULA BRANE KUFRANJA - EFEKTI IZMEŠTANJA KULE NA NJEN SEIZMIČKI ODGOVOR…… 324

S-21 *Krstan Laketić* - LEPLJENO LAMELIRANO DRVO - KROVNA KONSTRUKCIJA BAZEN SC MORAČA, PODGORICA, CRNA GORA... 332

S-22 *Igor Gukov, Dalibor Gelo, Tea Žagar* - PRIMJENA TOPOLOŠKE OPTIMIZACIJA U OBLIKOVANJU MOSTOVA……. 340

S-23 *Drago Žarković, Đorđe Jovanović, Zoran Brujić, Đorđe Lađinović* - CDPM2 MODEL BETONA U FORMULACIJI 3D KONAČNIH ELEMENATA PRI CIKLIČNOM OPTEREĆENJU……... 349

S-24 *Vladan Kuzmanović, Vladan Čukić* - BRANA „LUBINA“ – ANALIZE STABILNOSTI I STATIČKI PRORAČUN BOČNOG PRELIVA, BRZOTOKA I OPTOČNE GALERIJE…… 359

S-25 *Nikola Velimirović, Dragoslav Stojić, Radovan Cvetković, Nemanja Marković, Nenad Stojković* - OPTIMIZACIJA DIMENZIJA SPREGNUTOG NOSAČA TIPA DRVO-BETON…….. 369

S-26 *Bogdan Šakić, Nikola Tošić* - PROJEKTOVANJE ELEMENATA OD MIKROARMIRANOG BETONA PREMA FIB MODEL CODE 2010……. 379

S-27 *Nemanja Marković, Tamara Nestorović, Dragoslav Stojić, Radovan Cvetković, Nikola Velimirović* - HIBRIDNI ALGORITAM ZA DETEKCIJU, LOKALIZACIJU I KVANTIFIKACIJU OŠTEĆENJA POVRŠINSKIH AB ELEMENATA…… 389

S-28 *Sanja Živković, Mladen Milićević, Uroš Tipsarević, Darko Popović* - PRIMENA NETIPIČNIH ZAVARENIH VEZA KRUŽNIH PROFILA U PROJEKTOVANJU INŽENJERSKIH OBJEKATA……... 399

S-29 *Svetlana Ristić, Darko Popović, Vanja Alendar* - PRIMENA NETIPIČNIH ZAVARENIH VEZA KUTIJASTIH PRESEKA U PROJEKTOVANJU INŽENJERSKIH OBJEKATA……. 410

S-30 *Nemanja Marković, Zlata Tošić, Radovan Cvetković, Stefan Conić* - IDEJNO REŠENJE PEŠAČKOG MOSTA PREKO SVRLJIŠKOG TIMOKA KOD DOMA KULTURE U KNJAŽEVCU…… 422

S-31 *Nataša Vorotović Konstantinović, Ivana Jovanović* - SAVREMENI PRISTUP PROJEKTOVANJU NASUTIH BRANA IZLOŽENIH DELOVANJU ZEMLJOTRESA…….. 430

S-32 *Miloš Vulinović, Ivan Milićević, Ivan Ignjatović* - OBEZBEĐENJE LOKALNE DUKTILNOSTI AB ELEMENATA PO EVROKODU 8 - KOEFICIJENT UTEZANJA…… 442

S-33 *Boško Furtula, Živojin Praščević, Nataša Praščević* - PRIMENA FUZZY LINEARNOG PROGRAMIRANJA ZA ODREĐIVANJE FAKTORA LOMA DVOPOJASNOG SISTEMA……... 454

S-34 *Sanin Džidić* - RAEAKCIJA NA VATRU I OTPORNOST NA POŽAR - DISKUSIJE I DILEME……. 466

S-35 *Sandra Kraković, Veljko Koković* – TAČAN POSTUPAK PRORAČUNA OJAČANJA ARMIRANO BETONSKIH KONSTRUKCIJA NA SAVIJANJE…….. 480

S-36 *Đorđe Jovanović, Drago Žarković, Đorđe Lađinović* - O EVROKODOVIM PRAVILIMA DIMENZIONISANJA MOMENTIH VEZA SA ČEONOM PLOČOM…….. 488

S-37 *Petar Bajić, Ivan Milićević, Ivan Ignjatović* - PROCENA SEIZMIČKE OTPORNOSTI ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJA PREMA EVROKODU 8-3…….. 498

S-38 *Lazar Živković* - PROBLEMATIKA DIMENZIONISANJA GREDNIH NOSAČA SA KOMPOZITNOM ARMATUROM, OPTEREĆENIH NA SAVIJANJE……..... 508

S-39 *Kristina Kostadinović Vranešević, Nina Gluhović, Jelena Dobrić, Milan Spremić* - POREĐENJE PONAŠANJA TANKIH CILINDARIČNIH LJUSKI OD UGLJENIČNOG ČELIKA I NERĐAJUĆEG ČELIKA……. 519

S-40 *Radojko Obradović, Draško Mišulić* - MODELI KONKURSNIH DOKUMENTACIJA ZA JAVNE NABAVKE U GRAĐEVINARSTVU….. 529

S-41 *Marija Petrović, Nevena Simić, Predrag Petronijević, Dragan Arizanović* - PRIMENA METODE ZA ANALIZU KAŠNJENJA NA PROJEKTU SA STUDIJOM SLUČAJA…… 539

S-42 *Mira Petronijević, Marija Nefovska-Danilović, Marko Radišić, Miloš Jočković* - ISTRAŽIVANJE DEJSTVA VIBRACIJA NA LJUDE I OBJEKTE U CILJU ODRŽIVOG RAZVOJA GRADOVA…… 547

ДГКС ASES

DOBITNICI PRIZNANJA DGKS

ZA ŽIVOTNO DELO
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU
U 2018. GODINI

PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU DEJANU BAJIĆU, DIPL.INŽ.

Dejan Bajić je rodjen 02.04.1950. godine u Beogradu, gde je završio osnovnu školu i gimnaziju sa odličnim uspehom. Za pokazani uspeh iz matematike i fizike tokom gimnazijskog školovanja nagradjen je diplomom "Mihajlo Petrović Alas".
Na Gradjevinski fakultet u Beogradu upisao se školske 1968/69 godine. Diplomirao je februara 1974. godine, na Odseku za konstrukcije, sa prosečnom ocenom tokom studija 8,75. Diplomski rad iz predmeta Betonske konstrukcije odbranio je sa ocenom 10,0. Poslediplomske studije, Odsek za konstrukcije, upisao je školske 1974/75. godine i položio sve predvidjene ispite sa maksimalnom ocenom 10,0.
Magistarski rad "Analiza deformacija elemenata armiranobetonskih konstrukcija pod dejstvom kratkotrajnog eksploatacionog opterećenja" odbranio je 11.05.1982 godine na Gradjevinskom fakultetu u Beogradu.
Doktorsku disertaciju "Prilog nelinearnoj analizi armiranobetonskih linijskih elemenata" odbranio je 27.12.1985. godine, takodje na Gradjevinskom fakultetu u Beogradu, pred komisijom: prof. N. Hajdin, prof. M. Ivković, prof. M. Aćić.
Odmah po diplomiranju, zaposlio se u Zavodu za Betonske konstrukcije Gradjevinskog fakulteta, kao stručni saradnik. Za asistenta pripravnika na grupaciji predmeta Betonske konstrukcije izabran je 30.05.1975. godine. U zvanje asistenta izabran je 31.3.1983. godine, a u zvanje docenta 25.11.1986. U zvanje vanrednog profesora izabran je 16.04.1992. godine, a u zvanje redovnog profesora na grupaciji predmeta Betonske konstrukcije 10.10.2001. godine.
Svoj radni vek proveo je na Gradjevinskom fakultetu. Penzionisan je 01.10.2015. godine.

Rad na Gradjevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu

Tokom zaposlenja držao je predavanja i vežbe iz grupacije predmeta Betonske konstrukcije i Betonski mostovi na svim Odsecima fakulteta. Držao je i vežbe na Gradjevinskom odseku Fakulteta tehničkih nauka u Novom Sadu, kao i predavanja iz premeta Betonski mostovi na Gradjevinskom fakultetu u Subotici. Na poslediplomskim studijama držao je deo predavanja iz predmeta Teorija plastičnosti.
Ističe se njegovo angažovanje u radu sa studentima pri izradi Diplomskih zadataka. Na predmetima Betonski mostovi i Betonske konstrukcije kod profesora Bajića je u roku od dvadeset godina diplomiralo preko 700 studenata. Takodje je bio više puta mentor i član Komisija za odbranu magistarskih radova i doktorskih disertacija.
Tokom nastavne delatnosti napisao je knjigu Armirani beton 3 - Elementi armiranobetonskih konstrukcija (sa prof. Živoradom Radosavljevićem), koja je doživela više izdanja. Takodje je u saradnji sa saradnicima (Drago Ostojić i Snežana Marinković) napisao dve zbirke ispitnih zadataka iz betonskih konstrukcija za Odsek za konstrukcije i Odsek za hidrotehniku. Ima učešće u izradi 3 monografije.
Ima objavljeno 65 radova u zbornicima i časopisima u zamlji i inostranstvu.

Učestvovao je u izradi više naučno - istraživačkih tema na Gradjevinskom fakultetu u Beogradu.
Prof.Bajić je bio dugogodišnji šef katedre za Betonske konstrukcije, bio je Prodekan Gradjevinskog fakulteta i Predsednik Jugoslovenskog društva gradjevinskih konstruktera (2006 -2010 god.). Bio je jedan od ispitivača za polaganje stručnog ispita pri Savezu inženjera i tehničara. Bio je duže vreme član Republičke revizione komisije.

Stručni rad na Gradjevinskom fakultetu

Naročito se ističe njegovo učešće (samostalno ili sa saradnicima) u izradi Idejnih i Glavnih projekata konstrukcija. Isprojektovao ih je 140, od kojih je 78 uspešno izvedeno.
Ima uradjeno preko 670 revizija objekata (mostova, rezervoara, zgrada, silosa, hala).
Pojavio se u nekoliko konkursa za mostovskle konstrukcije, bilo kao učesnik ili kao član žirija (novi most Beška, most na Adi).
Dobitnik je priznanja Jugoslovenskog društva gradjevinskih konstruktera za najbolje ostvarenje za 2000. i 2001. godinu za Projekat konstrukcije poslovnog objekta ZEPTER u Varšavi (sa prof Miroslavom Beševićem i prof. Draganom Budjevcem).

Učešće kao autora ili koautora u važnijim izvedenim glavnim projektima:

- Glavni projekat konstrukcije zgrade Srpskog narodnog pozorišta u Novom Sadu (sa M.Aćićem i D.Najdanovićem),
- Idejni i glavni projekat konstrukcije za šest hangara za helikoptere aerodroma u Kuvajtu (sa G.Nenadićem, M.Ivkovićem i M. Djurdjevićem),
- Glavni projekat konstrukcije objekta Privredno-sportskog centra MEJDAN u Tuzli, sa velikom i malom dvoranom univerzalne namene (sa A.Pakvorom, D.Najdanovićem i S.Cvetkovićem),
- Idejni i glavni statički proračun konstrukcije sinhrolifta i dokova ALAJ-BEG, Izmir, Turska (sa A.Babovićem, Ž.Perićićem, A.Pakvorom i D.Najdanovićem)
- Idejni i glavni projekat konstrukcije skladišta Robne kuće BEOGRAD, površine 100x160m (sa M.Ivkovićem, M.Aćićem i D.Najdanovićem).
- Glavni projekat konstrukcije poslovne zgrade AEROINŽENJERING-a na Novom Beogradu (sa R.Obradovićem, V.Alendarom i S.Brčićem),
- Glavni projekat konstrukcije zadnjeg kalkanskog rama hangara na Surčinu (sa M.Ivkovićem i B.Horvatovićem),
- Glavni projekat vodotornja PROGAR zapremine 2800 m3 u Boljevcima kod Beograda (sa V.Alendarom, D.Najdanovićem i J.Pregerom),
- Glavni projekat konstrukcije potpornih zidova na ulasku i izlasku iz tunela Lipik i Železnik, od montažnih armiranobetonskih elemenata (sa Z,Arsićem),
- Glavni projekat rekonstrukcije galerije ATELJE-a 212 u Beogradu,
- Glavni projekat konstrukcije sportskog centra "ADA" u Pljevljima (sa V.Matovićem i A.Pavićem),
- Glavni projekat konstrukcije poslovnog objekta u Nušićevoj ulici (sa M.Lazovićem),
- Glavni projekat rekonstrukcije sportske dvorane "Borac" u Čačku (sa G.Nenadićem i D.Budjevcem),
- Glavni projekat konstrukcije sportske dvorane u Dimitrovgradu (sa G.Nenadićem),

- Glavni projekat konstrukcije poslovno - stambenog objekta u ulici Požeškoj br.56-60 u Beogradu, površine oko 6500 m2 (sa B.Milosavljevićem i M.Stojanovićem)
- Tehničko rešenje ojačanja postojeće armiranobetonske konstrukcije nadstrešnice na autobuskom stajalištu ,,Zeleni venac" radi prihvatanja povećanog opterećenja (sa M.Muravljovom),
- Glavni projekat konstrukcije poslovnog objekta ZEPTER u Vrašavi (Poljska) sa M.Beševićem i D.Budjevcem,
- Glavni projekat konstrukcije nadogradnje zgrade Fakulteta tehničkih nauka u Novom Sadu (sa B.Stevanovićem i N.Stojanović),
- Glavni projekat konstrukcije stambeno-poslovnog objekta u ulici Strahinića Bana br.21 u Beogradu, površine 3800 m2(sa B.Milosavljevićem i M.Stojanovićem)
- Glavni projekat konstrukcije stambeno-poslovnog objekta u ulici Begejskoj u Beogradu, površine 6000 m2(sa S.Marinković, M.Stojanovićem i B.Gligićem),
- Glavni projekat konstrukcije sportske dvorane u Smederevu (sa G.Nenadićem i M.Stojanovićem),
- Statički proračun konstrukcije mosta KOGLJAHERBRUCKE, Austrija - kontinualni prednapregnuti ram, raspona 26+35+35+26 m (sa M.Lazovićem, B.Milosavljevićem, M.Stojanovićem, D.Pecom i B.Tepavčevićem),
- Glavni projekat adaptacije i rekonstrukcije objekta pozorišta "Madlenianum" u Zemunu (sa M.Muravljovom),
- Glavni projekat konstrukcije poslovno - stambenog objekta u uglu ulica Golsvortijeve i Hadži Djerine u Beogradu (sa S.Marinković i V.Majstorović)
- Glavni projekat konstrukcije objekta "METALS BANKA" u Novom Sadu (sa B.Gligićem, B.Milosavljevićem i M.Stojanovićem),
- Glavni projekat konstrukcije hotelsko - poslovnog objekta (Ivanijum) u Balkanskoj br.18 u Beogradu (sa M.Lazovićem i M.Stojanovićem),
- Glavni projekat konstrukcije poslovnog objekta (trgovina i ugostiteljstvo) hotel "Centar", Novi Sad, na uglu Jevrejske i Uspenske ulice (sa I.Ignjatovićem).

Važnije tehničke kontrole:

- Tehnička kontrola mosta preko Drine Pavlovića ćuprija,
- Tehnička kontrola konstrukcije objekta ZEPTER u ulici Kralja Petra u Beogradu,
- Tehnička kontrola Glavnog projekta konstrukcije novog Jugoslovenskog dramskog pozorišta u Beogradu,
- Tehnička kontrola konstrukcija mosta Zemun - Borča (sa M.Muravljovom).

Prof.dr Dejan Bajić, diplomirani inženjer gradjevinarstva, je nesumnjivo jedan od naših najistaknutijih konstruktera u oblasti betonskih konstrukcija. Ime Dejana Bajića ostaće upamćeno medju njegovim studentima, kao i u široj gradjevinskoj struci.

ДГКС ASES

P1 – P5

DOBITNICI PRIZNANJA DGKS
ZA NAJBOLJA STRUČNA I NAUČNA OSTVARENJA
U 2016. I 2017. GODINI

Igor Petrović[1], Vladimir Stefanović[2]

POSLOVNI KOMPLEKS ″SIRIUS″ U BLOKU 43 NA NOVOM BEOGRADU

Rezime:

Austrijska kompanija “Strabag” je u sastavu poslovnog kompleksa „Sirius“ izgradila preko 26.000 m2 poslovnog prostora vrhunskog kvaliteta prema najsavremenijim standardima. Spratnost objekta je 2PO+P+8. Bruto površine nadzemnog dela iznose oko 18.500 m2, a garaža oko 7.800 m2. Konstruktivni armirano-betonski sistem čine međuspratne konstrukcije direktno oslonjene na stubove i zidove stepenišnih i liftovskih jezgara. U garažnom delu po obodu objekta je izvedena zaštitna konstrukcija u vidu dijafragme koja istovremeno vrši oslonačku funkciju za nadzemni deo objekta. Objekat je fundiran na temeljnoj ploči oslonjenoj na naglavne grede, šipove i dijafragme. Vrlo uspešno je primenjen sistem „Bela kada“ (koncept koji omogućava vodo-zaptivenost podzemnih delova konstrukcije).

Ključne reči: poslovni objekat, armirano–betonska konstrukcija, garaža, dijafragma, bela kada

BUSINESS COMPLEX "SIRIUS" IN BLOCK 43, NEW BELGRADE

Summary:

Austrian company “Strabag” was general Contractor on the business complex "Sirius" which consists of 26,000 m2 of office space of top quality according to the most modern standards. Levels are 2UG+GF+8. The gross area of the above-ground part is about 18,500 m2, and the garage is about 7,800 m2. The constructive reinforced-concrete system consists of flat slabs directly supported by the columns and walls of the staircase and lift cores. A protective structure in the form of a diaphragm wall is performed in the garage around the perimeter of the building, which simultaneously performs the support function for the above-ground part of the building. Foundation structure consists of foundation slab supported by cap beams, piles and diaphragm walls. The "White tank" system (concept that ensures water-tightness of underground structures) was successfully implemented.

Key words: office building, reinforced-concrete structure, garage, diaphragm wall, white tank

[1] *Diplomirani inženjer građevine, Inženjer gradilišta, Strabag d.o.o., Milutina Milankovića 3b, igor.petrovic@strabag.com*
[2] *Diplomirani inženjer građevine, Rukovodilac projekta, Strabag d.o.o., Milutina Milankovića 3b, vladimir.stefanovic@strabag.com*

1. OPIS KONSTRUKCIJE OBJEKTA

Noseća konstrukcija objekta je armirano-betonska. "Sirius" se sastoji od dve nadzemne zgrade (A i B) sa osam spratova koje su povezane zajedničkom garažom na dva nivoa.

1.1. OBJEKAT "A"

Konstrukciju objekta "A" čine armirano-betonske ploče debljine d=26 cm, oslonjene direktno na stubove i zidove d=20 cm i d=25 cm.

Po obimu objekta su izvedene fasadne/parapetne grede dimenzija 20/128 cm koje se oslanjaju na fasadne stubove 40/40 cm na osnom rastojanju od 2.70 m.

U okviru stepenišnih jezgara, za vertikalnu komunikaciju kroz objekat, izvedena su stepeništa kao kose armirano-betonske ploče d=18 cm.

Bruto površina tipske osnove iznosi 1190 m2.

1.2. OBJEKAT "B"

Konstrukciju objekta "B" čine armirano-betonske ploče debljine d=22 cm, oslonjene direktno na stubove i zidove d=20 cm i d=25 cm. Srednji stubovi su dimenzija 55/55 cm a fasadni 40/40 cm na osnom rastojanju od 2.70 m.

Po obimu objekta su izvedene fasadne/parapetne grede dimenzija 20/124 cm koje se oslanjaju na fasadne stubove.

U okviru stepenišnih jezgara, za vertikalnu komunikaciju kroz objekat, izvedena su stepeništa kao kose armirano-betonske ploče d=18 cm.

Bruto površina tipske osnove iznosi 740 m2.

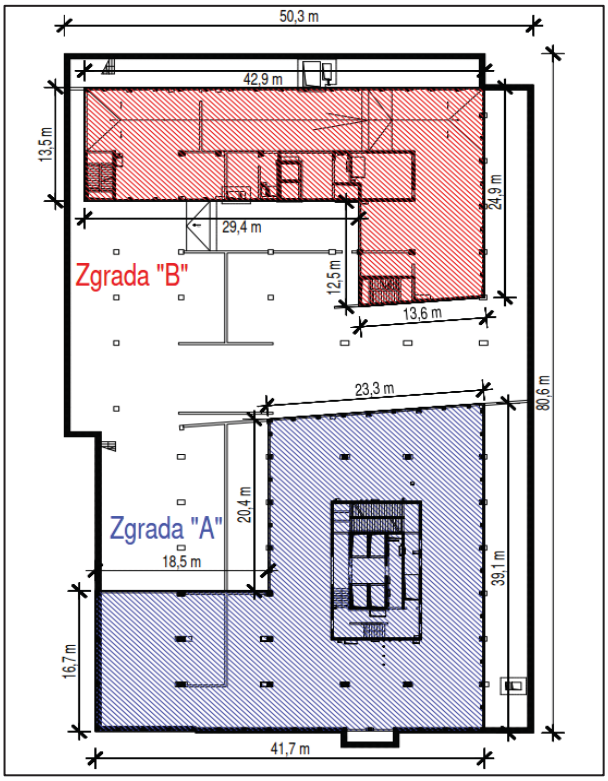
1.3. GARAŽA

Konstrukciju garaže čine armirano-betonske ploče debljine d=28 cm, oslonjene direktno ili preko kapitela d=56 cm na stubove i zidove d=20 cm i d=25 cm. Po spoljnom obimu objekta ploča -1 je oslonjena na armirano-betonsku dijafragmu d=60 cm. Za povezivanje dva nivoa garaže su izvedene dve rampe kao kose betonske ploče d=28 cm koje se bočno oslanjaju na betonske zidove.

U okviru stepenišnih jezgara, za vertikalnu komunikaciju kroz objekat, izvedena su stepeništa kao kose armirano-betonske ploče d=18 cm.

Armirano-betonska ploča prizemlja je debljine d=28 cm, oslonjena direktno ili preko kapitela (d=60 cm) na stubove i armirano-betonske zidove jezgara d=25 cm i d=20 cm.

Bruto površina jedne osnove iznosi 3900 m2.



Slika 1 – Osnova garaže sa pozicijama zgrada "A" i "B"

Slika 2 – Izgled Siriusa "danas"

2. FUNDIRANJE OBJEKTA

Objekat je fundiran u geotehničkom profilu koji je karakterističan za celu teritoriju Novog Beograda. Na površini je nasip od refuliranog peska debljine do 3.0 m ispod kojeg zaleže peskovita prašina. Na dubinama većim od 14.0 m se nalaze jezerski sediment (šljunkovi).

2.1. OPIS TEMELJNE KONSTRUKCIJE

Temeljna konstrukcija objekta je fundirana na CFA šipovima φ 600 mm. Baze šipova su formirane u sloju aluvijalno jezerskih sedimenata. Usvojena je dozvoljena nosivost 1500 kN za CFA šipove prečnika φ 600 mm.

Potreban broj i raspored šipova određen je na osnovu uticaja od stubova i zidova objekta. Usvojeno je ukupno 337 (tristatridesetsedam) CFA šipova.

Preko šipova su izvedene podužne i poprečne naglavne grede. Podužne i poprečne naglavne grede su raspoređene tako da se ose stubova i zidova poklapaju sa osama naglavnih greda. Naglavne grede su dimenzija b/d=100/100 cm. Iznad podužnih i poprečnih naglavnih greda nalazi se temeljna ploča, debljine 55 cm. Temeljna ploča je kontinualnom izolacijom odvojena od naglavnih greda.

Slika 2 – Tehnologija izvođenja CFA šipova

3. ZAŠTITNA KONSTRUKCIJA – DIJAFRAGMA

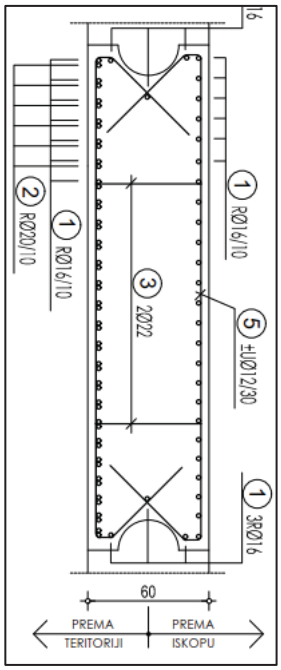
Obezbeđenje iskopa temeljne jame je izvedeno uz pomoć zaštitne obimne konstrukcije od kontinualnih "zidova u tlu"- dijafragmi. Usled položaja podzemne građevinske linije kao i zahteva investitora za maksimalnom zauzetošću podzemnih etaža, odlučeno je da zaštitna konstrukcija bude stalnog karaktera tj. sastavni deo konstrukcije objekta bez dodatnih unutrašnjih zidova do same dijafragme.

3.1. OPIS ZAŠTITNE KONSTRUKCIJE

Razmatrano je nekoliko varijantnih rešenja potporne konstrukcije i izvedeno je najpovoljnije rešenje uzimajući u obzir postojeću situaciju na terenu kao i predviđeni način i dubinu fundiranja novoprojektovanog objekta.

Kruna dijafragme iznosi 74.09 mnv sa strane prema bulevaru Milutina Milankovića, dok se na ostalim stranama nalaziti na koti 71.59 mnv. Radni plato se formirao na koti 74.09 mnv prema ulici Milutina Milankovića, odnosno na ostalim stranama 71.59 mnv kako bi se pri izradi uvodnica i iskopu rovova dijafragmi olakšala kontrola iskopa i montaža koševa armature. Da bi se uradio široki iskop za formiranje radnog platoa po obimu temeljne jame je izvedena privremena škarpa. Ova škarpa se radila u nagibu 1,75H : 1V obzirom da je reč o privremenom rešenju i relativno plitkom iskopu.

Preko izvedenih lamela vertikalnog zida izvedene su vezne grede dimenzija 60x100 cm, odnosno 60x60 cm čiji je zadatak da ove pojedinačne lamele poveže u jedinstvenu konstruktivnu celinu.



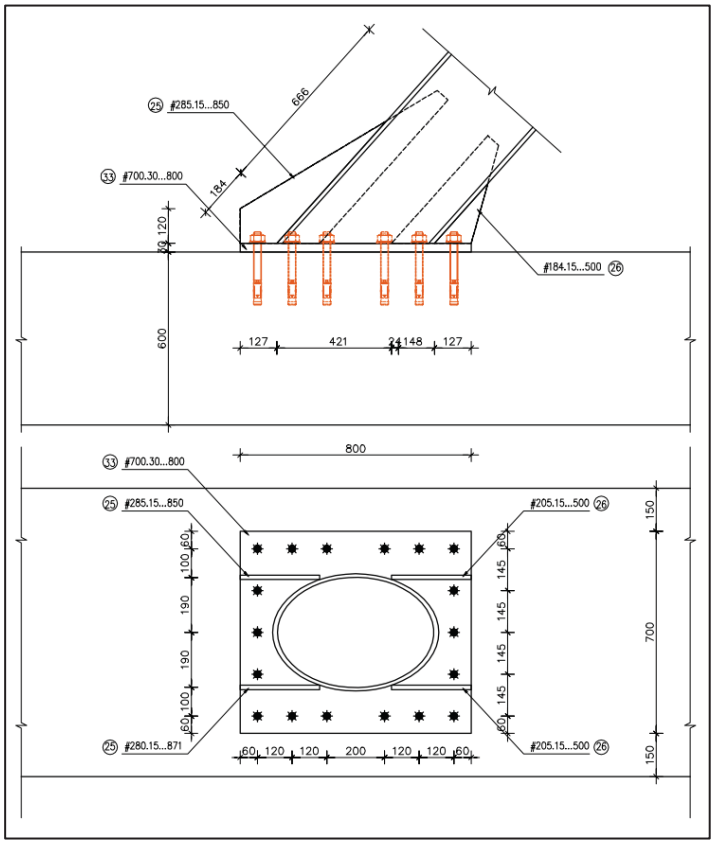
Slika 3 – Plan armature tipske lamele

Slika 4 – Betoniranje dijafragme

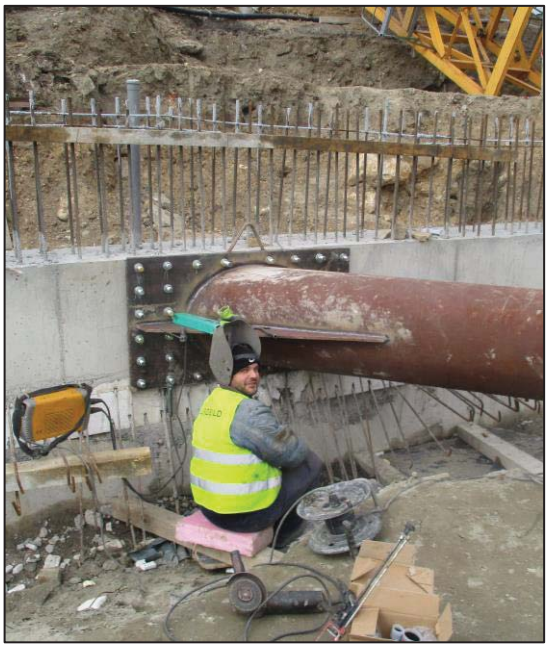
3.2. RAZUPIRANJE DIJAFRAGME

Da bi se sprečila velika horizontalna pomeranja, koja se pojavljuju u varijanti računskog modela konzolne podgrade, izrađena je konstrukcija od čeličnih profila za preuzimanje horizontalnih sila.

Primenjena su tri tipa razupiranja zaštitne konstrukcije. Prvi tip je čelični sklop koji se postavlja u horizontalnoj ravni u visini naglavne grede a vezuju se za anker ploče koje su na predhodno fiksirane za naglavne grede i dijafragme, na delu prema bulevaru Milutina Milankovića gde je viša dijafragma. Montirane su čelične šavne cevi Ø406.4 x 12 mm i Ø609.6 x 14.2 mm. Podvlake prema lamelama dijafragmi su urađene od profila HEB (IPB) 400 i 2xHEB (IPB) 400. Drugi tip razupiranja su dva ugaona razupirača koji se postavljaju u horizontalnoj ravni u visini naglavne grede dijafragmi a vezuju se zavarivanjem za anker ploče koje su predhodno fiksirane za naglavne grede (Slike 5 i 6). Za razupirače su usvojene čelične šavne cevi Ø406.4 x 12 mm i Ø406.4 x 14.2 mm (Slika 7). Za razupirač koji je postavljen u horizontalnoj ravni u visini naglavne grede dijafragmi prema Železničkoj stanici je izvedena čelična šavna cev Ø273 x 8 mm.



Slika 5 – Detalj veze čelične konstrukcije za razupiranje i naglavne grede



Slika 6 – Veza horizontalnog razupirača i naglavne grede dijafragme

Slika 7 – Razuporna konstrukcija dijafragme

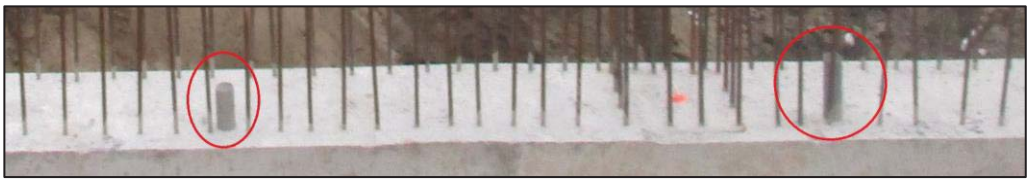
4. BELA KADA

Vrlo uspešno je primenjen sistem „Bela kada“, tj. koncept za izvođenje podzemnog dela armirano-betonske konstukcije kojim je obezbeđena otpornost objekata na uticaje aktivnog hidrostatičkog pritiska prodora vode preko ugradnje vodonepropusnog betona i adekvatnih detalja izolacije. Izvedeni system je obuhvatio dobar kvalitet, ugradnju i negu betona i odgovarajući tretman prekida betoniranja. Izvršena je ugradnja kvalitetnog betona sa visokim vodootpornim svojstvima ka i pravilan izbor tehnologije proizvodnje, ugradnje i nege svežeg betona.

Sistem „Bela kada“ je postignut kombinacijom više različitih & kompatibilnih tehnoloških postupaka / detalja hidroizolacije.

4.1. DETALJ SPOJA DVE SUSEDNE LAMELE DIJAFRAGME

Rupe ϕ 56 mm su naknadno bušene na spojevima dve susedne lamele dijafragme i injektirane bentonitskom smešom pod velikim pritiskom.



Slika 8 – Plastične cevi ostavljane u naglavnim gredama kao vođice za naknadno bušenje spoja lamela dijafragmi

4.2. DETALJ IZOLACIJE TEMELJNE PLOČE, SPOJA TEMELJNE PLOČE I DIJAFRAGME KAO I DETALJ PREKIDA BETONIRANJA TEMELJNE PLOČE

Izolacija temeljne ploče je izvedena u vidu bentonitske membrane položene na sloj mršavog betona.

Spoj temeljne ploče i dijafragme je rešen postavljanjem bubreće trake i creva za injektiranje (za slučaj naknadnog injektiranja).

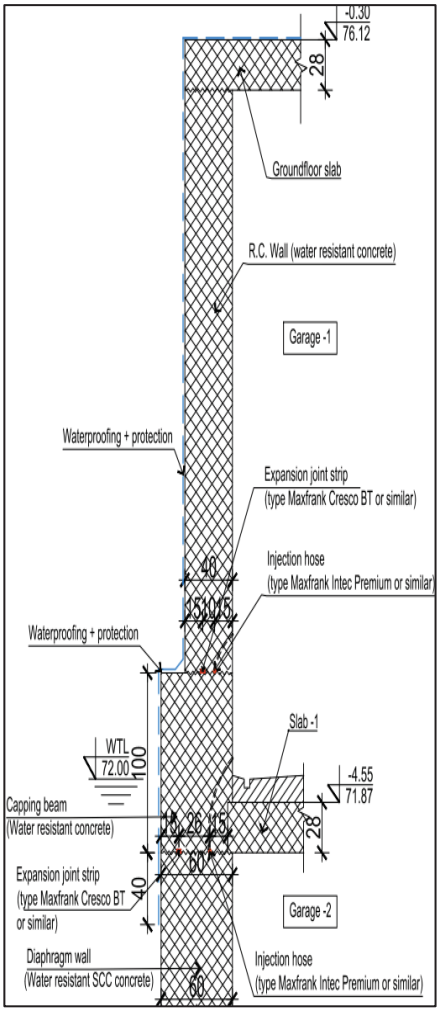
Prekidi betoniranja temeljne ploče su izolovani korišćenjem Waterbar traka (Slika 10).

4.3. DETALJ SPOJA DIJAFRAGME, NAGLAVNE GREDE I PLOČE NIVOA -1 KAO I DETALJ SPOJA NAGLAVNE GREDE I OBODNOG ZIDA

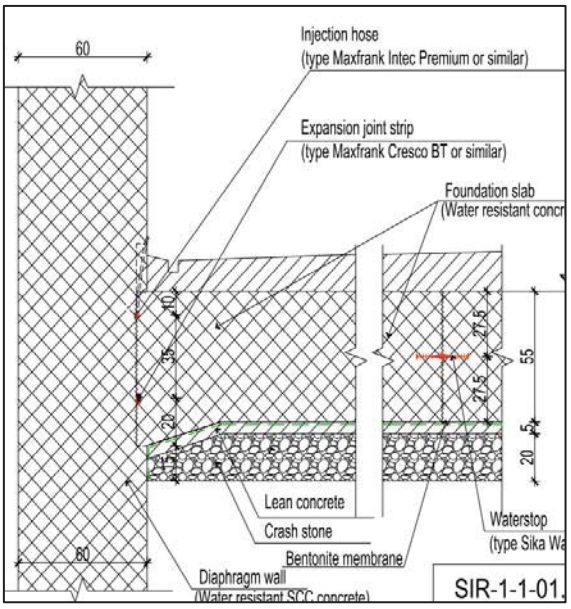
Spoj naglavne grede i dijafragme je rešen postavljanjem bubreće trake i creva za injektiranje (za slučaj naknadnog injektiranja).

Ploča prizemlja, obodni zid iznad naglavne grede i naglavna greda su izolovani kontinualno sa spoljne strane „crnom“ izolacijom i adekvatnom zaštitom iste (Slika 9).

.



Slika 9 – Detalj spoja dijafragme, naglavne grede i ploče nivoa -1



Slika 10 – Detalj izolacije temeljne ploče i spoja temeljne ploče i dijafragme

LITERATURA

[1] GEOTECHNICAL ENGINEERING OFFICE / Civil Enginering and Development Department / The Government of the Hong Kong / Special Administrative Region : Foundation design and construction. GEO PUBLICATION No. 1/2006, Hong Kong 2006.

[2] R.S. Narayanan, C.H. Goodchild : Concrete Basements. MPA The Concrete Centre, Surrey 2012.

[3] Implenia Spezialtiefbau GmbH : DIAPHRAGM WALLS, CUT-OFF WALLS AND SLURRY WALLS. Mannheim 2013.

[4] Ing. Erwin Girsch : Richtlinien Dichte Schlitzwände und Bohrpfähle. Wien 2013.

[5] Stevan Stevanović : Fundiranje 1. Naučna knjiga, Beograd 2010.

[6] The Institution of Structural Engineers : Standard Method of Detailing Structural Concrete. The Institution of Structural Engineers, London 2006.

[7] Dejan Bajić, Živorad Radosavljević : Armirani beton 3. IRO Građevinska knjiga. Beograd 1988.

Aleksandar Trajković[1], Ivana Leposavić[2]

PROJEKAT KONSTRUKCIJE POSLOVNOG OBJEKTA U RAJIĆEVOJ

Rezime:

Kompleks u Rajićevoj nalazi se u najužem istorijskom jezgru Beograda, između ulica Knez Mihailove, Uzun Mirkove, Kralja Petra, Rajićeve i Tadeuša Košćuška.
Ceo kompleks je bruto površine oko 58.000m² (oko 29.200m² podzemno, oko 28.800m² nadzemno). Sastoji od tri glavne celine: podzemne, troetažne garaže koja se prostire ispod celog kompleksa, poslovnog (trgovinskog) dela koji se sastoji od tržnog centra sa 72 lokala i hotelskog dela sa 125 soba koji nije predmet ovog opisa ali se spominje zbog boljeg sagledavanja. U ovom radu je dat prikaz projektovanja konstrukcije garaža i tržnog centra.

Ključne reči: tržni centar,armirano-betonska konstrukcija,čelična konstrukcija

STRUCTURAL DESIGN OF COMMERCIAL BUILDING IN RAJICEVA STREET

Summary:

Complex on Rajiceva Street occupies a central location in the historic district of Belgrade, bordered by Knez Mihailova, Uzun Mirkova, Kralja Petra, Rajiceva and Tadeusa Koscuska Streets.
The complex overall has the gross area of around 58.000m² (approx. 29.200m² below grade and approx. 28.800m² above grade plane). It consists of three main units: underground parking garage, extending underneath the entire complex; business (mercantile) part, comprising a mall with 72 leasable spaces; and a hotel part with 125 room, which is not covered herein, but is mentioned for better understanding of the matter. This paper offers an overview of the parking garage and mall design process.

Key words: shopping mall, reinforced concrete structure, steel structure.

[1] dipl.inž.građ., glavni inženjer struke, SAM PROJEKT BIRO d.o.o., Šumatovačka 27, Beograd.
[2] dipl.inž.građ., vodeći projektant, Mašinoprojekt Kopring a.d., Dobrinjska 8a, Beograd.

1. UVOD

Poslovni kompleks u Rajićevoj nalazi se u najužem istorijskom jezgru Beograda, između ulica Knez Mihailove, Uzun Mirkove, Kralja Petra, Rajićeve i Tadeuša Košćuška.

Ceo kompleks je bruto površine oko 58.000 m² (oko 29.200 m² podzemno, oko 28.800 m² nadzemno). Sastoji od tri glavne celine: podzemne, troetažne garaže koja se prostire ispod celog kompleksa, poslovnog (trgovinskog) dela koji se sastoji od tržnog centra sa 72 lokala i hotelskog dela sa 125 soba koji nije predmet ovog opisa.

Rad na ovom projektu započet je u septembru 2006. godine. Građevinska dozvola je dobijena 2009. godine i Investitor je počeo sa radovima na pobijanju šipova radi zaštite susednih objekata. U periodu 2012-2014. godine dolazi do prekida radova. Krajem 2014. godine projekat se ponovo pokreće, radi se izmena projektne dokumentacije zbog dodatnih zahteva Investitora i počinju radovi na izgradnji objekta.

Investitor poslovnog kompleksa je Izraelska kompanija A.B.D.

Projekat je uradio Masinoprojekt Kopring.

Autori su akademik Milan Lojanica i profesor Vladimir Lojanica a odgovorni projektant arhitekture je Sonja Pešterac, d.i.a.

Odgovorni projekanti konstrukcije su Aleksandar Trajkovic, d.i.g. i Ivana Leposavic, d.i.g., Projektanti konstrukcije koji su učestvovali na ovom projektu su Tanja Karlaš, d.i.g., Nenad Nedeljić, d.i.g., Vladimir Trajković, d.i.g., Bojana Žarković, d.i.g.

Objekat je izvela kompanija STRABAG sa kooperantima.

Na projektu konstrukcije učrstvovalo je više projektanata nego što je pomenuto. Prvi Idejni projekat iz 2006. radila je Ranka Jovanović,d.i.g. pa je nastavio Aleksandar Hadži Antić,d.i.g. koji je kao odgovorni projektant bio na ovom projektu do sredine 2014, Marko Milovanović,d.i.g., Mirko Minić,d.i.g., Marko Radović,d.i.g. i Srbobran Stanbolić,d.i.g.

2. ARMIRANO-BETONSKA KONSTRUKCIJA

Konstrukcija objekta je kombinovana armiranobetonska i čelična konstrukcija.

Objekat je nepravilnih osnova, razigrane geometrije i očigledno komplikovan, a sve zbog multifunkcionalnih zahteva korisnika objedinjenih sa arhitektonskim oblikovanjem. Osnovni raster armiranobetonske konstrukcije je 8.0x8.0 m sa varijacijama rastera od 4.0x8.0 m, do 12.0x8.0 m.. Spratne visine su 4.5 m i 5.0m, a visina od prizemlja do prvog sprata poslovnog dela je 5.3 m. Objekat je sa velikim brojem denivelacija armiranobetonskih tavanica po etažama. Denivelacije su uslovljene arhitektonskim i funkcionalnim zahtevima, a konstrukteri su izasli u susret tim zahtevima. Pojedine armiranobetonske tavanice su oslonjene tako što su faktički obešene o zidove ili grede. Zbog obezbeđivanja uslova oslanjanja čeličnih delova konstrukcije na armiranobetonski deo konstrukcije, kao i konstrukcije za nošenje fasada, postoji veliki broj ugradbenih elemenata. Objekat obiluje erkerima i konzolnim ispustima.

Kompletna nadzemna armiranobetonska konstrukcija izvedena je od betona marke MB40. Podzemne armiranobetonske tavanice suterena, nivoa P1 i P2 su izvedene od betona MB30. Armiranobetonski zidovi podzemnih etaza izvedeni su od betona marke MB30 i MB40. Svi podzemni stubovi su MB40. Kompletna konstrukcija je livena na licu mesta.

Podzemni deo objekta je građen unutar konstrukcije koja je izvedena kao zaštita iskopa temeljne jame i susednih objekata. Ova konstrukcija se sastoji od zavese armiranobetonskih šipova. Izmedju šipova je izvedena armiranobetonska zid zavesa koja je podloga za hidroizolaciju. Time je definisana spoljna kontura konstrukcije kompleksa.

Podzemni deo je projektovan bez dilatacija.

Slika 1 – Objekat u izgradnji

Objekat je građen tako što je izvršen široki iskop unutar zavese šipova. Zbog velike dubine ukopavanja i odluke da se radi široki iskop do kote fundiranja, šipovi su prihvaćeni sa tri reda geotehničkih sidara, u visinama koje odgovaraju približno visinama tavanica podzemnih etaža. Izradom vertikalne i horizontalne konstrukcije odozdo na gore sukcesivno su ukidani nizovi geotehnickih sidara.

Deo konstrukcije uz biblioteku grada Beograda je povezan sa redosledom izvođenja radova na zaštiti iskopa temeljne jame i susednih objekata. Ovde je zaštita iskopa i susednih objekata izvedena po metodi top-down. Zbog toga je konstrukcija ovog dela objekta prošla kroz dve faze. Prva faza bila je izrada privremenih oslonaca, čeličnih stubova koji su ugrađeni u prethodno izvedene šipove, preko kojih se betonirao deo ploče suterena. Ova ploča razupire konstrukciju zaštite iskopa i susednih objekta. Iskopom na dole formirao se prostor za izvođenje donjih armiranobetonskih tavanica – razupora zaštitne konstrukcije. Završetkom temeljne ploče počelo je izvođenje vertikalnih elemenata konstrukcije i završetka delova tavanica koji su ostali neizbetonirani zbog tehnoloških potreba. Time su konstrukcije tavanica dobile konačne oslonce, a privremeni oslonci su se uklonili.

Konstrukciju podzemnih etaža formira horizontalna konstrukcija armiranobetonskih ploča i kapitela, i vertikalna konstrukcija stubova i zidova. Debljina armiranobetonskih ploča je 22.0 cm, sa kapitelima debljine 45.0 cm. Položaji i veličine kapitela definisani su proračunom, uz uslov da deformacije konstrukcije budu u granicama propisom dozvoljenih vrednosti. Dimenzije armiranobetonskih stubova i zidova definisane su u skladu sa propisima (uslov duktilnosti preseka za seizmičke uticaje).

Slika 2 – Konstrukcija podzemne etaže

Nadzemni deo konstrukcije sastoji se od armiranobetonske konstrukcije Poslovno-trgovačkog-komercijalnog dela i čelične konstrukcije. Hotelski deo II i komercijalni deo su odvojeni klasičnom dilatacijom ostvarenom udvojenim zidovima. Udvojeni zidovi su formirani od prizemlja pa na gore – ka krovu.

U podzemnim delovima objekta oni su objedinjeni u jedan jedinstveni masivan stub.

Vertikalni noseći elementi su AB stubovi i AB zidovi. Armirano-betonski zidovi su na svim mestima gde su locirana stepeništa i liftovi, ali su locirani i na mestima gde je bilo moguće da budu postavljeni u odnosu na arhitektonsko rešenje. Armirano-betonski stubovi su različitog poprečnog preseka. Od izduženih dimenzija 80x170; 80x120; 80x100; 80x160 u donjim etažama, pa do kvadratnog poprečnog preseka 80x80; 90x90 i 70x70 ili 40x40. Druga vrsta stubova su stubovi kružnog poprečnog preseka Ø50; Ø60 Ø70 i Ø80. Izduženi stubovi su oblikovani tako da su njihovi krajevi polukružni - u oplati od polovina cevi odgovarajućeg prečnika, a između su sa paralelnim ravnim stranicama.

Sve međuspratne AB konstrukcije su AB ploče, sa kapitelima radi osiguranja od proboja ili sa gredama iznad stubova. Debljina armiranobetonskih tavanica je od 22.0 cm do 27.0 cm, zavisno od raspona, uslova oslanjanja ploča i opterećenja. Konstrukcija je formirana tako da

udovolji zahtevima funkcija delova kompleksa, a da omogući stabilnost i upotrebljivost u svim fazama izgradnje.Horizontalna stabilnost je obezbeđena kombinacijom AB zidova i jezgara i AB ramova.

Objekat je fundiran u sloju laporovitih glina.Temeljna konstrukcija je armiranobetonska ploča sa kapitelima. Debljina temeljne armiranobetonske ploče je 80.0 cm i 90 cm. Zadebljanja ploče u vidu kontrakapitela su formirana ispod stubova. Debljina kapitela je 120.0 cm i 150.0 cm. Kapiteli su formirani od gornje ivice temeljne ploče na dole. Dimenzije kapitela su određene iz uslova nosivosti preseka i obezbeđenja sigurnosti na probijanje usled opterećenja od stubova, a da obezbeđenje probijanja bude bez dodatne armature.

Temeljna konstrukcija je izvedena na prethodno pripremljenoj podlozi. Duž cele površine iskopa uklonjena je intenzivnije izmenjena zona lapora, a potom zaštićen otvoreni iskop od spoljnih uticaja izradom tampon-sloja u skladu sa geotehničkim elaboratom. Ovaj tampon je istovremeno i deo horizontalne drenaže ispod objekta.

Kako je geološkim i geotehničkim istragama utvrđeno prisustvo podzemne vode na lokaciji, to je bilo neophodno da se izvede drenažni sistem. Izvedena je trajna drenaža i ispumpavanje vode tokom celog veka eksploatacije objekta. Drenažni sistem se sastoji od vertikalne i horizontalne drenaže. Vertikalna drenaža prihvata podzemne vode i sprovodi ih do horizontalne drenaže formirane ispod temeljne konstrukcije.

Iskustvo projektanata stečeno tokom izgradnje ovog komleksa, i sličnih objekata, je doprinos realizaciji objekata u centralnim gradskim jezgrima, među postojećim objektima starosti više decenija. Naime, zaštita iskopa temeljnih jama i susednih objekata primenom geotehničkih sidara zahteva veoma stroge uslove izvođenja sidara i ograničenje horizontalnih pomeranja na minimalne mere. Prisustvo objekata velike starosti, izvedenih od opeke, nedostatak elemenata za ukrućenje konstrukcije, sa mnogo intervencija kojima su neplanski i nestručno rušeni noseći zidovi, uz minimalna pomeranja zaštitnih konstrukcija izazivaju velika oštećenja na objektima u blizini konture iskopa temeljne jame.

Iskustvo pokazuje da se primena tehnologije top-down u ovim zonama pojavljuje kao sigurna metoda koja, pravilnim dirigovanjem faza rada, obezbedjuje stabilnost susednih objekata. To je poklazano i radovima u zoni biblioteke grada Beograda.

Slika 3 – Zaštitna konstrukcija

3. ČELIČNA KONSTRUKCIJA

Na objektu „Tržnog centra u Rajićevoj“ imamo osnovnu noseću čeličnu konstrukciju na "Pjaceti" koja se svojom površinom, značajem, rasponima i kompleksnošću izvođenja, izdvojila kao zasebna noseća celina. Međutim i manje celine sa nosećom čeličnom konstrukcijom pripadaju vrlo zahtevnim objektima predviđenim da prate arhitektonske zahteve funkcionalnosti, trajnosti i estetike.

Multifunkcionalna gradska pjaceta zamišljena je kao proširenje Knez Mihajlove ulice pre njenog ulivanja u Kalemegdan. Na tom delu projektovana je višeetažna (4 etaže) noseća čelična konstrukcija terasa i restorana(slika 4) ukupne površine oko 2500m2. Primarni podni nosači projektovani su od zavarenih sandučastih i I profila a sekundarni od valjanih I profila, raspona od 8 do 16m. Zbog ograničene međuspratne visine drugog sprata, određen broj greda raspona 16m okačen je za konstrukciju trećeg sprata tako da je za ove grede u fazi montaže bilo neophodno postaviti privremene oslonce. Pod je armirano betonska ploča livena na licu mesta preko nosećeg TR lima. Stubovi su spregnuti,kružnog preseka.

Slika 4 – Konstrukcija terasa pjacete u izgradnji

Pasarela (slike 5 i 6) je pešački višeetažni most koji spaja hotelsku kulu i komercijalni deo, raspona 16m na koti +18.21 i raspona 23.50m na kotama +21.17 i +23.94 a širine 2m. Glavnu noseću konstrukciju čine rešetkasti nosači visine jednog sprata, L=16m. Dijagonalna ispuna projektovana je od HOP kutijastih profila kao i vertikale koje imaju i funkciju nošenja staklene fasade. Na ovu rešetkastu konstrukciju oslanjaju se ramovi koji formiraju sledeću etažu, povezani horizontalnim krovnim spregom celom dužinom. Krajnji ramovi su portalni. Ležišta mosta su čelična. Raspored pokretnih oslonaca u oba pravca,pokretnih u podužnom pravcu i nepokretnih je usvojen tako da horizontalna seizmička pomeranja dve dilataciono nezavisne ab konstrukcije ne utiču na konstrukciju mosta. Pod je armirano betonska ploča livena na licu mesta preko nosećeg TR lima na sva tri nivoa.

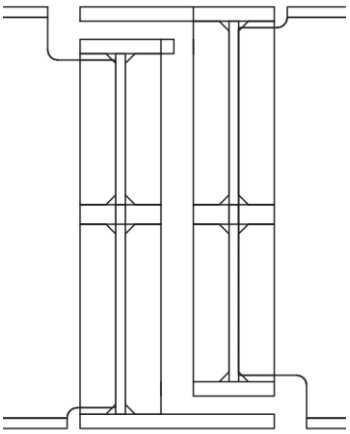
Slika 5 – Pasarela u izgradnji

Slika 6 – Pasarela u eksploataciji

Konstrukciju za nošenje velike lanterne (slike 7 i 10) na koti +15.3 iznad glavnog hola, ukupne površine oko 1000 m2, čine grede koje formiraju „šahovska polja 4x4m“projektovane od valjanih I profila. Glavni nosači su raspona 16m na jednom delu a na drugom 10m i oslanjaju se na AB konstrukciju jednim krajem a drugim na stubove dimenzija Ø 457, visine do 15m. Kako se konstrukcijom lanterne na koti +15.3 spajaju tri konstruktivne dilatacione celine i to hotelska kula K1, hotelska kula K2 i komercijalno-tržni centar, predviđena je dilatacija na tom mestu udvajanjem krovne rigle i fasadnog stuba i predviđen sistem pokretnih oslonaca. Udvojena krovna rigla je prema arhitektonskim zahtevima vizuelno identična ostalim gredama (slika 9). Čelični stubovi (slika 7) na koti +15.3 osim što su oslonci nosačima lanterne istovremeno bočno pridržavaju fasadnu konstrukciju, visine 15m, formiranu od čeličnih stubova i greda ukupne tražene debljine 20cm.

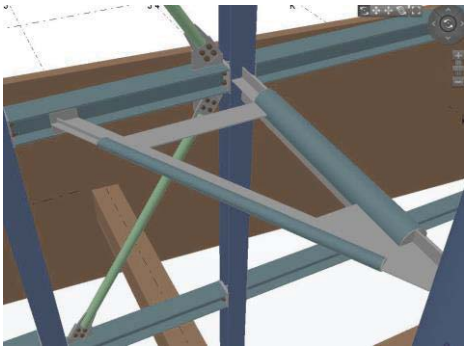
Slika 7 – Kružni stubovi

Slika 8 – Fasada i lanterna



Slika 9 – Dtalj na dilataciji

Slika 10 – Lanterna u eksploataciji



Slika 11 – Detalj veze fasade i stuba

Vidne veze i oblici mnogih sekundarnih konstrukcija na ovom objektu morali su da budu usklađeni sa arhitektonskim predlozima i nacrtima zbog važnosti izgleda prostora(detalj veze stuba koji nosi lanternu i fasade prikazan je na slici 11)

Konstrukcija zvona prema Ulici Kralja Petra (slike 12 i 13) je ramovskog tipa, locirana na dva nivoa. Ova konstrukcija ima funkciju nošenja fasade i krovnog pokrivača kao i nošenja galerije-podesta za kretanje pešaka na koti +19,8. Sastoji se od 22 glavna nosača ramovskog tipa od kote +15.3 do kote 24.12 koji su međusobno povezani fasadnim riglama na kotama +19.80 i +24.12. Rigla na koti +19.8 je u isto vreme jedan od dva podužna nosača podesta za kretanje pešaka. Konstrukcija je kompletno obložena staklom a izvedena je od HOP kutijastog profila.

Slika 12 – Konstrukcija "zvona"

Slika 13–enterijer"zvona"

Ostale čelične konstrukcije (slika 7) su: noseća konstrukcija eskalatora(slika 14a), podesta(slika 14b), nadstrešnica(slika 14c), pešačkih mostova raspona do 15m(slika 14d), stepeništa, lanterni, panoramskih liftova, konstrukcije za nošenje staklenih fasada(slika 14e) i konstrukcija za nošenje reklama(slika 14f) . Ukupan utrošak čelika S235 JRG2 na ovom objektu je oko 900 t.

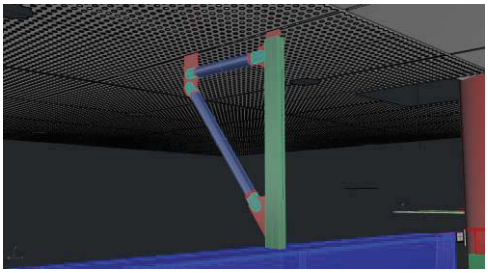
a)

b)

c)

d)

e)



f)

Slika 14 – Ostale čelične konstrukcije

Aleksandar Landović[1]

PONAŠANJE AKSIJALNO PRITISNUTIH SPREGNUTIH STUBOVA PRI EKSPLOATACIONOM I GRANIČNOM OPTEREĆENJU

Rezime:

U ovom radu dat je sažet prikaz eksperimentalnih i računskih istraživanja ponašanja centrično pritisnutih stubova spregnutog preseka od čelika i betona pri eksploatacionom i graničnom opterećenju. Istraživanja su sprovedena na Građevinskom fakultetu u Subotici, a publikovana su u okviru doktorske disertacije „Analiza ponašanja aksijalno pritisnutih spregnutih štapova pri eksploatacionom i graničnom opterećenju“. Glavni cilj istraživanja bio je utvrđivanje efikasnosti metoda za ojačavanje stubova usvojenim metodama, kao i formulisanje principa njihovog proračuna.

Ključne reči: spregnut presek, ojačavanje, eksperiment, nosivost.

BEHAVIOR OF AXIALLY COMPRESSED COMPOSITE COLUMNS FOR EXPLOITATION AND ULTIMATE LOADS

Summary:

This paper presents brief overview of experimental and numerical research of behaviour of axially loaded columns with composite section made from steel and concrete in exploitation and ultimate load state. The research was carried out at Faculty of Civil Engineering in Subotica and was published in PhD thesis “Analysis of behaviour of axially compressed composite bars for exploitation and ultimate load”. The main aim of research was determining the efficiency of method used for strengthening columns, also objective was formulating principles for their calculation.

Key words: Composite section, strengthening, experiment, resistance.

[1] *PhD, MSc, BSc, CE. assistant professor, University of Novi Sad, Faculty of Civil engineering Subotica, landovic@gf.uns.ac.rs*

1. INTRODUCTION

Large number of civil engineering structures are made from concrete. Many of those structures are old, damaged and deteriorated or their usage has been altered. Over the time, especially for bridges, degradation processes on reinforced concrete elements caused by increased traffic load took place. New seismic codes with increased demand caused some older structures to have inadequate seismic resistance. In some extreme cases, it is necessary to strengthen a structure during construction because of certain oversights within design and/or construction. Restructuring, adaptation and building extension often demands overall number of stories to be increased what, in turn, increases axial forces within columns. In all those cases it is often necessary to strengthen load bearing elements, e.g. columns. Eurocodes for composite structures of steel and concrete EN 1994-1-1 [1] and for concrete structures EN 1992-1 [2] does not provide explicit recommendations for design of strengthened columns. In that context, an extensive experimental and numerical research addressing the load carrying capacity of strengthened concrete columns was conducted at the Faculty of Civil Engineering in Subotica during long period from 2005 to 2016.

This paper presents three methods for strengthening of squared cross section reinforced concrete columns. First method is using of steel tube which is placed over the whole height of columns with empty space being filled up with fine-grain concrete or special concrete mixtures. Second method of strengthening is making of concrete jacket and using steel angles connected to each other by connecting plates forming steel cage around RC column. Third method of strengthening included tightening of the cross placed prestressed bolts. The investigation included experimental tests of all materials and column specimens in order to generate data for the key aspects of used methods for strengthening columns. After the main experimental study a numerical analysis was carried out to investigate influence of individual parts of built up composite cross section. The main aim of this research was determining the efficiency of method used for strengthening columns and formulating the principles for their calculation. All results of presented research are fully reported in [3] while partial results were presented [4], [5] and [6]. Prior to this research strengthening columns with steel tubes were used in [7] and [8].

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

2.1 TEST SPECIMENS

Experimental analysis of presented problem was performed on a basic model of reinforced concrete column which was strengthened with mentioned three methods. A total of 26 stub axially compressed columns, including 21 strengthened specimens and 5 plain reinforced concrete specimens, were tested. Column models with their dimensions corresponds to real structure with aspect ratio of 1 by 3.3, e.g. 3.3 times smaller than real column. Models without the strengthening, and models that were strengthened, had square cross section with dimensions 12/12cm and height of 90cm. All column specimens were made of class C35/45 concrete. Main reinforcements were 8 bars of Ø6mm and stirrups of Ø4mm. Stirrups were

spaced 3cm at the top and the bottom 20cm of the column length and spaced 6cm in the middle. Steel of reinforcement had average yield strength of 550MPa and tensile strength of 650MPa.

Strengthening by first method was conducted with a premade reinforced concrete column placed into a steel tube while remaining space was filled with concrete (see Figure 1). Concrete of infill was varied in three different compressive strength quality. Classes of concrete were C20/25 (specimen B21), C40/50 (specimen B41) and C70/85 (specimen P01). The tubes used for strengthening were manufactured from mild steel sheet (3 mm in thickness), with the plate cut from the sheet, folded into a circular shape and then welded with a single bevel butt weld. Average yield strength, tensile strength and modulus of elasticity were experimentally determined to be 230 MPa, 340 MPa and 210 GPa, respectively. Tubes were 900mm long (same as concrete columns) with outside diameter of 194mm. Ratio of outer diameter and wall thickness of 65 was chosen so that limit conditions, for circular tubes filled with concrete, as defined by EC 4, ACI 318 and AISC 360 standards, were met.

Strengthening by second method was achieved simultaneously using steel angles, steel plates and concrete jacket. It was conducted with a reinforced concrete column placed into a premade steel cage with remaining space filled with class C60/75 concrete (see Figure 1). Distance between horizontal steel strips was varied in two cases. Steel cage was formed with four 30×3mm angles and seven (specimen L01) or nine (specimen L51) steel ≠90×40×3mm plates.

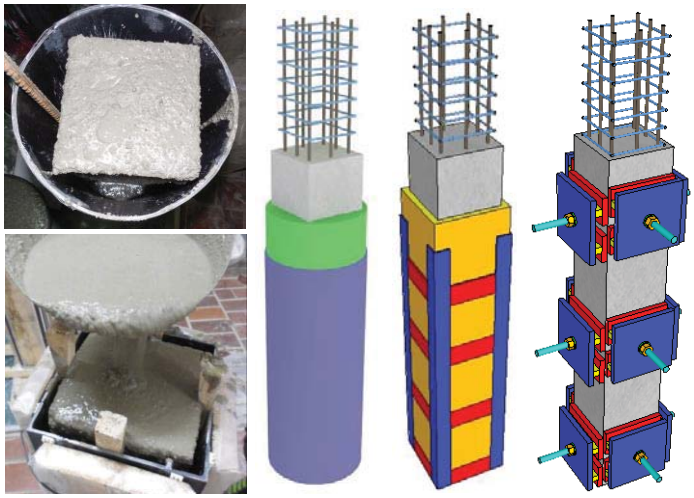


Figure 1 Concreting of infill an a schematic view of the strengthened column

Strengthening the columns by third method was achieved by tightening of the cross placed prestressed bolts. Number of bolts and their spaces were varied in two cases. Specimens with 3 pair of bolts (specimen V31) and four pair of bolts (specimen V41). All bolts were made from high strength 10.9 steel and tightened with force of P=50kN.

2.2 TEST SETUP

Experimental research included registering two types of deformation, namely measuring local deformation, e.g. strains, and measuring global deformation or column - shortening. Strain gauges were used to measure the variation of strains at section located in the middle of model height and were placed symmetrically due to longitudinal column axis (Figure 2). Four strain gauges were placed on RC column before fill concreting. Two displacement transducers were used to measure the axial deformation.

Figure 2 - Column models before experiment.

In all tested columns registering and analysis included: changes in stress and deformation state for all parts of the composite cross section, ultimate strength, shape of global deformation in failure, engagement of the individual parts of composite cross section. In RC models, beside

ultimate force and deformation, registering included value of the force at which cracking of concrete started, fracture development and propagation. The specimens were loaded continuously until failure. The concentric load was applied on the strengthened specimens through a steel bearing plates so that only central column was directly loaded.

3. EXPERIMENTAL RESULTS AND SPECIMEN BEHAVIOR

3.1 COLUMNS WITHOUT STRENGTHENING

For the purpose of comparisons, 5 plain reinforced concrete specimens subject to axially compression were also tested. All columns of this group showed very similar behavior. Figure 3 shows the measured load versus strains or displacement curves of tested plain reinforced concrete specimens. Column models showed almost full linear behavior during whole loading process until failure. This behavior is typical for axially compressed columns made from high grade concrete.

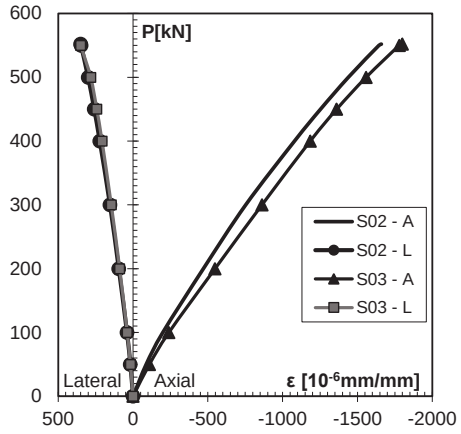


Figure 3. Measured load versus deformation of plain reinforced concrete specimens

For a plain reinforced concrete specimens first longitudinal cracks were detected at the ends of columns at loading of 90% of ultimate force. Failure of the RC columns occurred as a result of cracking and crushing of the concrete at the location of load application. Cracking on all specimens started at both ends of the column, but pronounced crack development in failure was registered at one end only (see Figure 7). Mean ultimate load force of unstrengthened columns determined during experimental testing is presented in Table 1.

3.2 STRENGTHENED COLUMNS

Testing of all strengthened models have been conducted according to similar experiment program phases as for unstrengthen models so that results could be directly compared. In that way direct assessment of successfulness of method for strengthening RC columns was possible and also, it was possible to cross compare strengthened models so influence of varying

parameters was evaluated. On following diagrams, deformation of unstrengthened column model (S02) is also presented for easier comparison with strengthened specimens.

Figure 4 shows diagram of dependence of compression axial force to the longitudinal and the lateral strains on specimens strengthened with steel tubes. In domain of exploitation loads, or up to 50% of crushing load, behavior of all parts of composite cross section is almost linear. Pronounced nonlinear increase of deformation in relation to increase of loading was registered for forces above the 80% of crushing load. Full composite action of all section parts is preserved for loads up to 25% of ultimate load. Ultimate load forces of strengthened columns registered during experimental testing are listed in table 1. When comparing behavior in exploitation loads domain, which corresponds to forces up to P=800kN, it can be noticed that difference between all strengthened models is relatively low.

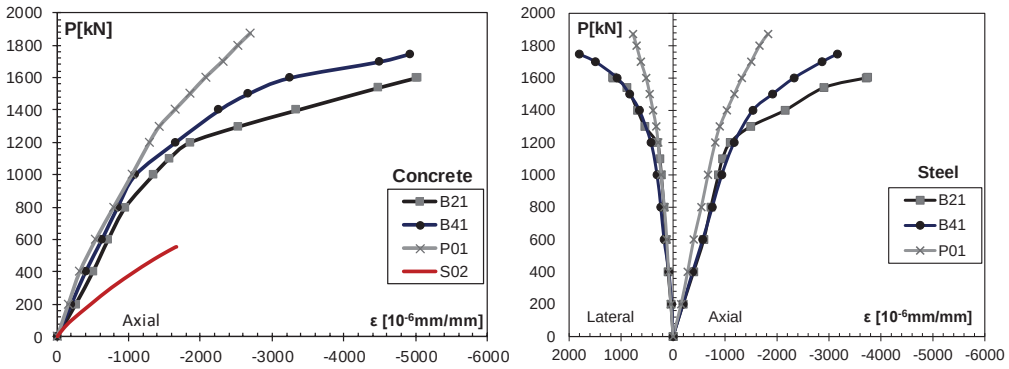


Figure 4. - Load (P) versus strain (ε) relationships for specimens strengthened by steel tubes.

Behavior of specimens strengthened with concrete jacket and steel cage is presented on Figure 5.

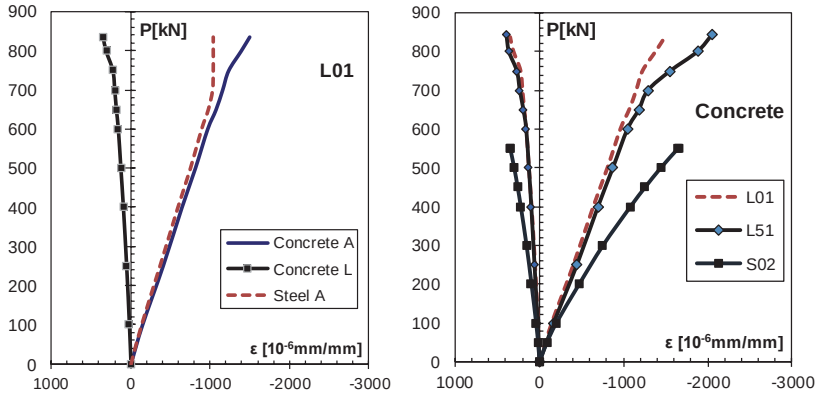


Figure 5. – Behavior of specimens strengthened by steel cages and concrete jacket.

Linear behavior of all section parts is maintained up to force of 700kN. That force corresponds with ultimate tensile stress in concrete jacket. After reaching those stress levels pronounced cracking of concrete was registered and composite action of cross section was disrupted. The difference between the two types of strengthened models (L01 and L51) is relatively small and both groups have noticeable linear response in domain of exploitation load states.

Behavior of specimens strengthened with prestressed high strength bolts is presented on Figure 6. The difference between the two specimens with different number of bolts (V31 and V41) is relatively small. Comparing these two models with unstrengthened specimen (S02), difference in behavior is only noticed in ultimate loads and strains. In domain of exploitation states all three types of columns have the same response. Model testing of these types of columns was limited by size factor and potential of this strengthening method wasn't fully achieved.

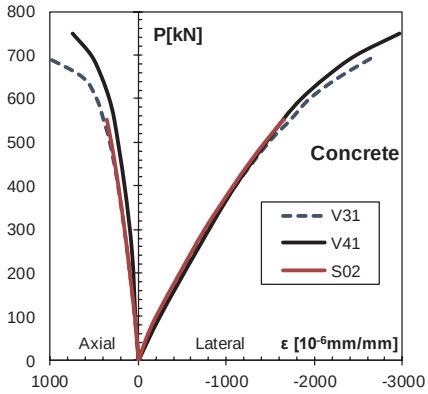


Figure 6 – Behavior of specimens strengthened by lateral prestressing

Mean value of ultimate load forces for all tested specimens registered during experiment are presented in table 1. The coefficient *ks* which represents increasing of the strength for the strengthened specimens is also given.

Table 1 – Ultimate load forces of column models

	Unstreng. specim.	*Tube 1 C20/25*	*Tube 2 C40/50*	*Tube 3 C70/85*	*Cage e=15cm*	*Cage e=10cm*	*Bolts 3 pairs*	*Bolts 4 pairs*
Pu[kN]	*592.0*	*1600.0*	*1709.3*	*1864.0*	*838.0*	*856.0*	*709.3*	*759.0*
ks [-]	–	*2.70*	*2.90*	*3.20*	*1.42*	*1.45*	*1.20*	*1.28*

Figure 7 shows the ends of the column specimens after the completed test.

Figure 7 - Comparisons of the failure modes of strengthened and unstrenthened columns

4. NUMERICAL ANALYSIS

After experimental part of research numerical analysis was performed in order to obtain a relevant data for preparing and defining the principles for calculation of the strengthened columns. An extensive numerical analysis by finite element method was performed in the software Ansys. A static, non-linear analysis was applied. In the first phase of analysis simulation of experimental testing was conducted. This analysis included all the significant parameters such as: non-linear stress-strain relationship, boundary conditions at the ends of the elements and contact conditions between the individual elements of the model. All material properties used in numerical analysis were experimentally determined on standard material specimens. Every part of cross section was modeled by appropriate finite element. Steel, concrete and rebar were modeled by Solid185, Solid65 and Link180, respectively.

The failure pattern observed during the experiment is accurately fitted by damaged shape of the FE model. A high coincidence of the ultimate load, longitudinal and lateral strains as well as lateral deflection and cracking of concrete in comparison to the experiment was achieved. Diagrams on Figure 8 and 9 presents' state of force to lateral and longitudinal strains obtained from numerical analysis compared to the experimental results. In order to determine the range of structural performance and to investigate the effects of variation of key individual parameters, multiple parametric studies have been created.

Reliable experimental and numerical analysis have provided the necessary data for the definition of expressions for determining the ultimate strength of all strengthened column models. In the second phase a calculation recommendations are defined separately for all of the analyzed members. Behavior of column models in the domain of exploitation load states is mainly linear with full composite action across cross section which justifies the use of linear elastic theory in calculation of stresses and deformations.

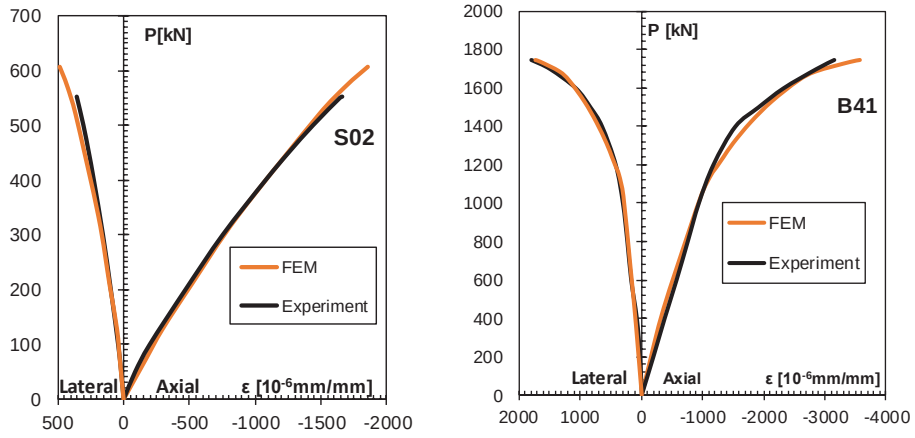


Figure 8 – Validation of numerical and experimental results

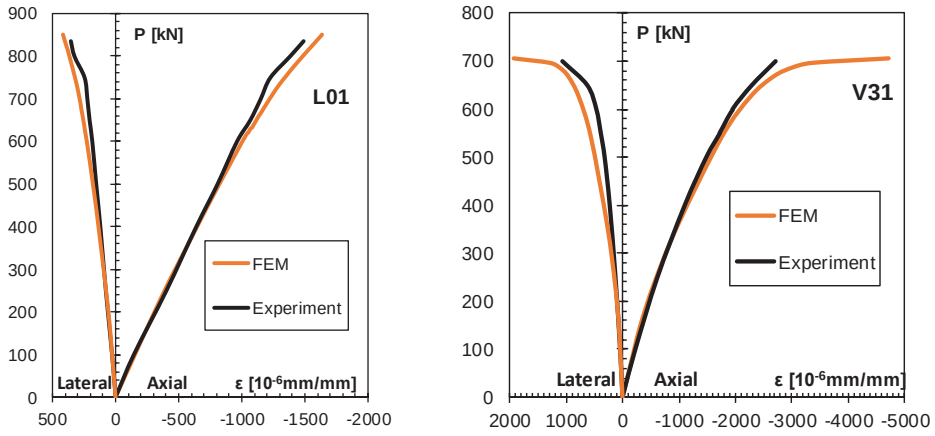


Figure 9 – Validation of numerical and experimental results

5. CONCLUSIONS

In this paper, the experimental and numerical investigation of the composite column made from steel and concrete has been briefly presented. Experimental results largely depend on assumptions made prior to design and forming of test samples what implies that conclusions refer to exactly defined boundaries. According to results obtained through experimental and numerical model analysis of samples following conclusion are drawn:

- Reinforced concrete columns from the control group have almost linear stress/strain relationship all the way to the failure. Columns strengthened with steel tubes exhibits

considerably more ductile behavior and are capable of withstanding larger deformations relative to classical reinforced concrete columns and columns strengthened with concrete jacket and steel cage.

- Difference between strains of reinforced concrete core column and steel tube, or steel cage, in the domain of exploitation load states, are relatively small, what implies that a composite action of the cross section is preserved.
- Stress-strain analysis revealed that whole cross section in composite columns is engaged for load carrying even though load is applied on central concrete column only.
- Behavior of column models in the domain of exploitation load states is mainly linear with full composite action across cross section which justifies the use of linear elastic theory in calculation of stresses and deformations.
- Columns strengthened with prestressed high strength steel bolts are capable of withstanding larger deformations compared to plain reinforced concrete columns. Full potential of this strengthening method is to be tested on real size specimens.

REFERENCES

[1] Eurocode 4, EN 1994-1:2004: Design of composite steel and concrete structures Part 1-1 – General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, 2004.

[2] Eurocode 2, EN 1992-1-1:2004: Design of concrete structures Part 1-1 – General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, 2004.

[3] Landović A.: Analysis of behavior of axially compressed composite bars for exploitation and ultimate loads, PhD Thesis University of Novi Sad, Faculty of Civil Engineering Subotica; June 2016.

[4] Landović A., Bešević M.: Analysis of behavior of the RC column strengthened with concrete jacket and steel angles, Simpozijum of Association of structural engineers of Serbia, Zlatibor, 15.-17. Sept. 2016, Proceedings, pp. 433-438, (In Serbian).

[5] Vlajić LJ., Landović A.: Analysis of methods for strengthening reinforced concrete columns coupled with steel tubes, 13th Congress of Association of structural engineers of Serbia, Zlatibor, 22.-24. Sept. 2010, Proceedings, pp. 284-291, (In Serbian).

[6] Vlajić Lj., Landović A.: Jedan primer sanacije centrično pritisnutih AB stubova na osnovu eksperimentalno-teorijske analize modelskih ispitivanja, Zbornik radova Građevinskog fakulteta Br.25 – Specijalno izdanje, Međunarodna konferencija Savremena dostignuća u građevinarstvu, Subotica, 2014.

[7] Vlajić Lj., Landović A.: Strengthening of reinforced concrete columns coupled with steel tubes, Materials and structures, Vol. 53, Iss. 4, 2010, pp. 39-49.

[8] Vlajić Lj., Vranjevac V., Lukić P.: Sanacija AB stubova na prilaznim konstrukcijama "Pančevačkog mosta" oštećenih dejstvom požara 2011.g.; Osmo naučno-stručno međunarodno savetovanje "Ocena stanja, održavanje i sanacija građevinskih objekata i naselja", Zbornik radova, Borsko jezero, 2013. str. 189-196.

Veljko Koković[1], *Dejan Bajić* [2]

EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE GRANIČNE NOSIVOSTI OSLONAČKE VEZE OŠUPLJENIH MONTAŽNIH PLOČA

Rezime:

Prethodno napregnute ošupljene montažne ploče se najčešće koriste kao međuspratne konstrukcije stambenih i poslovnih objekata. Uobičajeno nazivane "savršenim prefabrikatima", ošupljene ploče se tradicionalno projektuju kao elementi statičkog sistema proste grede. Međutim, ploče je moguće projektovati i kao kontinualne elemente za dejstvo dodatnog stalnog i korisnog opterećenja. Takođe, uspostavljanjem kontinuiteta ploče je moguće osloniti indirektno, bez kratkog elementa. U ovom radu je prikazano eksperimentalno istraživanje nosivosti kontinualizovanih ošupljenih ploča. Smičući lom je zabeležen na svim ispitanim uzorcima. U radu je prikazan zabeležen odgovor sistema i ukazano je na uticaj veze betona ugrađenih u različito vreme.

Ključne reči: prethodno napregnute montažne ošupljene ploče, kontinuitet, smičući lom, veza prianjanja betona ugrađenih u različito vreme, princip širenja formiranih prslina

EXPERIMENTAL STUDY ON ULTIMATE CAPACITY OF HCS WITH RESTRAINED SUPPORT CONNECTION

Summary:

Precast prestressed hollow core slabs are extensively used as suspended floors in residential and commercial buildings. Usually called "superior precast elements", HCS are traditionally designed and constructed as simple beams. However, HCS could be designed as continuous for superimposed and live loads. Additionally, end rotation restraint can be utilized to avoid the wall or beam ledge, in which case the HCS are indirectly supported. This paper presents an extensive experimental program consisting of load-testing ten large scale beams, composed from prefabricated hollow core slab elements and in-situ concrete. The tests were designed to investigate the hogging moment region of a continuous system. The flexural shear failure was recorded on all specimens. The observations show the behavior of the system and indicate the interface influence on shear strength of continuous composite HCS.

Key words: Hollow core slabs, support continuity, shear flexure, concrete to concrete bond, crack kinematics

[1] *Assistant professor, PhD, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Serbia*
[2] *Professor, PhD, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Serbia*

1.1. INTRODUCTION

The precast concrete industry is a dynamic and innovative branch of the construction industry thanks to cost efficiency based on the automated production process of concrete elements and short construction time. Moreover, this branch has the largest number of innovations in terms of new materials and load bearing capacity efficiency of structural elements. As a typical product of the precast concrete industry, hollow core slabs (HCS) make 50% of the market share of the commercial and residential floor structures.

Hollow core slabs (HCS) are precast concrete elements produced from the long line prestressed slab, up to 140 m in length. Production of HCS consists of saw cutting the hardened concrete, which is slip-formed or extruded over the straight prestressed strands. Because of the specific production process which disables incorporation of protruding reinforcement, the connection between adjoining slabs and between the slabs and the supporting structure can be made only over the in-situ concrete grouted in joints or cores. Additional site works are necessary in case of designed structural topping or tying system for prevention of progressive collapse. To fulfill the simple beam design assumption, the free rotation of the slabs' ends is ensured by the proper detailing of the connections [1].

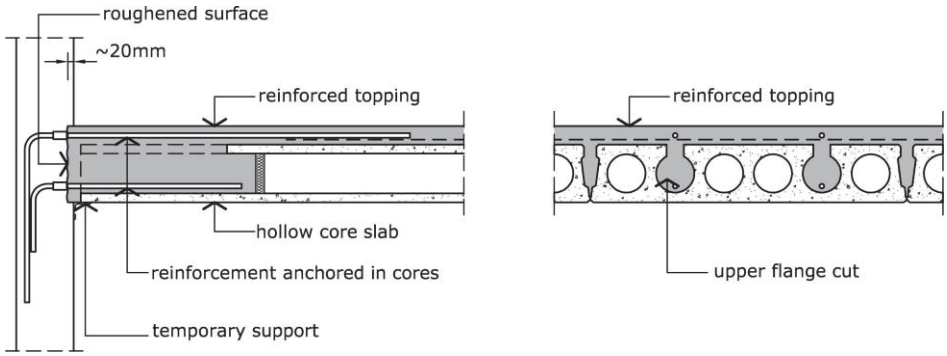


Figure 1: Indirect support detail

Intended continuity that can lower costs and bring structural benefits such as lowering deflection and improving the fire resistance was usually not considered by the provisions in the past. The major reason for that is the fact that the HCS are reinforced only with bottom prestressed strands. However, lack of analysis and design recommendations did not limited contracting engineers to use the continuous HCS system in past, probably relying on in-house tests. Research articles that discuss the efficiency of the continuity system were rare [2]–[4] and the first set of design rules and construction details was published in FIB Bulletin 6 [5], in 2000. Furthermore, the Bulletin presents an interesting possibility of the indirect support of precast hollow core slabs, the case in which the concrete cast in cores transfers the moment and shear. Figure 1 presents usual detail of indirect HCS support on RC wall. However, design recommendations that are given in the FIB Bulletin are mostly theoretical – adopted failure mechanisms were not recorded in experimental research [6], [7].

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

Full-scale tests of simply supported beams were carried out in order to investigate the behavior and load capacity of a composite continuous hollow core slabs. Conducted three-point bending tests simulated the hogging bending region of the continuous HCS, Figure 1a. The experimental research consisted of loading up to failure of 10 composite beams, made of prefabricated HCS and cast in situ reinforced concrete topping. Shear span of the specimens equaled to five times the depth of the composite section, and referring to supports, the specimens were cantilevered to provide the constant prestress force over the shear span. An overview of research is summarized in the following sections, with more detailed information presented in these [8].

Specimens were formed of two hollow core slab elements with the depth of 260 or 350 mm and 80 mm cast-in-situ topping. The width of the specimens was 360 mm, because the 360 mm wide HCS element was obtained by the longitudinal cutting of the 1200 mm wide HCS. The upper flange of the HCS was additionally cut on the length that ranged from 350 to 1350 mm, ensuring the filling of cores with cast in situ concrete and indirect support of the HCS. In the middle of the specimen, the distance of the HCS elements was 300 or 160 mm, for the specimens with the indirect and direct support. The gap between the HCS elements was filled with cast-in-situ concrete, Figure 2b.

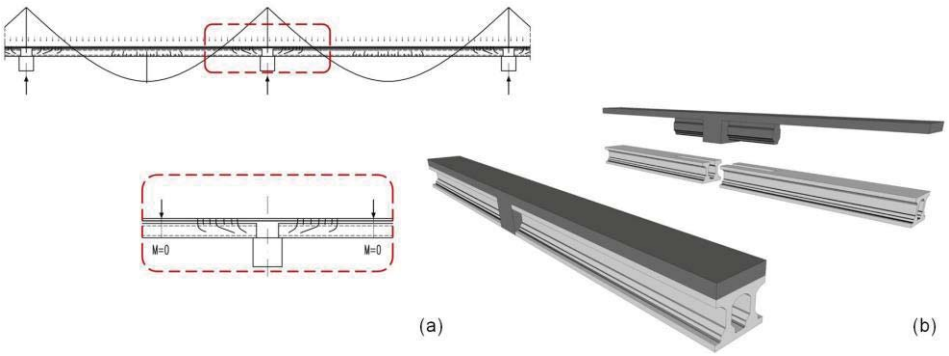


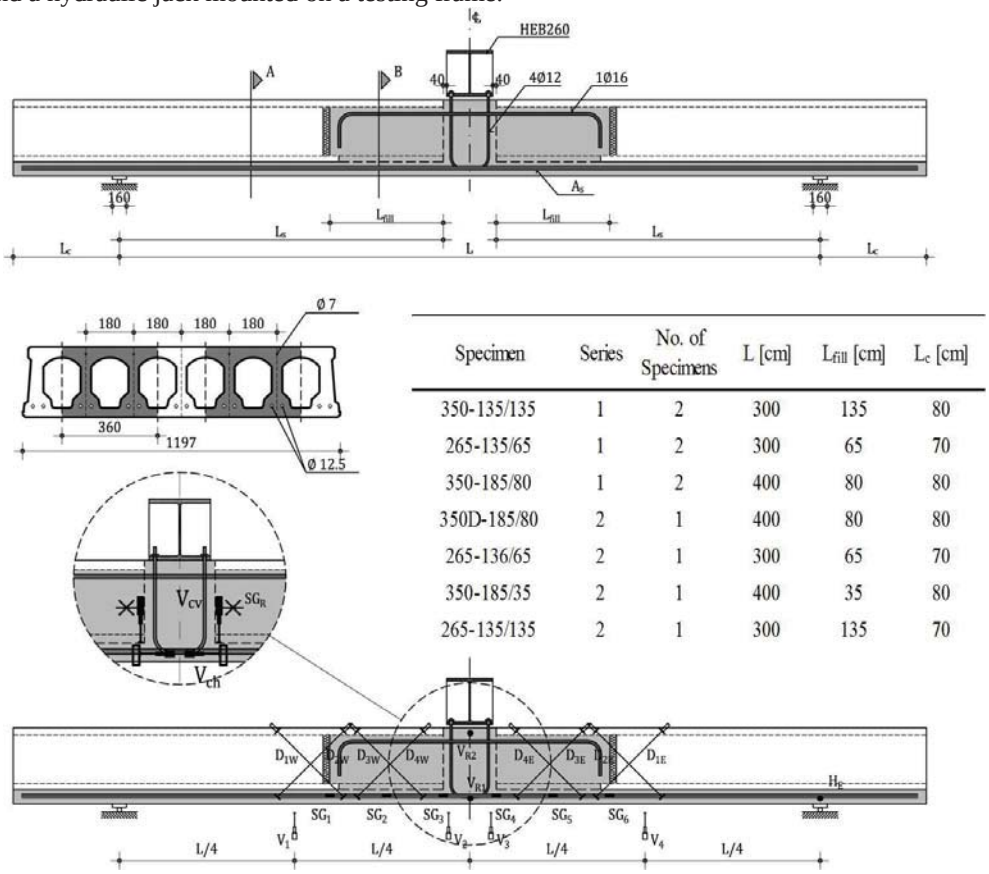
Figure 2: Continuous HCS and simple beam model (a); 3D view of the specimen

The supports of the specimens were provided over the 100 mm wide steel plates, while the load was applied over the steel profile. The connection of steel profile and specimen was provided through the reinforcement protruded from middle, cast-in-situ part of the specimen. The continuity of the HCS elements was provided over the topping reinforcement, determined to avoid flexural failure. Ten specimens were tested in two series – the first consisted of three pairs of identical specimens, while the second consisted of unique specimens. Test setup and geometry of specimens are illustrated in Figure 3.

2.1. TESTING AND INSTRUMENTATION

Tested composite beams were simply supported and subjected to three-point bending tests. Displacements, loads and strains at critical locations were measured during the testing. The layout of test set-up and measuring equipment is presented in Figure 3 (b).

Vertical displacements were measured by linear variable differential transformers (LVDTs) in four cross-sections; at the quarters of the beam span and in two cross-sections in the middle of the beam. The horizontal displacement of the specimen was measured at the roller support. The width and sliding of the vertical crack at the joint of the HCS and middle in-situ concrete was measured by LVDTs. Shear deformations were measured by LVDTs placed in "X" configuration – eight LVDTs were placed at 45°, measuring the four square regions. The value of applied force was continuously measured by a loading cell placed between a steel profile and a hydraulic jack mounted on a testing frame.



Specimen	Series	No. of Specimens	L [cm]	L_{fill} [cm]	L_c [cm]
350-135/135	1	2	300	135	80
265-135/65	1	2	300	65	70
350-185/80	1	2	400	80	80
350D-185/80	2	1	400	80	80
265-136/65	2	1	300	65	70
350-185/35	2	1	400	35	80
265-135/135	2	1	300	135	70

Figure 3: Geometry of the specimens: (a) reinforcement and support condition details; (b) specimen test setup and instrumentation used

The longitudinal reinforcement was instrumented with strain gauges in six cross-sections, placed on the two side bars in each of the cross-sections. The strains in HCS element webs were measured with the strain gauges forming rosettes.

Together with the displacement measurement of the predefined points using the point-wise sensors in the south beam face, the north surface of the specimens was observed by digital

cameras. Digital Image Correlation is used to track the surface displacement of the beam and to calculate a crack width and sliding.

The index of the specimens is given in the following form HxD-y/z, where x stands for the height of a hollow core element; y stands for the length of the shear span and z stands for the length of the filled void measured from the cast-in-situ mid-span joint of the specimen. D is for the direct support of the hollow core slab element.

3. EXPERIMENTAL RESULTS

Recorded failure of all specimens should be defined as flexural shear failure, Figure 4. For the beams of the second series flexural shear failure is recorded at lower load levels than expected, according to the test results of the first series. Concrete-to-concrete interface bond of the second series specimens proved inadequate.

Figure 4: Specimen 350-185/80-1 after failure

Observed failure mode of all specimens was flexural shear failure. All recorded cracks were bending cracks that propagated into a web of the HCS element, where rotated in the direction of loading point. The critical shear cracks (the crack at which the specimen failure is recorded) was the last recorded flexural crack with rotated part that coincide with the direct strut (line connecting support and loading point). In addition, a difference between critical shear crack and all other previously formed flexural shear cracks was crack propagation along the tension reinforcement, which resulted in the highest rate of widening. In the specimens of the second series, a horizontal part of critical shear crack was spreading along the interface of concrete cast in different times. However, the effect on crack width was the same.

3.1. FLEXURAL SHEAR FAILURE

Typical diagrams showing the load vs. vertical displacement and load vs. shear strain are shown on Figure 5. The measured shear deformation quantifies the effect of shear cracks on

beam deformation – development of critical shear crack at load of 190 kN is visible on diagram as change of curve slope. Ultimate shear strength of all specimens corresponds to recorded shear deformation value that ranged from 0.7 to 1 mm/m. The similar values were reported for the beams with the rectangular cross sections, independently of the beam height [9].

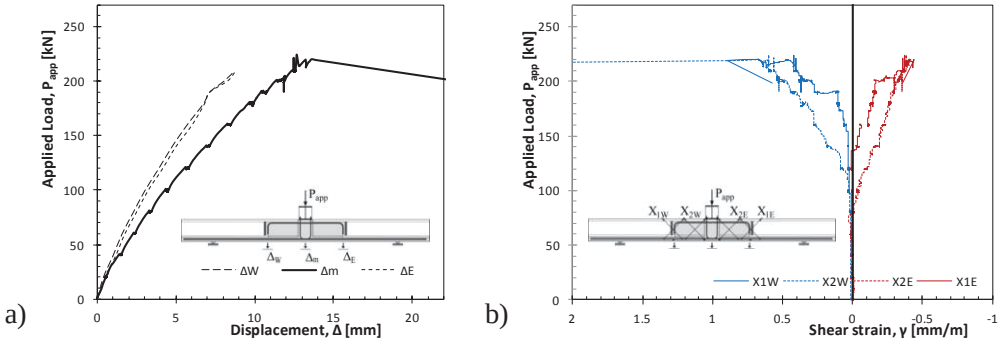


Figure 5: Applied load vs. deflection and measured shear strain – Specimen 350-185/80-1 after failure

Figure 6 presents the ratio of recorded and predicted shear load. Prediction values for specimens where the critical shear crack was recorded on part with filled core of the specimen are calculated based on the effective beam width according to FIB [5].

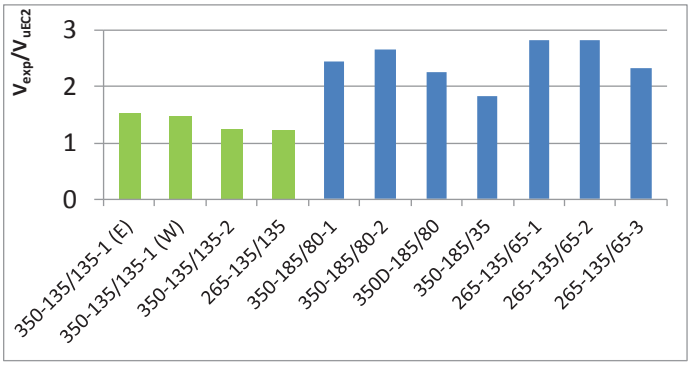


Figure 6: Applied load vs. deflection and measured shear strain – Specimen 350-185/80-1 after failure

As can be seen, prediction conservatism depends on the length of filled core. The mean ratio of recorded failure shear force and prediction is 1.3 for specimens with filled core, and higher than 2 for specimens with limited filling of the core with cast-in-situ concrete. Similar results for specimens with un-filled cores were reported in the experimental researches of the other authors [3], [4]. According to the FIB model [5], ratio of ultimate shear strength of beams with filled and un-filled cores should correspond to the ratio of the web widths, which is

approximately equal to 2. However, a ratio of recorded values is significantly lower – the mean value equals 1.1 for beams H265 and 1.2 for beams H350, which suggests that the effect of core concreting on shear strength is lower than assumed. The possible explanation is the recorded shape of critical crack.

3.2. EFFECT OF CAST IN-SITU CONCRETE INSIDE THE CORE

According to design principles and calculation models presented in [5], filling the cores of HCS element increases the shear strength capacity and allows the indirect supporting of HCS elements. In the case of inadequate strength, the in-situ concrete should be reinforced with shear reinforcement. Also, to avoid horizontal splitting of the HCS webs, principal concrete stress should be limited.

All recorded cracks had the origin from bending cracks. Cracks developed on the filled parts of the composite beams had the same pattern on HCS webs and in-situ concrete inside the cores, while the relative displacement between the concrete cast in different time was not noticed. The impact of local separation caused by in-situ concrete shrinkage has not been observed. The first bending crack formed at the joint between the HCS element and middle in-situ concrete. The measured width and sliding of this vertical crack developed along the smooth side surface of the HCS suggests that the vertical reaction at the end of indirectly supported HCS element was transferred by shear friction across vertical cracks.

3.3. SHEAR ON THE INTERFACE OF CONCRETE CAST IN DIFFERENT TIMES

The upper surface of HCS elements was roughened with brooms during the production process. The measured macro texture depth, R_t, ranged from 0.3 to 0.5 mm, which correspond to horizontal shear strength of 0.74 and 1.01 MPa, in the case of the first and second series specimens [10]. After conducted load tests, the topping bond strength was measured by a "pull-off" test, where the measured values ranged from 1.5 to 2.0 MPa. However, despite the similar recorded values of bond strength, topping bond should be classified as complete and poor according to pull-off surfaces, for the beams of the first and second series, respectively. In the case of the second series specimens, 100% of the fracture is observed at interface, Figure 7. The HCS upper surface of the first series specimens was no treated before casting, while bonding agent was used in the second series specimens.

Figure 7: Failure surface of first and second series topping

3.4. ANALYSIS OF SHEAR CRACK KINEMATICS AND SHEAR TRANSFER THROUGH THE CRACK

Digital images of painted surface of the specimen taken during the testing are correlated, resulting in a displacement of the field of view. Location and shape of the cracks was determined as the DIC information discontinuity. Figure 8 shows the crack development through the pictures of maximal principal strain calculated from measured displacements.

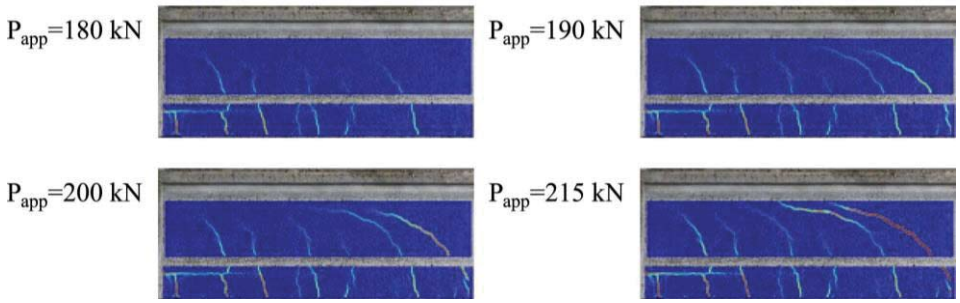


Figure 8: Cracks development on west side of specimen 350-185/80-1

The shear failure of 350-185/80-1 specimen was recorded immediately after the crack developed outside the filled part of the beam, Figure 9. The crack was observed after the load reached to 190 kN, and the delaminating branch was recorded when the load reached 200 kN. Shear failure was recorded at load of 219.9 kN. Constant rate of crack widening in regard to further loading indicated that delaminating branch occurred when the crack appeared. In other words, at load of 200 kN, the delaminating branch crack only propagated to the specimen's surface, when it was observed. Measured relative displacement of un-cracked parts of the specimen between developed cracks can be described according to the principle of rotation around a crack tip.

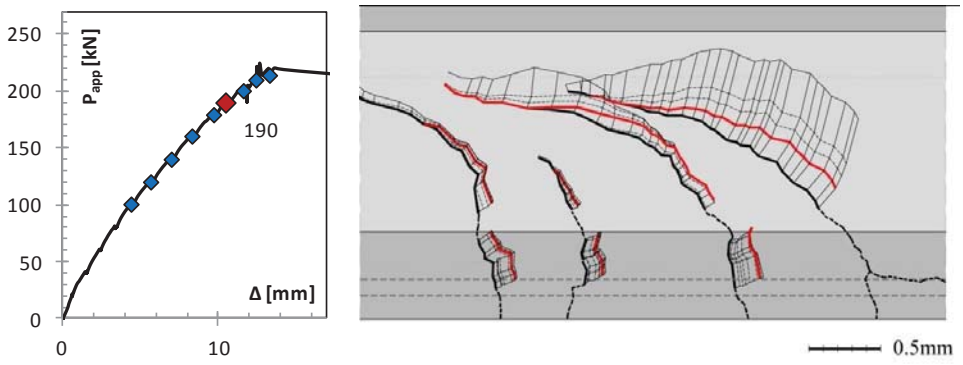
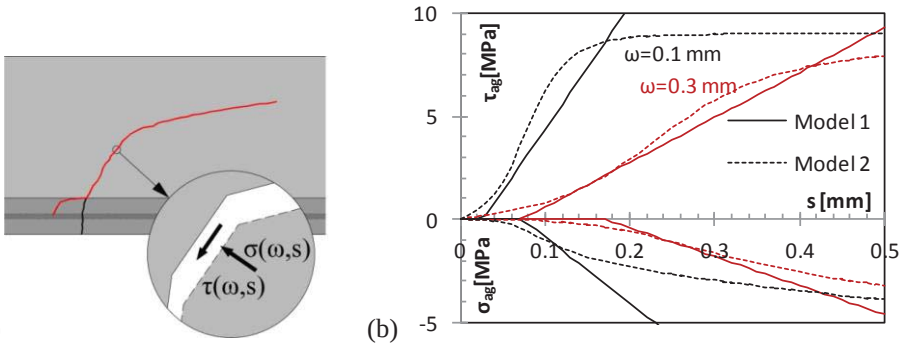


Figure 9: Cracks development and relative crack displacement on west side of specimen 350-185/80-1

Determined crack pattern was approximated with polygonal line and crack kinematics was calculated as a differential displacement of surrounding un-cracked surfaces. Based on principles given in u [11], computer software was written for data analysis. Calculation result is componential displacements – in the direction of crack (Δ) and in the direction perpendicular to it (ω).

In the dependence of crack relative displacements, stresses on cracks faces are estimated using the dilatancy models. The aggregate interlock relation [12] and Rough crack model [13] have been chosen since the solutions are given in the closed form. Shear and normal stress in relation to crack width are shown in Figure 10. A part of the shear force transferred through the crack was calculated as the sum of the stress along the crack area.



(a) (b)

Figure 10: Crack stress (a) and comparison of used crack dilatancy models (b)

Obtained participation of the crack friction mechanism is in accordance with measurements of the other authors. The force value that is transferred through the certain crack depends on its geometry, angle of primary crack branch and the length of the secondary branch. In case of tested specimens, shear is mostly transferred through the flange of a composite beam, which is the obvious reason for the prediction conservatism.

4. CONCLUSIONS

This paper presents an extensive experimental program consisting of load-testing ten large scale beams, composed from prefabricated hollow core slabs and in-situ concrete. The tests were designed to investigate the hogging moment region of a continuous system. The main conclusions are listed below:

- The flexural shear failure was recorded on all specimens. The observed pattern of critical shear cracks differed among the specimens. In the most of beams, a failure crack was the last developed bending crack, with a secondary branch propagating along the direct strut.
- The mean ratio of recorded failure shear force and prediction are 1.3 and 2.4 for the specimens with the cores of the HCS concreted over the whole length of the shear span and specimens with the limited length of the filling, respectively.
- The mean ratio of recorded ultimate load between filled and voided beams equals 1.1 for beams H265 and 1.2 for beams H350.

- Vertical reaction at the end of indirectly supported HCS was transferred by shear friction across vertical cracks.
- The integral part of all critical shear cracks was delaminating branch that propagated along the tension reinforcement or along the horizontal interface in the case of the second series specimens. The HCS upper surface of the first series specimens was no treated before casting, while a bonding agent was used in the second series specimens.
- A basic difference between critical shear crack and all other previously formed cracks was in the rate of widening in regard to the load application.
- Cracks developed on the filled parts of the composite beams had the same pattern on HCS webs and in-situ concrete inside the cores. Relative displacement at the vertical interface of the concrete cast in different time was not noticed.
- Based on measured crack relative displacements, the contribution of the aggregate interlock equals to 60 to 80% of the shear strength. Shear is mostly transferred through the lower flange of a composite beam, which is the obvious reason for the prediction conservatism.

REFERENCES

[1] FIP Commission on Prefabrication, Precast prestressed hollow core slabs. FIP Recommendations, Thomas Telford, London, 1988.

[2] I. Rosenthal, "Full Scale Test of Continuous Prestressed Hollow Core Slab," PCI J., vol. 23, no. 3, pp. 74–81, 1978.

[3] K.-H. Tan, L.-X. Zheng, and P. Paramasivam, "Designing hollow-core slabs for continuity," PCI J., vol. 41, no. 1, pp. 82–91, 1996.

[4] M. Grzybowski and B. Westerberg, Prestressed Concrete Hollow Core Slabs Subjected to Negative Moment. Royal Institute of Technology, Publication TRITA-BRO-9107, Stockholm, Sweden, 1991.

[5] FIB Commission 6 Prefabrication, "Special design considerations for precast prestressed hollow core floors," CEB - FIP Guide to Good Practice, fib Bulletin No.6, Lausanne, Switzerland, 2000.

[6] F. Levi and P. G. Debernardi, "Prove di continuità longitudinale di solai di tipo alveolare privi di cappa di completamento," La Prefabbricazione, vol. 4, pp. 221–236, 1986.

[7] C. Bosco and P. G. Debernardi, "Indagine sulla continuità strutturale di solai alveolari prodotti col metodo Slipform," L'EDILIZIA, vol. 11, pp. 745–752, 1990.

[8] V. Koković, "Granična nosivost oslonačke veze ošupljenih montažnih betonskih ploča," doktorska disertacija, University of Belgrade, 2016.

[9] E. G. Sherwood, One-way shear behaviour of large, lightly-reinforced concrete beams and slabs. PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada, 2007.

[10] prEN 1992-1-1, Eurocode 2, Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization, CEN, Brussels, Belgium, 2004.

[11] R. Vaz Rodrigues, Shear strength of reinforced concrete bridge deck slabs. Thèse EPFL, n° 3739, Lausanne, Switzerland, 2007.

[12] J. C. Walraven and H. W. Reinhardt, “Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading,” HERON, vol. 26, no. 1A, pp. 5–68, 1981.

[13] P. G. Gambarova and C. Karakoç, “A new approach to the analysis of the confinement role in regularly cracked concrete elements,” in Transactions of the 7. International conference on structural mechanics in reactor technology. Vol. H, 1983, pp. 251–261.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
P-5
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Miroslav Marjanović[1]

NELINEARNA ANALIZA LAMINATNIH KOMPOZITNIH PLOČA I LJUSKI SA DELAMINACIJAMA PRIMENOM MKE

Rezime:

Cilj disertacije bio je razvoj efikasnog proračunskog modela zasnovanog na Redijevoj Opštoj slojevitoj teoriji ploča (GLPT), koji je u stanju da opiše kinematiku delaminacije pri dinamičkom opterećenju. GLPT je predstavljala osnovu za razvoj poboljšanih slojevitih konačnih elemenata, koji su primenjeni u numeričkom rešenju različitih strukturnih problema. Geometrijska nelinearnost je uzeta u obzir na osnovu von Kármán-ovih pretpostavki. Prikazan je nelinearni "node-to-node" kontaktni algoritam koji zanemaruje uticaj trenja i sprečava međusobno preklapanje slojeva u zoni delaminacije. Energetski kriterijum, zasnovan na Tehnici virtuelnog zatvaranja prsline, je primenjen da bi se predvidelo širenje delaminacije. Faze Pre- i Post-processing-a su sprovedene primenom GiD Pre/Post Processor-a. Teoretska razmatranja su potvrđena kroz mnoštvo primera, za savijanje, slobodne vibracije, izbočavanje i dinamičku analizu kompozitnih i sendvič ploča i ljuski sa delaminacijom.

Ključne reči: kompozitna ploča/ljuska; delaminacija; GLPT; savijanje; vibracije; izbočavanje

NONLINEAR ANALYSIS OF LAMINATED COMPOSITE PLATES AND SHELLS WITH DELAMINATIONS USING FEM

Summary:

The aim of the dissertation was to develop the efficient computational tool based on the Generalized Laminated Plate Theory (GLPT) of Reddy, capable to describe the delamination kinematics in dynamic loading environment. GLPT became the basis for the development of enriched layered finite elements, applied in the numerical solution of several structural problems. The geometric nonlinearity is taken into account upon the von Kármán assumptions. The node-to-node nonlinear frictionless contact algorithm which prevents the layer overlapping in the delaminated zone of the plate is introduced. In addition, energy criterion based on the Virtual Crack Closing Technique is applied to predict a delamination growth. Pre- and post-processing phases are performed using the GiD Pre/Post Processor. Theoretical considerations are validated through the variety of examples for bending, free vibration, buckling and transient analysis of delaminated composite and sandwich plates and shells.

Key words: composite plate/shell; delamination; GLPT; bending; free vibrations; buckling

[1] *Assistant Professor, PhD, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, mmarjanovic@grf.bg.ac.rs*

1. INTRODUCTION

Composite materials (see Fig. 1) attract the increasing attention in the various engineering disciplines. They play an important role in the design and construction of aircrafts, wind turbines, ships, cars and many other parts in mechanical and civil engineering. These materials have an excellent fatigue and corrosion resistance properties, as well as high stiffness-to-weight and strength-to-weight ratios. Examples are carbon-fiber, glass-fiber, or fiber-reinforced polymers (FRP). It is well-known that FRP-strengthening of the reinforced-concrete or wooden beams and slabs give excellent structural results, low time required and moderate cost. FRP bridge decks (Fig. 2, left) comprise sandwich profiles, spanning transversely or longitudinally between supporting elements (such as steel beams) or suspended from tension cables. The lightweight, stay-in-place formwork made of an FRP sandwich panel is also used for the construction of concrete and composite steel-concrete bridge decking (Fig. 2, right).

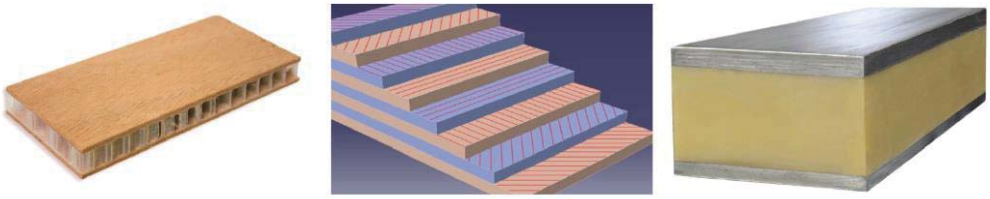


Figure 1 - Different types of laminar composites: honeycomb sandwich plate (left), laminated composite plate (middle) and soft-core sandwich panel (right)

Another type of plate structures relevant for the numerical model discussed in the dissertation are sandwich panels, i.e. structural members made of two stiff orthotropic faces separated by an isotropic core (Fig.1, right). In civil engineering, the soft-core sandwich panels are used as light roof and wall panels usually designed to provide the thermal isolation of the buildings. It is of the great importance that the bond between the face sheets and the soft-core in sandwich panel remain intact for the panel to perform on the appropriate level.

Figure 2 – Wolf Trap pedestrian bridge with FRP composite decking in Virginia, USA (left) and Uyllander Bridge in Amsterdam (right)

However, the significant shear stresses produced between the layers of the composite plate may cause *delamination*, which is the most common type of damage. It may also result from different fabrication induced faults in the joining of plies. Once significant damage occurs at

the ply level, the kinematic and material description of the problem must be changed before further analysis can proceed. An overview of delamination problems can be found in [1].

As the laminated composite plates are used for primary or secondary components of different engineering structures (generally loaded with transient loads), it is of the great importance to understand their fundamental dynamic properties, such as natural frequencies and mode shapes. This requires the adequate computational models able to consider the delamination of plates in dynamic loading environments, in order to predict the transient response of the delaminated structure.

1.1. GENERALIZED LAMINATED PLATE THEORY

The structural response of laminated composite plates (Fig. 3, left) can be accurately determined by the use of relatively simple Equivalent-Single-Layer (ESL) laminate theories, especially for the laminates with high length-to-thickness ratios [2]. However, in the case of thicker structural components, these theories are not adequate since they give too stiff response because of the simplifications associated with the classical plate kinematics. Due to the considerably different material characteristics of the adjacent layers within a laminate, discontinuities in transverse shear strains at the interfaces between layers may be significant - this phenomenon is not accounted for in ESL theories. Another problem that arises is inability of the ESL theories to consider the local damage effects (matrix cracking, delamination, free edge effects etc.).

The above limitations motivated the author to consider Reddy's Generalized Laminated Plate Theory (GLPT) [3] in the derivation of the numerical model, because the layerwise discontinuous displacement field (Fig. 3, right) of the GLPT is able to capture the relative displacements between the adjacent layers in the delaminated zone. To accurately predict the buckling phenomena due to significant in-plane forces acting on the laminate, the geometric nonlinearity is taken into account using the von Kármán's nonlinear plate kinematics [4].

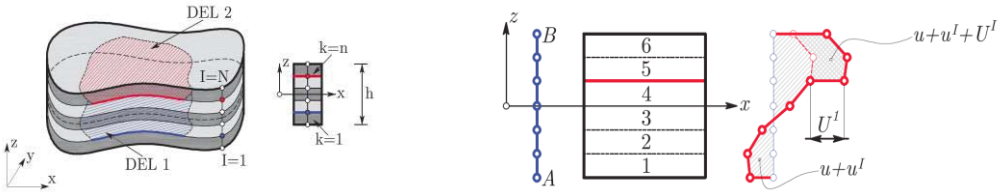


Figure 3 – Typical laminated composite plate with two delaminations (left) and assumed layerwise displacement field of the GLPT (right)

2. FINITE ELEMENT MODEL

Analytical solution of the GLPT exists only for the relatively simple plate geometries, loading types and boundary conditions. However, for the analysis of structural elements of arbitrary shape, loading, boundary conditions, as well as for the analysis of laminated composite plates with delaminations of arbitrary shape and arbitrary positioned within a structural element, numerical solution is required. The Euler-Lagrange differential equations of motion of the GLPT define the "strong" formulation of the geometrically nonlinear problem of

the laminated composite plate. These governing equations served as a basis for the development of a numerical (FE) solution. The primary variables of the problem are translational components of the mid-plane (u, v, w), relative displacements in numerical layers through the plate thickness (u^I, v^I, I=1,2,…,N) and delamination openings in three orthogonal directions (U^I, V^I, W^I , I=*1,2,..., ND)*. The typical layered finite element is shown in Fig. 4. The layerwise discontinuous displacement field of the GLPT is shown in Fig. 3, right.

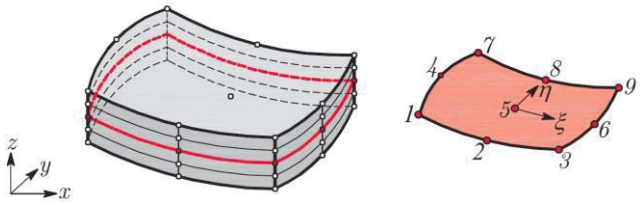


Figure 4 –Typical layered finite element with nine nodes (quadratic interpolation)

3. CONTACT ALGORITHM

The node-to-node nonlinear frictionless contact algorithm is proposed in the dissertation. The aim is to prevent the layer overlapping in the delaminated zone of the composite plate, during its motion in transient loading environment. The contact condition is iteratively enforced in every solution step, until the convergence criterion is satisfied (see Fig. 5).

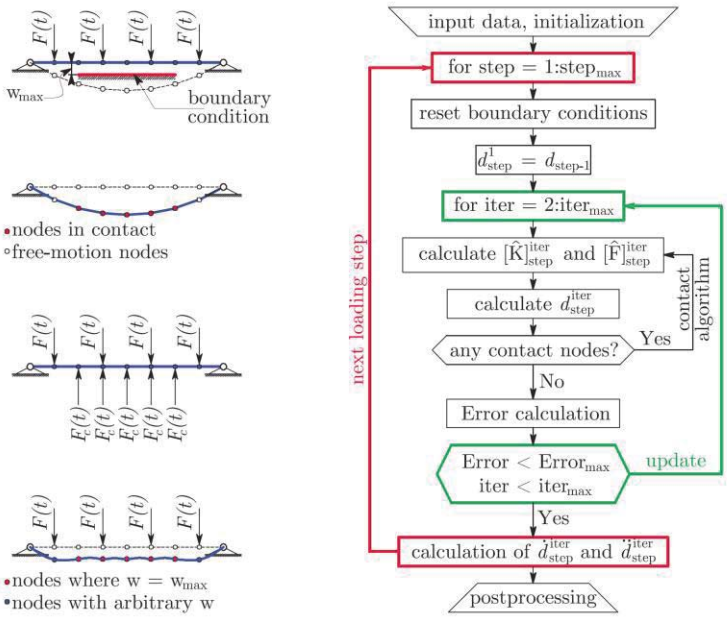


Figure 5 – Contact algorithm to prevent overlapping in delaminated interfaces (left) and the flowchart of the program (right)

After the global equilibrium in the current step is satisfied, the next time step is computed where the contact status is again checked. The advantage of the proposed method is that it can be implemented easily into the geometrically nonlinear transient analysis algorithm. The efficiency of the contact algorithm is illustrated in the paper already published by author in [5].

4. DELAMINATION PROPAGATION

The energy dissipated during the delamination propagation per unit of a newly created delaminated area is called Strain Energy Release Rate (SERR), which can be calculated using the direct or indirect methods that have been developed over years. Within this dissertation, the deformation field obtained from the numerical solution of the GLPT is used to predict three Strain Energy Release Rate components G_i, which are further compared with the interlaminar fracture toughness, using the fracture criteria along the crack boundary.

The algorithm for tracking the moving delamination front is presented as the extension of the method proposed by Xie et al. [6, 7], which was restricted to the structured FE meshes. The displacement field obtained from FE calculation is used for the computation of G_i using the Virtual Crack Closure Technique. The method requires the calculation of the delamination opening behind the crack front, the nodal forces along the front and the virtually closed area in front of the existing delamination. To predict the delamination growth the calculated components are compared with the inter-laminar fracture toughness. The direction in which delamination will grow is described by the vector normal to the delamination front, which components are accurately calculated in this study unlike the majority of the models from the literature (Fig. 6, left). The virtually closed area is determined using 6 control points for every node along the delamination front. After that, the forces along the delamination front, the delamination openings behind the front and finally G_i components are calculated in the region of the virtually closed area. A mixed-mode fracture criterion is applied next in all considered nodes. The algorithm is repeated until there are no more propagating nodes in the current step of the analysis. Subsequently, the analysis continues with the next time or loading increment. Some basics of the proposed algorithm are published by author in [8].

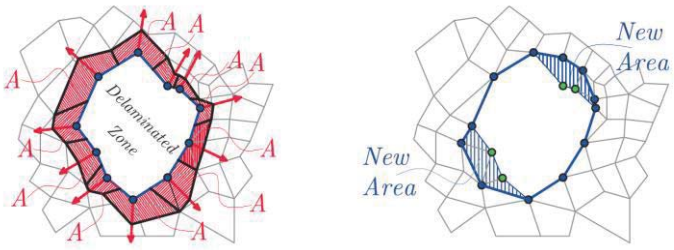


Figure 6 – Non-overlapping virtually closed areas along the delamination front (left) and the generation of new delaminated zones after the propagating nodes are identified (right)

5. ANALYSIS OF LAMINATED COMPOSITE SHELLS

In this part of the dissertation, the possibility to represent the continuously curved shell surfaces using the assembly of small flat triangular finite elements (Fig. 7) is presented. The same assumptions as used in the analysis of plates (regarding the transverse distribution of strains and stresses) are valid in the consideration of shells. Some properties of the vector algebra are used for the transformation of the coordinates and characteristic element matrices.

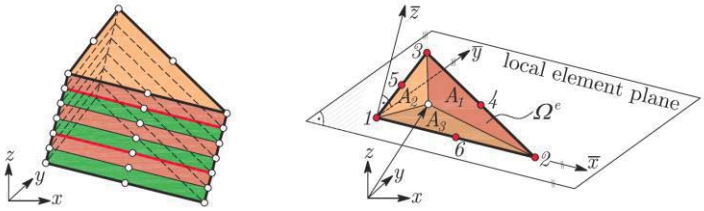


Figure 7 – Triangular layered element for the modeling of composite shells

However, in the proposed formulation the difficulty arises if all the elements meeting in a node are co-planar. This situation will arise for shallow shell structures, at (folded) shell segments and at straight boundaries of developable surfaces. The proposed model is applied in the free vibration analysis of laminated composite shells. The part of the presented results is already published by Marjanović and Vuksanović in [9].

6. OBJECT-ORIENTED COMPUTER PROGRAM

Performance and memory efficiency are two crucial requirements for the finite element programs. Therefore, the code should be well organized to increase the flexibility and reduce its maintenance cost. It should be extendable to new formulations, algorithms and concepts. The solution process in the FEM can be split into several steps:

1. Pre-Processing - geometry definition (points, lines, surfaces, volumes), definition of attributes or conditions (BC, loads...), their assignment to the geometrical entities and finally generation of the finite element mesh,
2. Simulation - Calculation in solver,
3. Post-processing - Visualization of the results.

All these steps must be carried out carefully, and must be easy for the user to perform. Within this dissertation, the pre- and post-processing phases are performed using the GiD Pre/Post Processor developed in CIMNE, Barcelona, which algorithm is shown in Fig. 8.

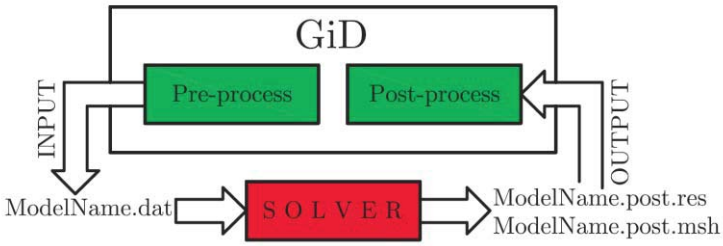


Figure 8 – The algorithm of the GiD-based finite element program

The graphical interface used for all simulations in this dissertation is illustrated in Fig. 9.

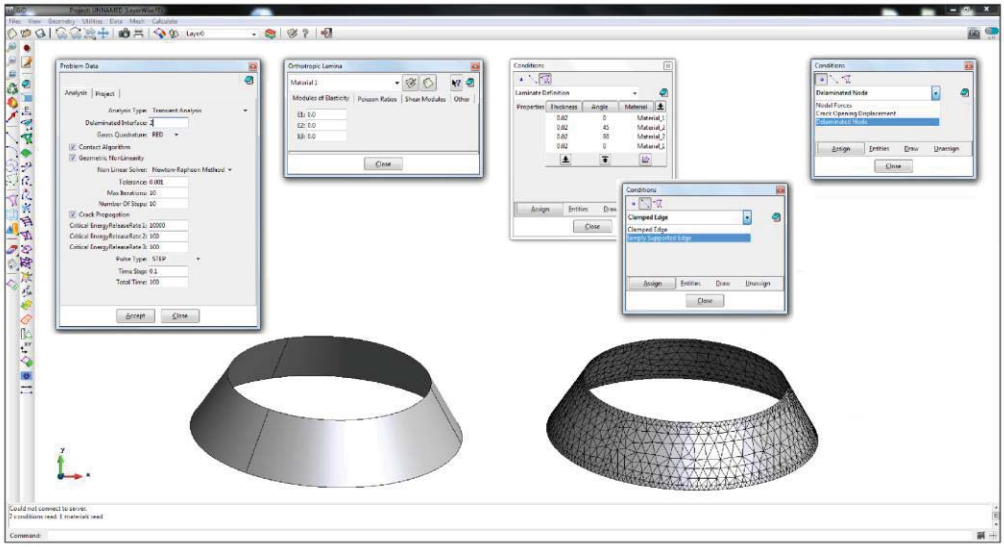


Figure 9 – Graphical interface in GiD for the assignment of problem data (left), materials (center) and conditions (right). Geometric domain of the conical shell / meshed model (below)

7. CONCLUSIONS

In the thesis, family of triangular and quadrilateral layered finite elements with varying levels of interpolation, capable to incorporate the independent motion of adjacent delaminated interfaces are recalled based upon the Generalized Laminated Plate Theory of Reddy. The numerical model is extended for the analysis of free vibration response of composite shells, using simple geometrical considerations. Due to some simplifications of the shell kinematics, the limitations of the model are highlighted in this study. Geometrical nonlinearity is accounted based upon the von Kármán assumptions. Inter-laminar penetration between delaminated layers has not been enabled by activating the contact conditions between the individual layers.

A novel delamination propagation algorithm has been implemented based on the Virtual Crack Closure Technique, to allow for the change of the previously imposed delaminated zone during the static and dynamic motion of the plate. The proposed models have been verified and their accuracy is demonstrated using the variety of benchmark examples. The accuracy is proved both for the intact and delaminated composite plates. The differences between the models considering stationary and propagating delamination have been highlighted.

From the number of numerical analyses, the following conclusions are drawn:

- The simplifications regarding the transverse shear deformation in the ESL theories cause the underestimation of the transverse deflections and the overestimation of the fundamental frequencies of laminated composite plates, when compared to the GLPT.
- When the delamination is present, the influence of the transverse shear deformation is higher for the plates with highly constrained boundaries. Reduced integration is necessary in thin plate situation to prevent the shear locking.
- Transverse shear deformation severely influences the fundamental dynamic characteristics of cylindrical and conical laminated composite shells, both for the thin and thick shell situation. This influence is higher for the shells with the higher level of orthotropy, as well as for the higher modes of oscillation.
- The proposed model is capable to accurately predict the fundamental frequencies of intact laminated composite plates of different shapes, even by using the quadrilateral elements for approximation of the circular plate geometry. Slightly better performance of quadratic elements is detected in the prediction of higher modes of vibration.
- The reduction of the fundamental frequency of the laminated composite plates caused by the presence of the delamination is more pronounced for higher modes. The position of the embedded delamination through the plate thickness plays an important role by significantly reducing the global fundamental frequency of the delaminated plate (both composite and sandwich) for mid-plane delamination, and otherwise having a marginal effect when near-surface delamination is employed.
- For composite shell structures, the mesh refinement, as expected, reduces the natural frequencies of the CC cross-ply cylindrical and conical shells, with the convergence to the exact solution both for the structured and unstructured mesh and shell thicknesses varying from thin to thick situation.
- Because of the geometry idealization using the at triangular FEs for the generation of curved surfaces, a stiffer response then expected is obtained in the case of conical shells.
- When the delamination is present within a shell structure the natural frequency is reduced severely after the increase of the delaminated area above 12% of the shell area. For the numerical models with highly constrained boundaries, the influence of the delamination area on natural frequencies is higher.
- The proposed model accurately predicts the critical buckling load of laminated composite plates, in comparison with the existing close form and 3D elasticity solutions. The accuracy is proven even for the coarse mesh, leading to the reduced computational cost. It is documented that the delaminated area up to the 6% of the plate area does not reduce the critical buckling load. When the delamination position within a plate is considered, near-surface delamination has smaller influence to the results, because the intact rest of the plate is stiff enough to hold the majority of the critical buckling

loading. The similar trend is observed for the uniaxially compressed sandwich plates, having in mind that thin delaminated layer will buckle independently from the rest of the plate.

- The activation of the contact algorithm during the transient analysis of laminated composite plates showed to have only a minor effect in linear analysis. However, in the geometrically nonlinear analysis the delamination has a considerable influence. Changing the position of delamination in the geometrically nonlinear analysis is not affecting the transient response if the contact algorithm is not activated, in contrary with the case when contact algorithm is activated.
- Transient analysis of delaminated plates showed that when a small delamination area is present within a laminate only a marginal increase of the amplitude and the period of oscillations is observed in linear analysis. However, in the case of geometrically nonlinear transient analysis the period of oscillations is slightly reduced because of the added bending stiffness of the plate, as expected. For the larger size of the delaminated area the amplitudes and the period of oscillations of the laminate are significantly increased due to the significant stiffness degradation. Changing the position of the delamination zone through the plate thickness does not have a large effect on the frequency of the oscillations in the linear analysis.
- The sandwich plates are highly vulnerable to embedded delamination between the soft-core and rigid face sheets when subjected to exponential blast pulse loading. The global amplitudes of the intact rest of the plate are increased because of the splitting. The crack opening displacements are small in the linear and slightly higher in the geometrically nonlinear analysis. On the other hand, if the delamination occurs within the rigid face sheet, the global amplitudes of the intact rest of the plate are nearly the same as for the intact late, because the undamaged part has the more or less the same bending stiffness as the intact plate. When the delamination area is small the face-core debonding is negligible. The CODs are slightly higher in the geometrically nonlinear transient analysis. After increase of the delaminated area, however, the global linear plate motion significantly changes and becomes more complex, with increased amplitudes due to the reduction of the plate stiffness. In the geometrically nonlinear response of the sandwich plates the added bending stiffness leads to a reduction of the crack opening displacements as compared to the linear case. The highest amplitudes and crack opening displacements are reached at the end of blast pulse and start of free vibration phase.
- Incorporation of the delamination propagation algorithm severely influences the transient response of the delaminated plate. In the moment of delamination extension the response of the delaminated layer is changed considerably leading to the reduction of the frequency because of the stiffness degradation and increase of the amplitudes. The general trend of the delamination extension is independent of the mesh density, but the final shape of the delamination is mesh-dependent by means of creation of smooth delamination front for fine mesh and polygon-shaped front for coarse mesh. The considerable change in the transient response of delaminated plates occurs nearly in the same time point regardless of the mesh density. The mesh refinement results in the lower amplitudes of oscillations of the delaminated segment, with higher frequencies, due to the fact that fine mesh allows for smooth step-by-step change in the delaminated zone, which is a robust and elegant, but also a very simple approximation of the real

behavior of the delaminated structure. The mesh dependence is caused by a node-to-node delamination propagation algorithm, which implies two main approximations: (1) the node-to-node approximation of a virtually closed area A and, (2) the node-to-node approximation of the movement of the delamination front.

- On the other hand, when static bending analysis of laminated plates is performed with activated delamination propagation algorithm, it has been found that linear finite elements result in the slightly higher values of the calculated reaction force in the displacement-control analysis of the DCB, in comparison with the quadratic elements. The distribution of the G_I along the plate width calculated using the linear elements is nearly constant in contrast with the quadratic elements for which the distribution is curved. The mesh refinement in width direction does not significantly influence the G_I distribution, while the reduction of the displacement increment leads to the convergence of numerical solution.

ACKNOWLEDGMENTS

The work on this thesis was advised by Prof. Dr. Djordje Vuksanović, who suddenly passed away during the final stage of writing of the dissertation. The author would like to dedicate this work to a memory of him.

The co-advisory of Prof. Dr.techn. Günther Meschke (Ruhr Universität Bochum, Lehrstuhl für Statik und Dynamik) is gratefully acknowledged.

The work on this thesis was supported by the Government of the Republic of Serbia - Ministry of Education, Science and Technological Development, under the Project TR-36048. The financial support has been also provided through the SEEFORM project financed by DAAD.
The full license of MATLAB software was provided through this project. The full license of GiD software was provided by the Institute of Structural Mechanics, Ruhr University Bochum.

REFERENCES

[1] Bolotin V. V.: Delaminations in composite structures: its origin, buckling, growth and stability, Composites Part B: Engineering, 27, 1996, 129-145.

[2] Vuksanović Dj., Ćetković M.: Bending , free vibrations and buckling of laminated composite and sandwich plates using a layerwise displacement model, Composite Structures, 88, 2009, 219-227.

[3] Barbero E. J., Reddy J. N.: Modeling of Delamination in Composite Laminates using a Layer-Wise Plate Theory, International Journal of Solids and Structures, 28(3), 1991, 373-388.

[4] von Kármán T.: Festigkeits Versuche unter allseitigem Druck, Verhandlungen der Deutchen Ingenieurwesen, 55, 1911, 1749-1757.

[5] Marjanović M., Vuksanović Dj., Meschke G.: Geometrically nonlinear transient analysis of delaminated composite and sandwich plates using a layerwise displacement model with contact conditions, Composite Structures, 122, 2015, 67-81.

[6] Xie D., Biggers S. B.: Strain energy release rate calculation for a moving delamination front of arbitrary shape based on the virtual crack closure technique. Part I: Formulation and validation, Engineering Fracture Mechanics, 73(6), 2006, 771-785.

[7] Xie D., Biggers S. B.: Strain energy release rate calculation for a moving delamination front of arbitrary shape based on the virtual crack closure technique. Part II: Sensitivity study on modeling details, Engineering Fracture Mechanics, 73(6), 2006, 786-801.

[8] Marjanović M., Meschke G., Vuksanović Dj.: A finite element model for propagating delamination in laminated composite plates based on the virtual crack closure method, Composite Structures, 150, 2016, 8-19.

[9] Marjanović M., Vuksanović Dj.: Free vibrations of laminated composite shells using the rotation-free plate elements based on Reddy's layerwise discontinuous displacement model, Composite Structures, 159, 2016, 320-332.

U1 – U5

UVODNA IZLAGANJA

Hugo Corres Peiretti[1], *Freddy Ariñez Fernández*[2], *Julio Sánchez Delgado*[3]

fib MODEL CODE 2020. SADRŽAJ I TEKUĆI PROCES.

Rezime:

Model Propisa je jedan od najznačajnijih dokumenata izdatih od strane *fib*-a. Prvo izdanje objavljeno je 1970. godine. Od tada, *fib* je publikovao nova izdanja 1978., 1990, i najnovije, 2010. godine. Modeli propisa su referentna literatura i uticali su na izdavanje nacionalnih i regionalnih pravilnika. Ovaj rad prikazuje sadržaj novog Modela Propisa 2020 i tekući rad na njegovoj pripremi.

Ključne reči: konstrukcijski beton, nove i postojeće konstrukcije, pravilnici, sigurnosni koncept, materijali, upravljanje konstrukcijama tokom upotrebnog veka

fib MODEL CODE 2020. CONTENT AND ONGOING PROCESS.

Summary:

Model Code is one of the most important documents produced by *fib*. The first edition was published in 1970. Since then, *fib* has published new and updated editions in 1978, 1990 and, the most recent one, in 2010. All of these documents have been reference documents that have influenced the production of National and Regional Codes.This paper shows the content of the new Model Code 2020 and the ongoing work for its preparation

Key words: structural concrete, new and existing structures, codes, safety format, materials, design, management of structures during the service life

[1] *PhD, President, International Federation for Structural Concrete (fib), hcp@fhecor.es*
[2] *PhD, Structural Engineer, FHECOR*
[3] *MSc, Structural Engineer, FHECOR*

1. INTRODUCTION

Model Code is one of the most important documents produced by *fib*. The first edition was published in 1970. Since then, *fib* has published new and updated editions in 1978, 1990 and, the most recent one, in 2010. All of these documents have been reference documents that have influenced the production of National and Regional Codes. Model Code 1978 had a strong influence on the previous version of Eurocode 2; Model Code 1990 had the same strong influence on the current version of Eurocode 2 and Model Code 2010 similarly guides the preparatory work CEN has started for the new editions of the Eurocodes. Model Codes have always been an important reference for researchers, designers and constructors.

Some years ago, the *fib* started the process to produce a new updated edition to be published in 2020. This new Model Code intends to approach, at the same level, new and existing structures. It will present more general and more rational models, removing any trace of previous empirical design rules (MC2010 was an important step forward, but further steps are possible and needed). It will be an operational model code and oriented towards practical needs. It will recognize the needs of engineering communities around the world. MC 2020 has to be a real International Code.

This paper shows the content of the new Model Code 2020 and the ongoing work for its preparation.

2. MAIN IDEAS/GOALS OF THE NEW MC 2020

1.1. MC 2020 WILL BE A SINGLE, MERGED STRUCTURAL CODE FOR NEW AND EXISTING STRUCTURES.

There were many different approaches for codes to be able to cover existing structures. A good summary of the evolutions of codes for existing structures was presented by Dr Steve Danton [1], at the first workshop to discuss the content of the new MC 2020 held in The Hague in June 2015.

The first approach/generation was to use the codes developed for new structures and apply them to existing structures. The result was not good because it failed to recognise the differences between design and assessment. Typically, the results obtained with this approach were conservative for assessment works, because it did not adequately take into account actual material properties, structural detailing and tolerances.

The second approach/generation was to write codes for existing structures. The result was also not good enough because there were cases of duplication of content, omission of content and it presented problems in the case of interventions (modification of existing structures).

The new approach, and what is often called the new generation of codes, is to develop a single, merged code structural code for both new and existing structures. And this is exactly what we decided to do for the new MC 2020.

The principles for the development of a unified Model Code will be: General provisions / models common for design, assessment and interventions. Provisions / models have to be general to be applied for the different problems we have to solve. General provisions / models

capable of taking into account actual material properties, structural detailing and tolerances that may be found on existing structures.

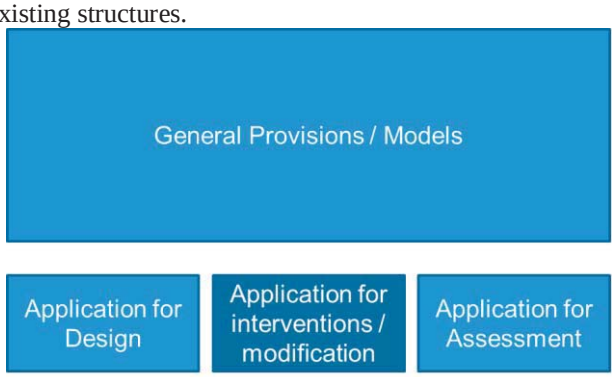
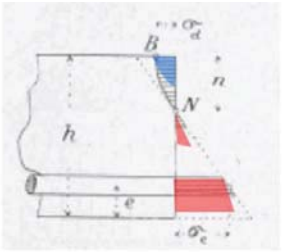


Figure 1 - New generation of structural codes for new and existing structures. Figure presented by Dr. Steve Denton at the first workshop on Model Code 2020, held at The Hague on June 2015 [1]

1.2. MC2020 HAS TO PRESENT GENERAL AND MORE RATIONAL MODELS, REMOVING ANY TRACE FROM PREVIOUS EMPIRICAL DESIGN RULES.

MC2010 was an important step forward in removing empirical design rules leaving space for general and rational models. This criterion has to be expanded in the new MC 2020.

Figure 2 shows the differences in using a general rational with an empirical rule for bending of a reinforced concrete section.



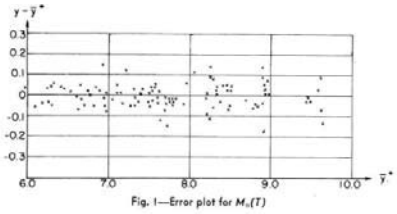


Fig. 1—Error plot for $M_u(T)$

$$M_R = 0.431 \cdot b \cdot d^2 \cdot \rho^{0.75} \cdot f_y^{0.9} \cdot f_c^{0.1} \text{ (psi, in)}$$

Ritter, W., 1899, *Die Bauweise Hennebique*, Schweizerische Bauzeitung, Zurich

Courtesy of Aurelio Muttoni

Zsutty T.C., *Ultimate Strength Behaviour Study by* ***Regression Analysis of Beam Test Data***, ACI Structural Journal, May 1963

Figure 2 - Mechanical models vs. empirical equations, the case of bending. Figure presented by Prof Aurelio Muttoni at the first workshop on Model Code 2020, held at The Hague on June 2015 [2]

Ritter proposed in 1899 the model which is still used in *fib*, see Figure 3 taken from MC 2010. This general approach allows considering: axial force, different cross-section shapes, several reinforcement layers, prestressing, different concrete types, different types of loads (fire, seismic loads, etc.). In addition, the model can be easily adapted to a wide variety of cases (different types of concrete, non-metallic reinforcement, sections subjected to different types of deterioration, etc.). This model may be used to consider the different situations we have in the design of new structures and in the assessment and interventions in existing structures. In comparison, the empirical formula proposed by Zsutty in 1963 is only valid for the conditions for which was developed.

Figure 7.3-1 shows the possible range of strain distributions for concrete, reinforcing steel and prestressing steel. In the figure, the following limits are shown:

A = reinforcing strain limit;

B = concrete compression limit; and

C = concrete pure compression strain limit.

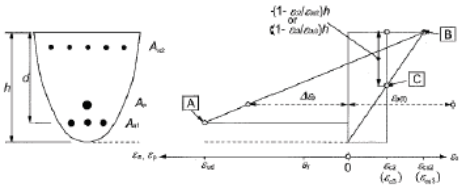


Figure 7.3-1: Possible strain distributions in the ultimate limit state.

7.3.2 Bending with and without axial force

7.3.2.1 Beams, columns and slabs

This sub-clause applies to undisturbed areas of beams, slabs and similar types of members for which sections remain approximately plane before and after loading. The discontinuity regions of beams and other members, where plane sections do not remain plane, may be designed and detailed according to sub-clause 7.3.6.

When determining the ultimate bending resistance of reinforced or prestressed concrete cross-sections, the following assumptions are made:

- plane sections remain plane;
- the strain in bonded reinforcement or bonded prestressing tendons, whether in tension or in compression, is the same as that in the surrounding concrete;
- the tensile strength of the concrete is ignored;
- the stresses in the concrete are derived from stress-strain relations for the design of cross-sections as given in sub-clause 7.2.3.1.5;
- the stresses in the reinforcing and prestressing steel are derived from the design curves in sub-clause 7.2.3.2 and 7.2.3.3; and
- the initial strain in the prestressing tendons is taken into account when

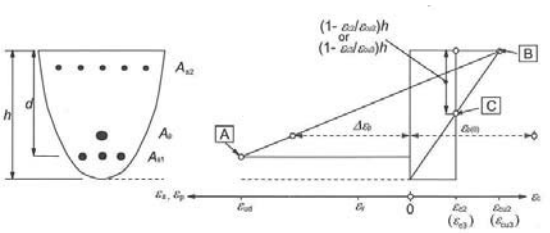
Figure 3 - fib MC 2010 model for bending [3].

Figure 4 shows how the same *fib* model may be used for assessment of existing structures or for design of new structures or interventions.

The top part of the figure shows different types of concretes that can be found in existing and in new structures, including new types of concrete: FRC, UHPFRC, Green Concretes, Tailor-made concretes, etc. In order to use the model for all of the different concretes it is only necessary to have the correct constitutive equations for the different cases. The bottom part of the figure shows the constitutive equations currently available in MC 2010 for concretes with different compressive strengths.

MC 2010 was drafted to take into account different types of actions, in addition to static actions, such as for example, seismic actions, fire and many others. This same philosophy was preserved in MC 2020, adopting models, like the one shown in Figure 4, where different types of actions can be represented only by considering the pertinent constitutive equations. Figure 5 shows the constitutive equations proposed by MC 2010 to represent the behavior of confined concrete for seismic actions, or concrete subjected to different temperatures, to consider the influence of fire.

The assessment of existing structure requires setting forth criteria to estimate representative characteristics of concrete. Thus, we must define the right experimental test campaign in order to obtain results that are actually representative of the structure.



EXISTING CONCRETE						
fck	17	20	90	120	150	250
DESIGN CONCRETE						
fck	17	20	90	120	150	250
FIBRE REINFORCED CONCRETE (FRC)						
fck	17	20	90	120	150	250
						UHPFRC
fck	17	20	90	120	150	250

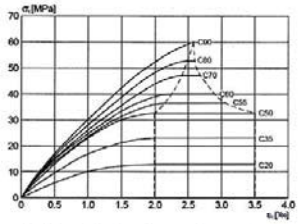


Figure 7.2-7: Design stress strain relations for various concrete strength classes (parabola-rectangle) for $\gamma_C = 1.5$

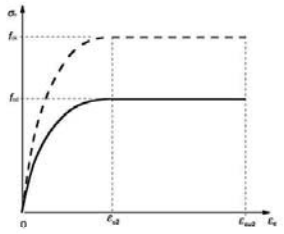
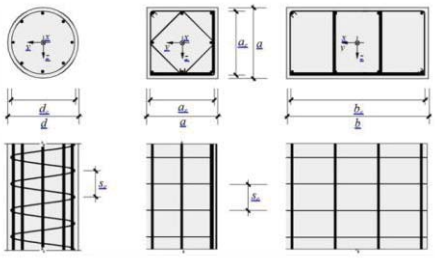


Figure 7.2-9: Parabola-rectangle diagram for concrete in compression

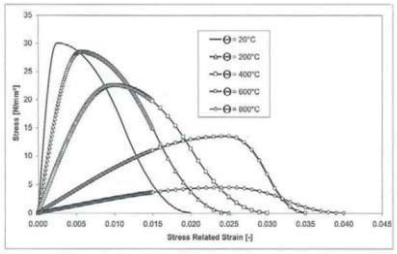
Figure 4 - fib Model Code 2010 model for bending extended for assessment of existing structures or for design of new structures or interventions on existing structures. Constitutive equations for concretes with different compressive strengths.

Likewise, we also need more and better models, than the ones currently available in MC 2010, in order to represent the effect of different types of deteriorations in the bearing capacity of concrete.

In the case of reinforcing and prestressing steel it is possible setting forth constitutive equations that represent the situations found in the assessment, design and intervention of structure, both for static actions and other actions that may be found in the structures. In fact, MC 2010 has already established many of these equations, see Figures 6 and 7.

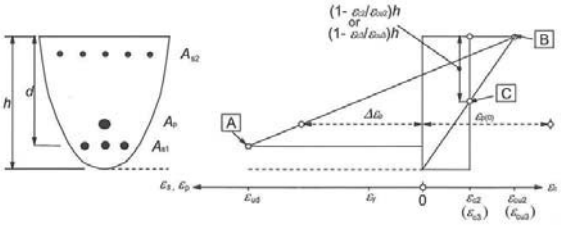


fib MC 2010 Figure 7.2-13: Compression members with confining reinforcement



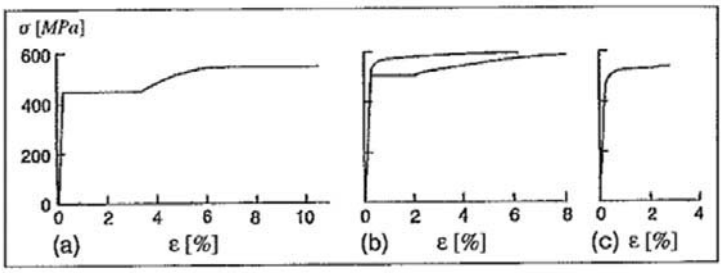
fib MC 2010 Figure 7.5-3: Example of stress-strain relationships of concrete under compression at elevated temperatures

Figure 5 - fib Model Code 2010 model for bending extended for the assessment of existing structures or for the design of new structures or interventions on existing structures. Constitutive equations for confined concrete and concrete subjected to different temperatures.



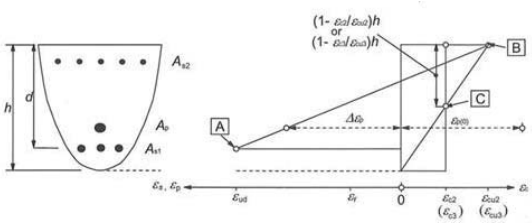
EXISTING REINFORCING STEEL		
fyd	200	600

REINFORCING STEEL		
fyd	400	600

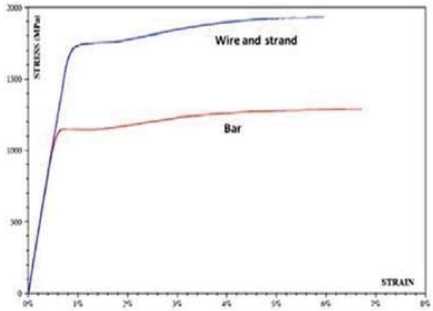


fib MC 2010 Figure 5.2-1: Stress-strain relationships of reinforcing steel: (a) hot-rolled bars; heat-treated bard; micro-alloyed bars, (b) low carbon, heat-treated bars (lower curve): cold-worked bars (upper curve); (c) cold-worked wires.

Figure 6 - fib MC 2010 model for bending extended for assessment of existing structures or for design of new structures or interventions on existing structures. Constitutive equations for reinforcing steel.



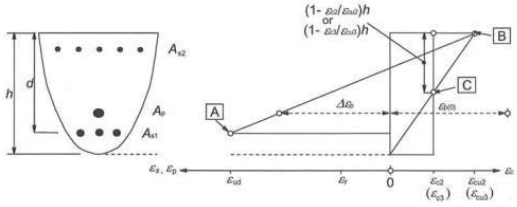
EXISTING PRESTRESSING STEEL			
fyp	1700	2000	2500
PRESTRESSING STEEL			
fyp	1700	2000	2500



fib MC 2010 Figure 5.3-1: Typical stress-strain diagrams for prestressing steel

Figure 7 - fib MC 2010 model for bending extended for assessment of existing structures or for design of new structures or interventions on existing structures. Constitutive equations for prestressing steel.

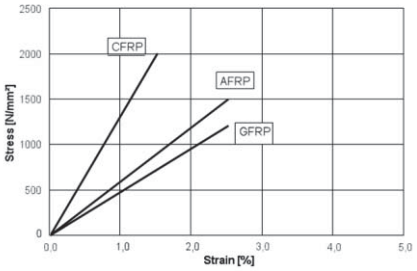
The same model can be used to represent non-metallic reinforcement, used lately in new structures and in retrofitting existing structures. For this type of material it will be necessary to revise the safety formats in order to define material safety factors that take into account the brittleness of these materials as well as other specific uncertainties.



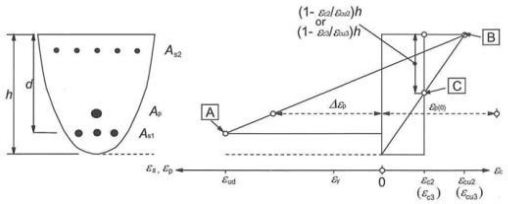
NON-METALLIC REINFORCEMENT / FRP			
fck	1000		2500

	CFRP	GFRP	AFRP
Tensile strength f_f [MPa]	600-3000	400-1600	600-2500
Modulus of elasticity E_f [GPa]	80-500	30-60	30-125
Ultimate strain ε_{fu} [%]	0.5-1.8	1.2-3.7	1.8-4.0

fib MC 2010 Table 5.5-1:Tensile properties of FRP reinforcement



fib MC 2010 Figure 5.5-1: Stress-strain diagram of non-metallic reinforcement in the principal fibre direction



NON-METALLIC REINFORCEMENT / FRP

fck 1000 2500

Figure 8 - fib MC 2010 model for bending extended for assessment of existing structures or for design of new structures or interventions on existing structures. Use of non-metallic reinforcement.

The same *fib* model for normal stresses is capable of estimating the resistance of a reinforced section. In this case, it is necessary to elaborate a system to represent the tensional state in section under the loads, generally permanent loads, applied prior to the design forces. This can be materialized with a preliminary strain in all of the materials of the cross-section. Afterwards, taking into account the initial stress state, additional factored loads can be applied to the structure for a given combination.

Figure 9 shows a cross-section a) with dimensions of 0.30x0.50 and C25 concrete and 4 rebars with a diameter of 16 mm of B500B steel and a cover of 0.05 m. It also shows b) the section affected by a corrosion process of the reinforcing steel, showing how the concrete cover was lost as well as 80% of the original rebar area. Finally, it shows c) a section where the concrete cover was replaced and a steel plate with dimensions of 200x20 mm2 was added.

The original section had ULS strength of 142 kNm, as shown in Figure 10. The damaged section has ULS strength of 117 kNm, as shown in Figure 11. It is clear that the resisting capacity of the structure was reduced. Figure 12 shows the tensional state of the damaged section for permanent load forces. Finally, Figure 13 shows the ULS strength of the reinforced section, considering a preliminary deformation that corresponds to the permanent load forces on section b). The efficiency of the reinforcement can be strongly conditioned by the tensional state of the section prior the application of the reinforcement as well as its corresponding design loads.

The *fib* model for normal stresses is capable of taking into account all of the different situations that occur in a section for the design of a new structure, for the assessment of an existing structure and for the evaluation of the bearing strength of possible interventions.

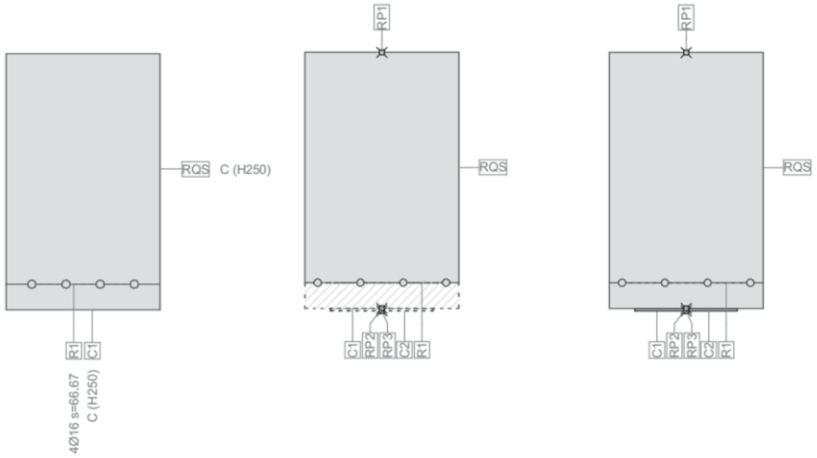
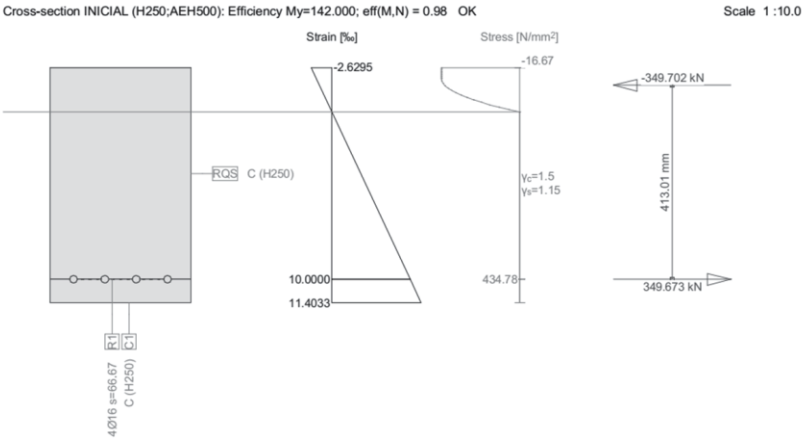


Figure 9 - a) Original cross-section design b) Deteriorated cross-section, for a reinforcing steel corrosion process. C) Reinforced cross-section, where the part of the missing cover was replaced and a steel plate was added to the bottom face.

Nevertheless, it will be necessary in the new MC 2020 to adequately describe the process to take into account the tensional state of the section before considering the designed reinforcement. It will also be necessary to clarify how to deal with the ULS safety of the loads on the structure, generally, permanent loads, before the application of the reinforcement. For new structures, load factors are applied at once because, in this case, the initial deformations are not taken into account. For reinforcements and retrofitting of existing structures, we first take into account the tensional state under the loads that act prior the execution of the reinforcement, possibly with characteristics values and, afterwards, at the ULS, these loads will be considered with their corresponding safety factor, which was not considered at the initial state.

The analysis proposed in this paper corresponds to normal stress models. It is still necessary to carry out a detailed work to adapt the available models for other forces such as shear, punching shear and torsion, in order for these models to consider all of the situations described above.

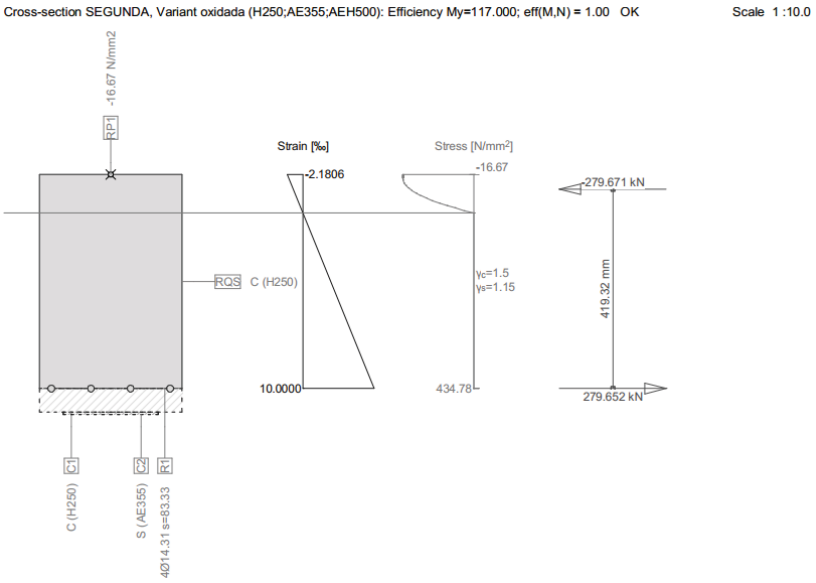


Action forces / Efficiency: eff(M,N) = 0.98 OK

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
1	AP4		0	142.000	-	0.98					

\- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Figure 10 - ULS strength of the original design of the cross-section.

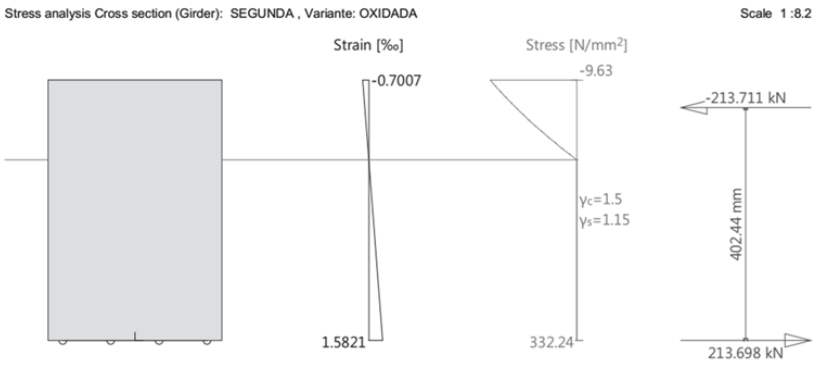


Action forces / Efficiency: eff(M,N) = 1.00 OK

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	eff(M,N) [-]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	eff(V,T) [-]	Complete CS eff(M,N,V,T) [-]
1	AP4		0	117.000	-	1.00					

\- : Calculation with uniaxial bending (neutral axis is horizontal)!!

Figure 11 - ULS strength of the cross-section after it was damaged by corrosion.

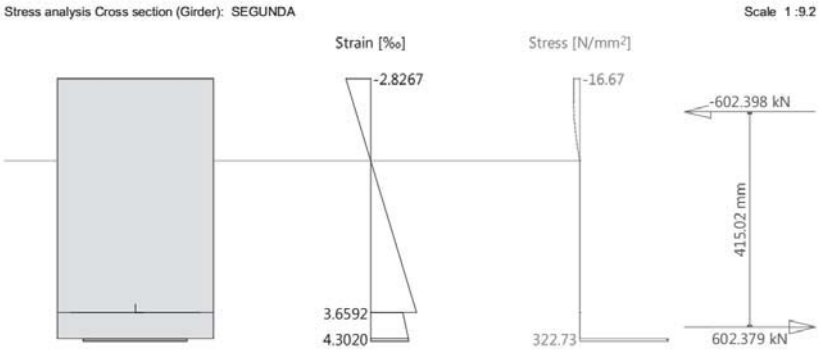


Action forces / Loading history - calculation with loading steps, (in-)active parts,

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1									
2	AP4		0	86.000	0				Set inactiv

1 : Set inactiv: C2,C1

Figure 12 - Tensional state of the cross-section subjected to the bending moment that corresponds to the permanent load.



Action forces / Loading history - calculation with loading steps, (in-)active parts,

No.	AP	P	Bending and axial force N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Shear forces and torsion V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	Remarks -
1									
2	AP4		0	86.000	-				Set inactiv
3									
4	AP4		0	164.000	-				Set activ

Figure 13 - ULS strength of the reinforced section, considering the tensional state of the cross-section for permanent loads, prior the reinforcement installation.

1.3. MODEL CODE 2020 WILL BE AN OPERATIONAL MODEL CODE AND ORIENTED TOWARDS PRACTICAL NEEDS.

The evolution of codes has grown in content and pages. In addition, modern codes generate the false impression that all problems in structural engineering are solved, when it is manifestly evident that each time that we face a structural engineering problem we show how little we really know and how much we need to research, see Figure 14. Research is an ever-increasing field in structural concrete but it is often not focused on practical problems.

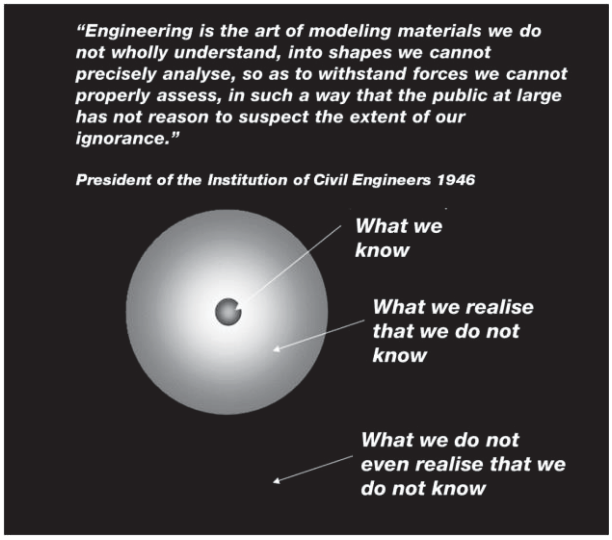


Figure 14 - Words of the president of the Institution of Civil Engineers in England in 1946.

The new MC 2020 must be an example of trend change. How to solve this enormous challenge?

Traditionally, MC's have been drafted using the right part for principles and application rules and the left part for comments. The rules must be clear, general and coherent with the content in other parts of the document. The comments should be very specific and above all, referenced to other documents that support the proposed rules and even that show more specific application aspects of these rules. It has always been desired for the models and rules in Model Codes to be explained in background documents. The current goal is to publish the background documents in the bulletings, as in the recent Bulletin 80 [4] on safety formats for existing structures, or in the Structural Concrete Journal of the *fib*. All effort on this matter will save explanations in the code text and it will help for a better comprehension of the considered principles and rules.

The new MC 2020 has the ambition to have indications on what is currently unknown and therefore is susceptible to be studied. It is possible that this document can also help to coordinate research efforts towards necessary subjects.

MC 2010 introduced the concept of different approximation levels. This a very intelligent way to use complex models with different approximation levels to allow the use of the same conceptual base and, depending on the required precision level, the use of simplifications in determined initial design levels or the total capacity of the models when the problem requires it, see Figure 15.

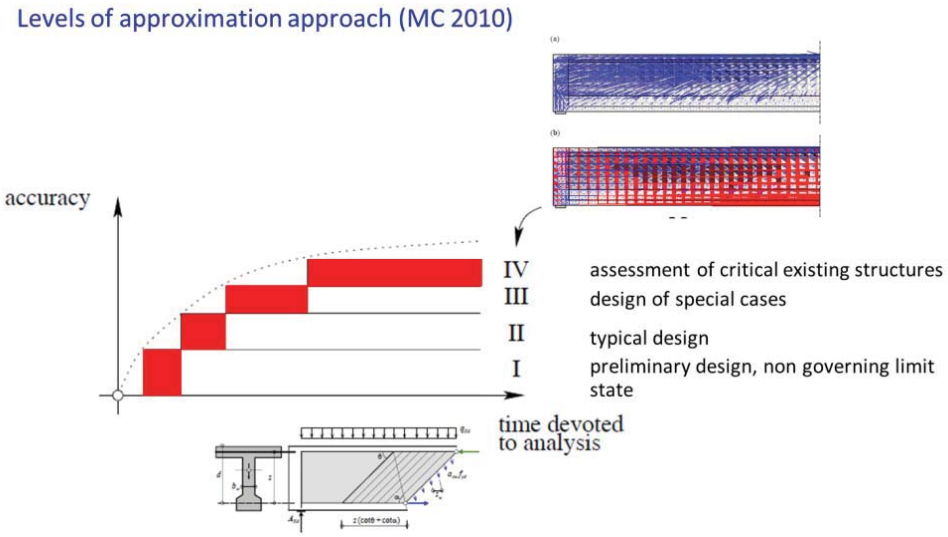


Figure 15 - Different levels of Aproximations. Figure presented by Prof Aurelio Muttoni at the first workshop on Model Code 2020, held at The Hague on June 2015 [2]

1.4. MODEL CODE 2020 WILL RECOGNIZE THE NEEDS OF ENGINEERING COMMUNITIES AROUND THE WORLD. MC 2020 HAS TO BE A REAL INTERNATIONAL CODE.

From an open perspective there is no justification that structural engineering can be so different from some countries to others. Although, it is acceptable to think that there may be different environmental, or action or specific constraints in each region.

In reality there are very different problems to solve, very different traditions to solve them and very distinct social and economic conditions to approach them.

The *fib* the International Federation for Structural Concrete has set forth the need to collect information on this diversity and gather information on the needs of different regions. Therefore, it has programmed workshops in different continents that present the evolution of MC 2020 at the same time that local experts in different areas present their respective points of view and specific needs. This labor results in a more international character of the new MC 2020.

Figure 16 - fib Model Code 2020 Workshops in different continents.

3. FINAL CONSIDERATIONS

The new version of MC 2020 has a solid starting point, MC 2010. It is a thorough document that shows many of the ideas that are needed in the new version and only require more or less development.

There has been a great discussion on what was needed for the future. The established criteria promise a MC 2020 that without a doubt will become a major reference in the future of structural engineer, just as it has happened with the previous versions. A MC for new and existing structures that aims for a single and consistent approach of problems. A MC that proposes, depending on the available knowledge, general and physical models that can be used indistinctly for new and existing structures. A MC that is practice-oriented. Finally, an international MC that represents the aspirations of *fib* that really is an international association formed by 45 countries from all of the continents.

It must a document that shows a new trend in the preparation of codes that has gradually become overwhelming.

The new MC must, in addition, serve to identify different fields where current knowledge is insufficient in order to, as much as possible, lead research in the direction where it is most needed.

REFERENCES

[1] Danton; S. Presentation made at the first workshop on Model Code 2020, held at The Hague on June 2015.

[2] Muttoni; A. Presentation made at the first workshop on Model Code 2020, held at The Hague on June 2015.

[3] *fib*. Model Code for Concrete Structures 2010. 28 October 2013. ISBN:9783433030615

[4] *fib* Bulletin No. 80. Partial factor methods for existing concrete structures. 2016. Pages: 129. ISBN: 978-2-88394-120-5

František Wald[1], *Marta Kuříková*[2], *Lukáš Gödrich* [3], *Lubomír Šabatka*[4], *Jaromír Kabeláč* [5], *Drahoš Kojala*[6]

NAPREDNA "MULTI LEVEL" METODA PRORAČUNA ELEMENATA I VEZA

Rezime:

Globalna analiza čeličnih konstrukcija je sprovedena koristeći Metodu Konačnih elemenata bez primene tradicionalnih procedura. Nova generacija Evrokodova nakon 2021. godine obuhvatiće deo EN 1993-1-14:2021 - Proračun čeličnih konstrukcija metodom konačnih elemenata. Proračun elementa je određen proračunom veza. Uticaj krutosti na savijanje je najednostavniji primer. To je izazov za svakog inženjera od prvih sistematičnih testova sprovedenih 1917. godine. Ovaj rad prikazuje napredan proračun veze, njegovu validaciju i verifikaciju, te kako će proračun elemenata koji uključuje veze biti tertian u budućnosti.

Ključne reči: čelične konstrukcije, proračun veze, компонентalna метода, метода коначних елемената

MULTI LEVEL MEMBER AND CONNECTION DESIGN

Summary:

The global analysis of steel structures is carried out by Finite Element Analyses (FEA) and all the traditional procedures are not used any more. In new generation of structural steel Eurocodes after 2021 will be organised the knowledge in volume EN 1993-1-14:2021 Design of steel structures by finite element method. The member design is influenced by joint design. The sensitivity to bending stiffness is the simplest example. It is challenge for engineer from first systematic tests in 1917. In this contribution is shown the advanced design of joint and its Validation and Verification and how the member design including joints will be treated in next future.

Key words: steel structures, connection design, component method, finite element method

[1] *Prof. Ing., CSc, Czech Technical University in Prague, rantisek.wald@fsv.cvut.cz*
[2] *Ing., PhD., Czech Technical University in Prague, marta.kurejkova@fsv.cvut.cz*
[3] *Ing., PhD., Czech Technical University in Prague, lukas.godrich@fsv.cvut.cz*
[4] *Ing., IDEA RS, sabatka@idea-rs.com*
[5] *Ing., IDEA RS, kabelac@idea-rs.com*
[6] *Ing., IDEA RS, drahoskojala@idea-rs.com*

1. INTRODUCTION

Experimental evidence and curve fitting procedures were and still are used for safe and economical design of connections [1]. Based on analytical models of resistance of connectors, as welds, bolds, and plates, and the estimated lever arm of internal forces is predicted resistance of connection. Zoetemeijer [2] was the first who equipped this model with estimation of stiffness and deformation capacity. The elastic stiffness was improved in the work of Steenhius, see [3]. Basic description of components behaviour in major structural steel connections was prepared by Jaspart for beam to column connections [4] and by Wald et al for column bases [5]. Method implemented in the current European structural standard for the steel and composite connections [6] and is applied in majority of software for structural steel in Europe. The idea was generalised by da Silva [7] for 3D behaviour including nonlinear parts of behaviour. Procedure starts with decomposition of a joint to components followed by their description in terms of normal/shear force deformation behaviour. After that, components are grouped to examine joint moment-rotational behaviour and classification/representation in a spring/shear model and application in global analyses. Advantage of this often called Component Method (CM) is integration of current experimental and analytical knowledge of connections components behaviour, bolts, welds and plates. This provides very accurate prediction of behaviour in elastic and ultimate level of loading. Verification of the model is possible using simplified calculation. Disadvantage of CM is that experimental evaluation of internal forces distribution is available only for limited number of the open section joint configurations. In temporary scientific papers, description of atypical components is either not present or has low validity and description of background materials. The CM is not developed and standardised for hand calculation but for preparation of design tables or software tools. For hollow section connections is still used curve fitting procedures based on mechanical and numerical experiments with its low quality of prediction and big restrictions, see for example Ch. 7 of EN1993-1-8:2006 [6].

2. VALIDATION AND VERIFICATION

FEA´s for connections are used from 70s of last century as research-oriented FEA (RFEA). Their ability to express real behaviour of connections is making numerical experiments a valid alternative to testing and source of additional information about local stresses. Material model for FEA uses true strain stress-strain diagram. Validation and Verification (V&V) process of models is integral part of the procedure, see e.g. [8], and the FEA studied are based on the researcher's own experiments. During preparation of CM for EN 1998-1-3:2006 were deeply modelled all basic components, see [9]. Special attention was given to modelling of the T stub, which represents the end plate connections beam to column joints, beam splices and column bases. Last generation of FEA models of connections is utilised in studies focussed to application of high strength steel in the connections [10].

V&V of the FEA design models (DFEA) of steel connections design is native part of its preparation, see [11]. The detailed procedure for verification of CBFEM and its application in design tool IDEA RS Connections was prepared, see [12]. The procedure consists

of preparation of Benchmark studies for used components, e.g. bolts, welds, slender plates in compression, anchor bolts, and concrete block in compression. Three different types of welded connections were selected for benchmark studies, connections loaded in shear, in bending, and welded to flexible plate. For bolted connections are prepared benchmark studies for T-stub in tension, the splices in shear and the generally loaded end plate connection, see Figure 1. For slender plate in compression is studied the triangular haunch in compression, the slender stiffener of column web and the plate in compression between bolts. For hollow section joints are studied the welded joints between CHS or RHS members and RHS/CHS diagonals welded to the open section chords in shape of T, K and TT joints. For column bases are prepared verifications for T stubs in tension and compression and for the generally loaded columns of open and hollow sections. Benchmark study consist of description of selected joint, results of CBFEM and CM, differences described in term of global behaviour on the force-deformation/rotation curve, and verification of initial stiffness, resistance, deformation capacity. At the end of each Benchmark study is prepared a Benchmark case to allow the user to check his results. In some cases, gives the CBFEM method higher resistance, initial stiffness or deformation capacity. Advanced FEM model from the bricks element validated on own or from literature experiments is used in these cases, to get proper results. CBFEM is approved by this procedure.

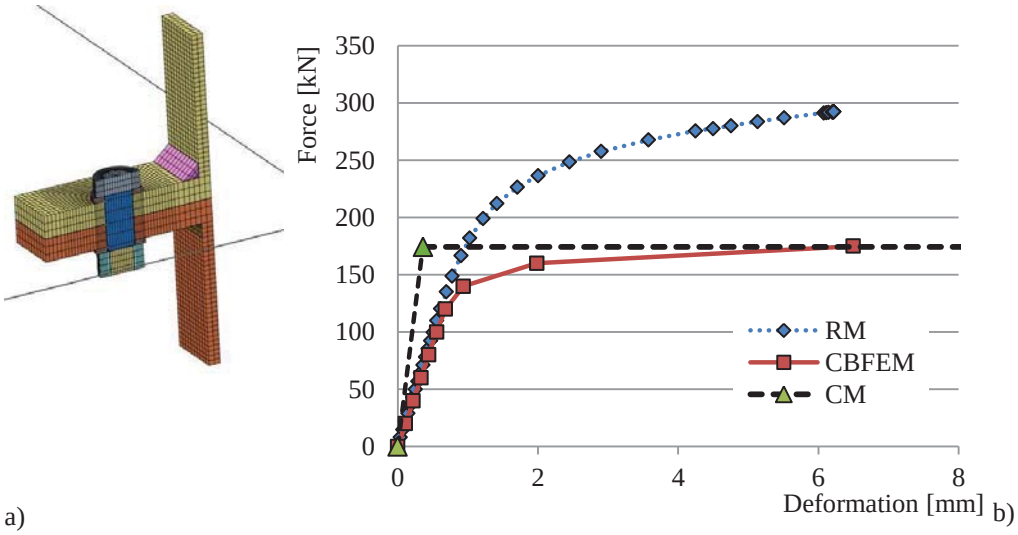


Figure 1 - The bolted T stub in tension a) mesh for research FEM, b) force-deformation diagram

The research FEA of the bolted T stubs in tension was prepared Midas FEA code, see Figure 1a, and validated on experiments [13]. T-stub of steel S235, with flange thickness t_f = 20 mm, web thickness t_w = 20 mm, flange width b_f = 300 mm, length b = 100 mm, double fillet weld a_w = 10 mm, bolts 2 x M24 8.8 with pitch w = 165 mm was modelled and selected for sensitivity study. The research FEM using the true stress true stain material diagram represents the experimental behaviour was used for verification of the CBFEM model of T stub, see

Figure 1b. For thin plates gives CM unrealistic low value due to neglecting of membrane action of end plates, see Figure 2. For regular plates predict CM higher resistance by neglecting the shear and bending interaction on deformed endplate. For very thick plates is for CM calculated the limit of deformation capacity separately and its estimation may not fit into shear and tension interaction in bolt. The sensitivity study of flange thickness width and material quality, bolt size, pitch and material quality, shows good prediction resistance by CBFEM on asked design level. Summary of verification of CBFEM to CM for the bolted T stub in tension is presented in Figure 3, where are recapitulated the studies for bolt size, material and pitches, the flange thickness and width. The results show that the difference of the two calculation methods is mostly up to 10 %. In cases with CBFEM/CM > 1,1 accuracy of CBFEM was verified by the results of RM which gives highest resistance in all selected cases.

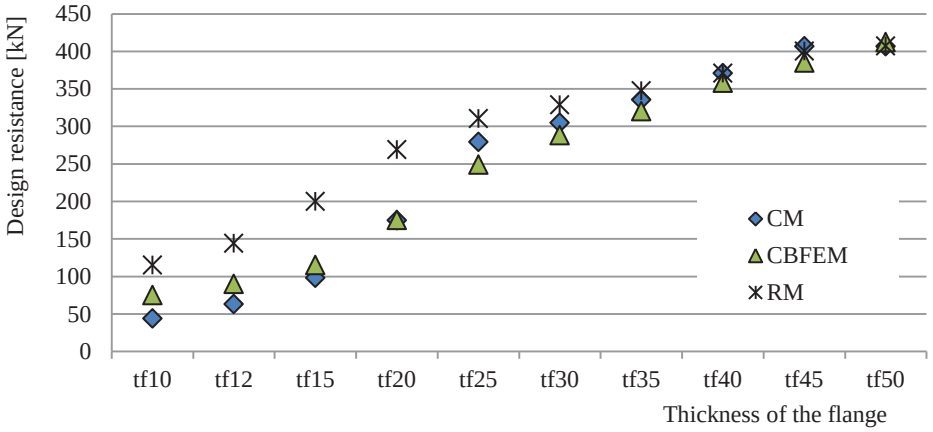


Figure 2 - Sensitivity study of flange thickness

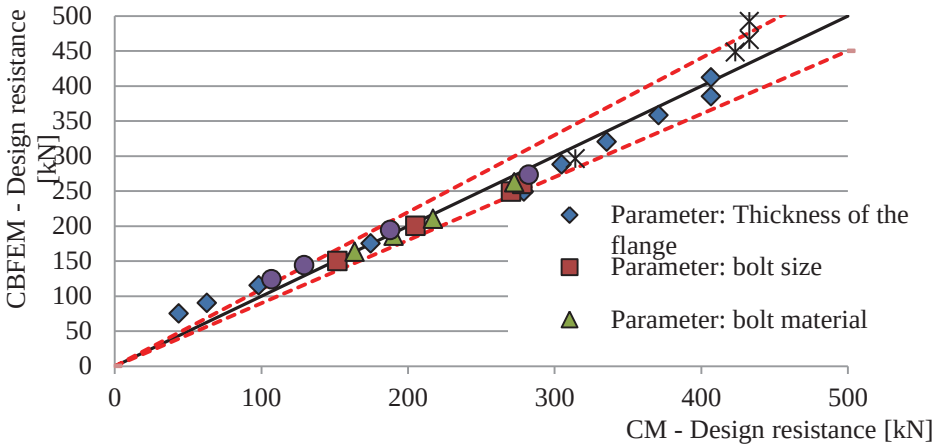


Figure 3 - Summary of verification of CBFEM to CM for the bolted T stub in tension

Experimental investigation of three samples of the generally loaded end plate joints was performed [13]. End plates were welded on two RHS 250 x 150 x 16 beams of different lengths 2000 mm and 1000 mm. The beams and plates were designed from S355, with measured values of $f_{y,m}$ = 410 MPa and $f_{u,m}$ = 582 MPa. The end plates P10 – 400 x 300 were connected by M20 8.8 bolts, with the vertical distances 35 – 230 – 100 – 35 mm and horizontal ones 30 – 240 – 30 mm. The beam with connection 500 mm from its centre was loaded in its centre through P20 by hydraulic jack, see Figure 4. The configuration creates in the connection shear forces and bending moments. The results of the contact imprints on paper placed between the end plates is included on right side of the Figure 1b. The inclination of the specimens varied from 0°; 30° till 45°. The test set up with 0° inclination is documented at Figure 5.

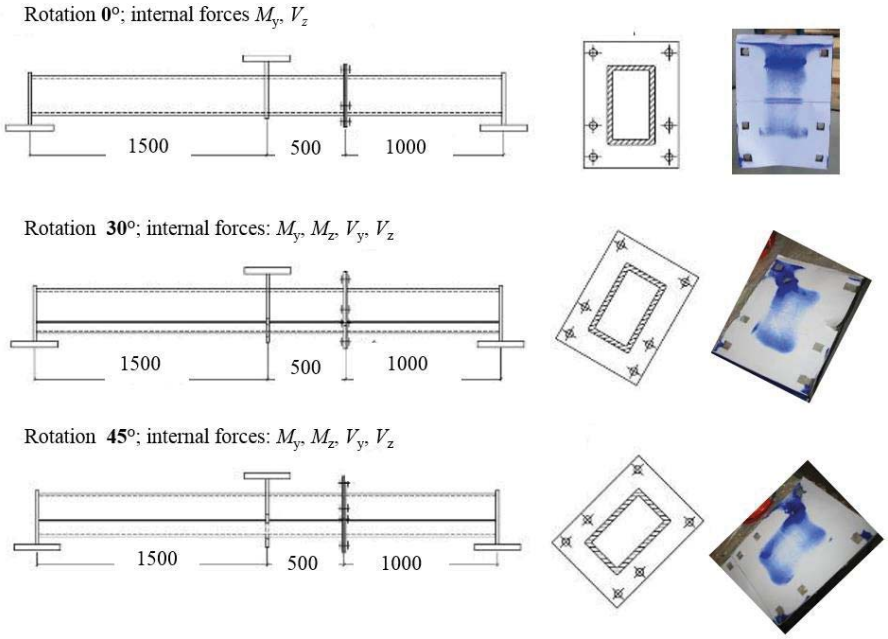


Figure 4 - Position of the beam splice joins on beam, inclination and contact imprints

Figure 5 - The test sample with 0° inclination

Connections were designed according to EN 1993-1-8:2006 [6]. Four components are guiding the behaviour the fillet welds, the beam flange in compression and in tension, the end plate in bending and the bolts in tension. Effective lengths for circular and noncircular failures are considered according to EN 1993-1-8:2006 cl. 6.2.6. Three modes of collapse according to cl. 6.2.4.1 are considered. Bolts are designed according to cl. 3.6.1. Design resistance considers punching shear resistance and rupture of the bolt. For component method is in EN1993-1-8:2006 recommended a linear interaction. The quadratic interaction curve according to [14] is included in verification study.

Samples 30° and 45° with strong axis bending moment were chosen to present of the global behaviour described by moment-rotation diagram, see Figs 6 and 7. CM with quadratic interaction gives higher initial stiffness compared to CBFEM and experimental data. In all cases are resistances by CM and CBFEM similar and corresponds to asked characteristic design level. Experimentally measured resistance is higher including hardening of the materials after reaching yield strength. Resistance calculated by CBFEM was compared with the results of CM and experimental results, see Figure 8. CM with linear interaction gives conservative values of resistance. CM with quadratic interaction gives the highest resistances, which are to experimental results still rather conservative. CBFEM gives similar results as CM with quadratic interaction. The verification of the prediction of the resistance of the CBFEM to CM for inclination of°0° and changing the end plate thickness is presented in Figure 9 and Table 1. The verification of the prediction of the resistance of the CBFEM to CM for inclination of°0° and changing the bolt material is presented in Table 2. The results show good agreement between both models.

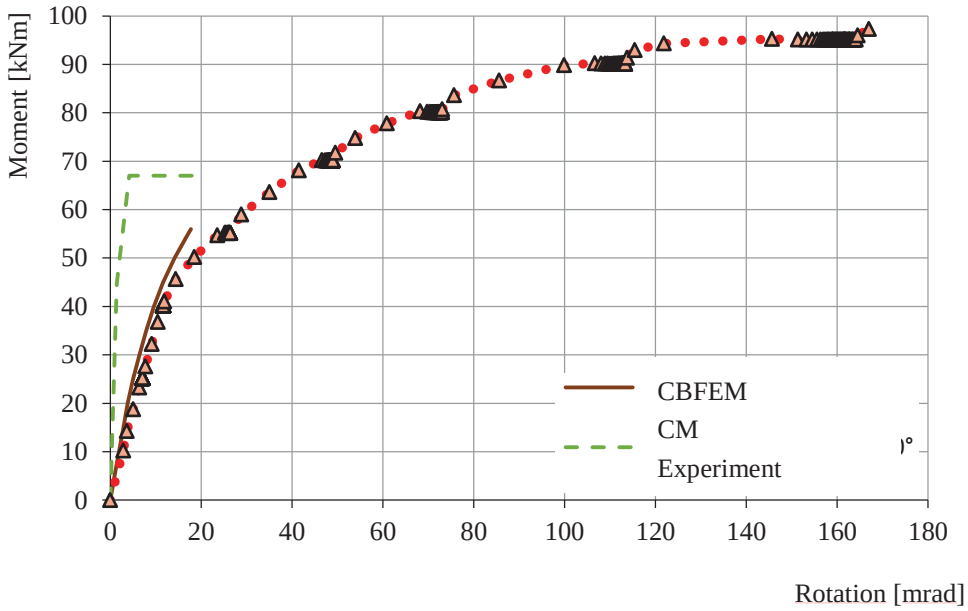


Figure 6 - Validation of moment rotational curve of numerical model (CBFEM) and analytical model (CM) to experiments for inclination 30°

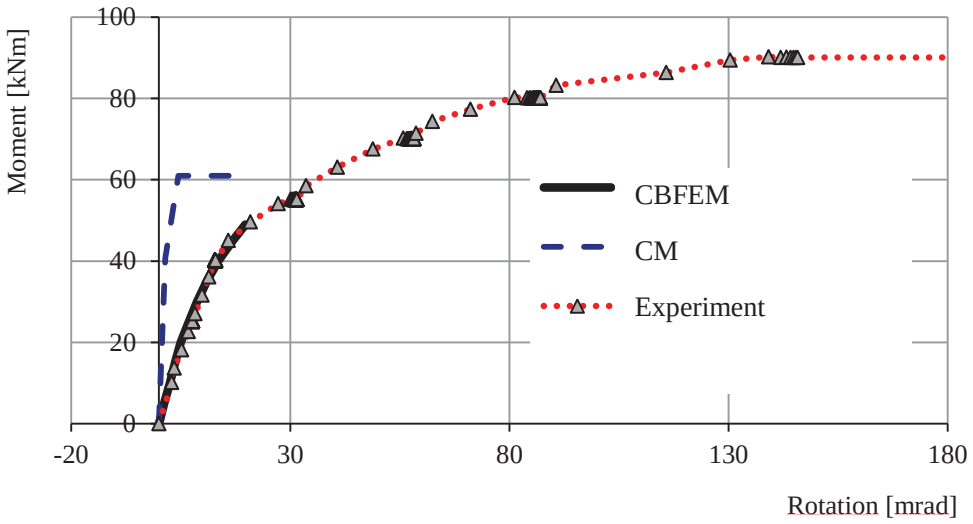


Figure 7 - Validation of moment rotational curve of numerical model (CBFEM) and analytical model (CM) to experiments for inclination 45°

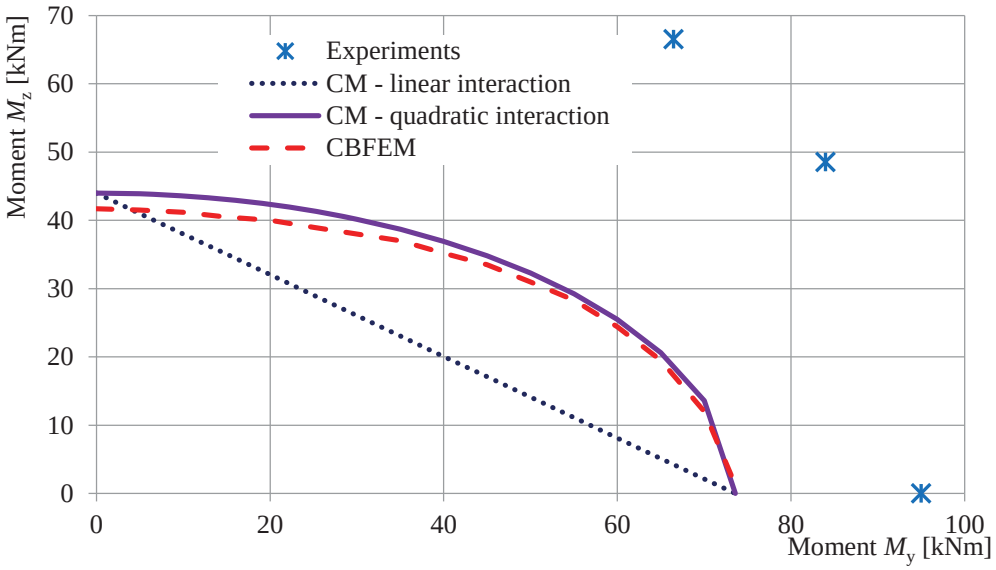


Figure 8 - Validation of resistances for numerical model (CBFEM) and analytical model (CM) to experiments

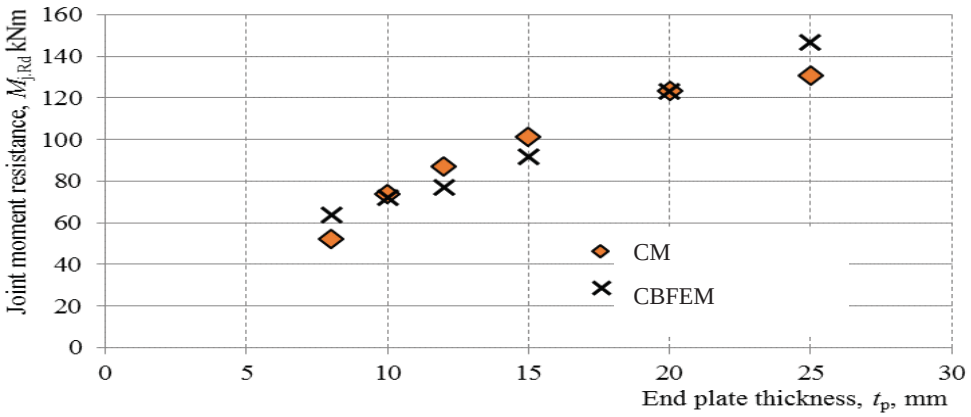


Figure 9 - Verification of numerical model (CBFEM) to analytical model (CM) for the end plate thickness

Table 1 – Verification of numerical model (CBFEM) to analytical model (CM) for the end plate thickness

Parameter	*Numerical model, CBFEM*		*Analytical model, CM*		*Ration CBFEM/ CM*
End plate thickness, f_p, mm	*Bending resistance, kNm*	*Decisive component*	*Bending resistance, kNm*	*Decisive component*	
8	*64*	*End plate in bending*	*52*	*End plate in bending*	*1,22*
10	*72*	*End plate in bending*	*74*	*End plate in bending*	*0,98*
12	*77*	*End plate in bending*	*87*	*End plate in bending*	*0,88*
15	*92*	*End plate in bending*	*101*	*End plate in bending*	*0,91*
20	*123*	*End plate in bending*	*124*	*End plate in bending*	*1,00*
25	*147*	*Bolts in tension*	*131*	*Bolts in tension*	*1,12*

Table 2 – Verification of numerical model (CBFEM) to analytical model (CM) for inclination of°0° and bolts 8.8

Parameter	*Numerical model, CBFEM*		*Analytical model, CM*		*Ration CBFEM /CM*
Bolt class	*Bending resistance kNm*	*Decisive component*	*Bending resistance kNm*	*Decisive component*	
4.8	*49*	*End plate in bending*	*48*	*End plate in bending*	*1,01*
5.8	*50*	*End plate in bending*	*56*	*End plate in bending*	*0,89*
6.8	*55*	*End plate in bending*	*64*	*End plate in bending*	*0,86*
8.8	*72*	*End plate in bending*	*74*	*End plate in bending*	*0,98*
10.9	*75*	*End plate in bending*	*79*	*End plate in bending*	*0,94*

3. MEMBER BEHAVIOUR INCLUDING CONNECTIONS

The discrete evaluation of members may be based on the same procedure as for joints. For joints it is expected no recalculation of global analyses due to design is necessary. For members the iterative procedure is obvious to reach a satisfactory result. It the first step are solved the internal forces and deformations in the 3D FEM with 1D elements with global imperfections, Geometrically Non-linear Elastic Analysis with Imperfections, on the structure with selected cross-sections of members, see Figure 10a. Selected member with its internal force is then analysed by FEM using 3D Geometrically and Materially Non-linear Analysis with Imperfections including joints, see Figure 10b. It allows to introduce buckling of member in both planes and lateral torsional buckling. The member is checked according to ULS and SLS and the cross-sections are modified, see EN 1993-1-1:2005 [15]. The structure with modified member is recalculated by 3D FEM with global imperfections. The procedure is repeated to achieve a satisfactory accuracy in prediction.

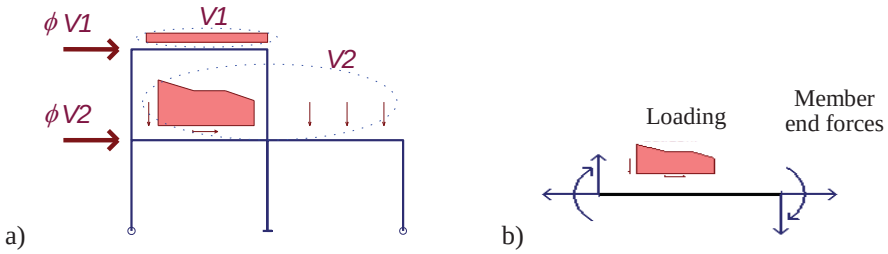


Figure 10 - a) Sketch of Geometrically non-linear elastic global analysis with imperfections with separate member and joint
a) Geometrically and Materially Non-linear Analysis with Imperfections

Geometrically non-linear elastic global analysis with imperfections a) is equipped with separate member and joint Geometrically and Materially Non-linear Analysis with Imperfections.

$$k_b = S_{j,ini} L_b / (I_b E) \quad (1)$$

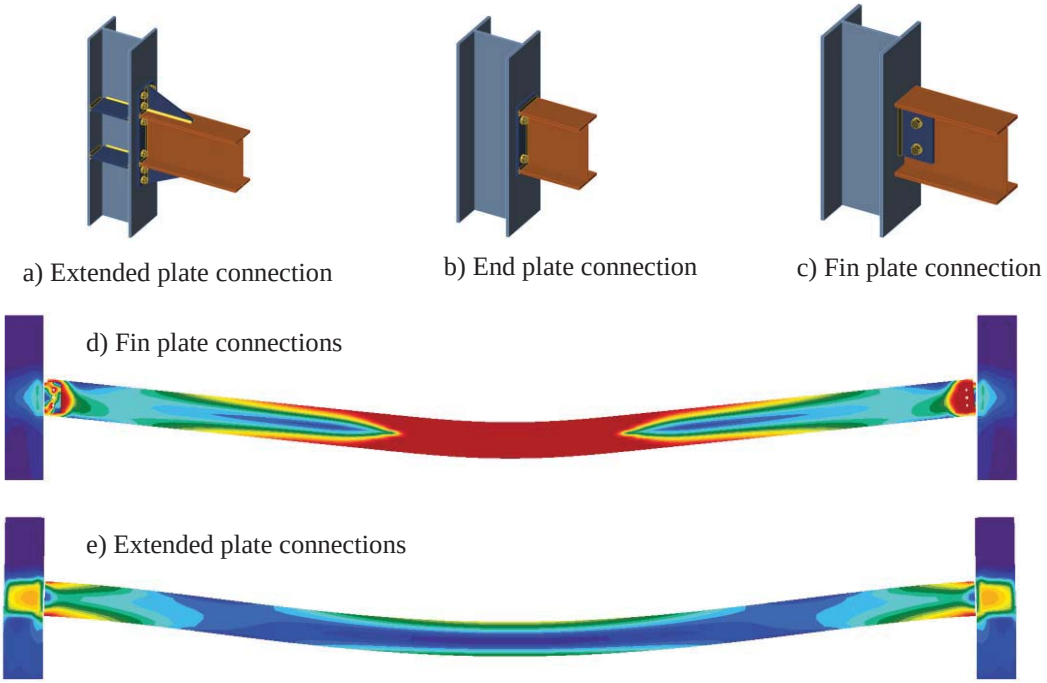


Figure 11 -a) Extended end plate, b) End plate connection, c) Fin plate connection, d) Von Misses' stresses along the beams with fin plate and e) with extended plate connections, Idea Member [17]

The influence of joint stiffness k_b to beam of cross-section IPE 330 is shown in Figure 12. There are three areas of the stiffness classification of the joint according to EN 1993-1-8:2006 [6] hinged joints $k_b < 0{,}5$ and rigid one $k_b > 25$. The beam is designed for the bending moment at ULS and deflection at SLS. The limits of accuracy in prediction are expected to be 5 % for ULS and 20% for SLS.

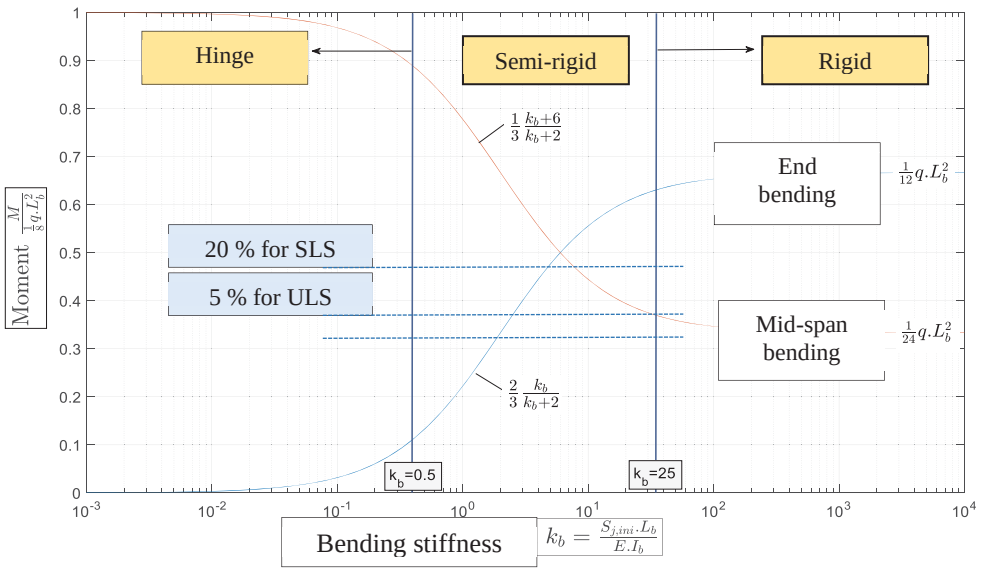


Figure 12 - Influence of the relative bending stiffness of the joint in logarithmic scale to the relative mid span bending moment

4. SUMMARY AND ACKNOWLEDGMENT

The presented results show the good accuracy of CBFEM verified to CM and to advanced calculations/experiments in cases where the CBFEM gives higher stiffness, resistance, or deformation capacity, see [12].

The member 3D analyses including connections allows prediction of behaviour of complex member, with haunches, openings etc., including connection and loading.

The work was prepared under the R&D project MERLION II supported by Technology Agency of the Czech Republic, project No TH02020301.

REFERENCES

[1] Wald F., Gödrich L., Šabatka L., Kabeláč J., Navrátil J., "Component Based Finite Element Model of Structural Connections", *12th International Conference on Steel, Space and Composite Structures*. Singapore, pp. 337-344, 2014.

[2] Zoetemeijer P., "*Summary of the Researches on Bolted Beam-to-Column Connections*". Report 6-85-7, University of Technology, Delft, 1985.

[3] Steenhuis M., Gresnigt N., Weynand K., "Pre-Design of Semi-Rigid Joints in Steel Frames", *Proceedings of the Second State of the Art Workshop on Semi-Rigid*

Behaviour of Civil Engineering Structural Connections, COST C1, Prague, pp.131-140, 1994.

[4] Jaspart J.P., "Design of structural joints in building frames", *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4, pp.18–34, 2002.

[5] Wald F., Sokol Z., Steenhuis M. and Jaspart, J.P., "Component Method for Steel Column Bases", *Heron* 53, pp. 3-20, 2008.

[6] EN1993-1-8, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, CEN, Brussels, 2006.

[7] Da Silva Simoes L., "Towards a consistent design approach for steel joints under generalized loading", Journal of Constructional Steel Research, 64, pp. 1059-1075, 2008

[8] Bursi O. S .and Jaspart J. P. Calibration of a Finite Element Model for Isolated Bolted End-Plate Steel Connections, *Journal of Constructional Steel Research*, 44/3, pp. 225-262, 1997.

[9] Virdi K. S. et al, "*Numerical Simulation of Semi. Rigid Connections by the Finite Element Method*", Report of Working Group 6 Numerical, Simulation COST C1, Brussels Luxembourg, 1999.

[10] Girao Coelho A. , Rotation capacity of partial strength steel joints with three-dimensional finite element approach, *Computers & Structures*, 116, pp. 88-97, 2013

[11] Wald F., Kwasniewski L., Gödrich L., Kurejková M., "Validation and verification procedures for connection design in steel structures", *12th International Conference on Steel, Space and Composite Structures*. Singapore, pp. 111-120, 2014.

[12] Wald F., Gödrich L., Šabatka L., Kabeláč J., Navrátil J., "Component Based Finite Element Model of Structural Connections", *12th International Conference on Steel, Space and Composite Structures*. Singapore, pp. 337-344, 2014 .

[13] Gödrich L., Wald F., Sokol Z., "Advanced Modelling of End Plate", *Eurosteel 2014*, Naples, pp. 287-288, 2014.

[14] Neumann N., "Design model for combined in-plane and out-of-plane bending of steel joints connecting H or I sections", *Eurosteel 2014*, Naples, pp. 2050-2056, 2014

[15] EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures- Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, Brussels, 2005.

[16] *IDEA Member*, Brno, 2018, https://www.ideastatica.com/.

[17] Baniotopoulos, C. C., Wald F., The Paramount Role of Joints into the Reliable Response of Structures, From the Classic Pinned and Rigid Joints to the Notion of Semi-rigidity, NATO series, Springer, 2000.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
U-3 15. KONGRES 6-8. 9. 2018. Zlatibor

David Fernández-Ordóñez Hernández [1]

PREFABRIKOVANI BETON - LEKCIJE IZ PROŠLOSTI I BUDUĆI NAPREDAK

Rezime:

Prefabrikacija betonskih elemenata evoluirala je od svojih početaka, donoseći mnoge prednosti industrijalizacije. Današnja prefabrikacija u poređenju sa tradicionalnim građenjem ima niz prednosti. Jedini način da se industrijalizuje građenje je da se izmesti deo rada sa gradilišta u postrojenja za prefabrikaciju. Prefabrikacija podrazumeva racionalne i efikasne procese proizvodnje, obučene radnike, sistematizaciju operacija koje se ponavljaju i nižu cenu rada po m^2 kao rezultat automatizovane proizvodnje. Automatizacija procesa se već koristi u oblastima kao što su pripremanje armature, montaža ploča, betoniranje i obrada završne površine betona.

Ključne reči: Prefabrikacija, Istorija industrijalizovanog građenja, Montaža, Prednaprezanje

CONCRETE PREFABRICATION - LESSONS FROM THE PAST AND ADVANCES FOR THE FUTURE

Summary:

Prefabrication in concrete has evolved in depth and breadth from its beginnings, bringing many of the advantages of industrialisation to construction, while solving some of the problems that arose in the early years. Today prefabrication, compared to traditional construction methods, and concrete as a material, feature a number of beneficial characteristics. Precast elements are factory made products. The only way to industrialise the construction industry is to shift work from temporary construction sites to modern permanent facilities. Factory production entails rational and efficient manufacturing processes, skilled workers, systematisation of repetitive tasks, and lower labour costs per m² as a result of automated production. Factory products are process-based and lean manufacturing principles are deployed. Automation is gradually being implemented in factories and is already in place in areas such as the preparation of reinforcing steel, mould assembly, concrete casting, and surface finishing on architectural concrete.

Key words: Prefabrication, Industrialised Construction, Precast History, Prestressing

[1] *PhD, Secretary General, International Federation for Structural Concrete (fib), secretary.general@fib-international.org*

"All... must be built with due reference to durability, convenience, and beauty. Durability will be assured when foundations are carried down to the solid ground and materials wisely and liberally selected; convenience, when the arrangement of the apartments is faultless and presents no hindrance to use, and when each class of building is assigned to its suitable and appropriate exposure; and beauty, when the appearance of the work is pleasing and in good taste, and when its members are in due proportion according to correct principles of symmetry."

Vitruvius

1. INTRODUCTION - INDUSTRIALISED CONSTRUCTION

The origin of prefabrication, i.e., the application of industrial processes to construction, can be traced back to the early eighteenth century. The Industrial Revolution, with the advent of new materials such as steel and glass, had a huge impact on architecture and prefabrication. In some cases architectural design underwent fundamental change, giving rise to new styles solidly rooted in industrial processes. (1, 2)

Prefabrication in concrete has evolved in depth and breadth from its beginnings, bringing many of the advantages of industrialisation to construction, while solving some of the problems that arose in the early years. Today prefabrication, compared to traditional construction methods, and concrete as a material, feature a number of beneficial characteristics. The inherent advantages in such industrialised construction are described below. (3)

Precast elements are factory made products. The only way to industrialise the construction industry is to shift work from temporary construction sites to modern permanent facilities. Factory production entails rational and efficient manufacturing processes, skilled workers, systematisation of repetitive tasks, and lower labour costs per m² as a result of automated production. Factory products are process-based and lean manufacturing principles are deployed. Automation is gradually being implemented in factories and is already in place in areas such as the preparation of reinforcing steel, mould assembly, concrete casting, and surface finishing on architectural concrete. And other stages in the process are sure to follow.

The *fib* has recently published in its Bulletin 74, "Planning and design handbook on precast building structures", a thorough description of the advanced possibilities that prefabrication in concrete offers for the new challenges in the building industry. (4)

2. ADVANCES IN PREFABRICATION

After over half a century of experimentation, Europe has generated all manner of prefabricated construction components. Building construction solutions have evolved on the back of constant improvements in technique and the fruitful collaboration among architects, engineers, designers and builders. From the outset, prefabrication exhibited an amazing capacity to provide new technical and creative solutions to architectural and building construction problems, Figure 1.

Prestressing is commonly used in prefabrication. The technique not only delivers all the advantages of prestressed concrete from the construction standpoint, but also economises on

manufacturing costs because of the low labour input and the absence of the expensive anchorage devices needed for post-tensioning.

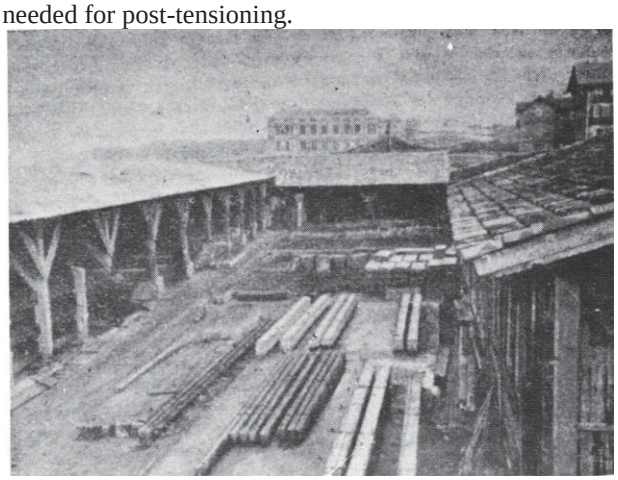


Figure 1 - Coignet factory

The history of prefabrication with prestressed elements in Europe covers over 50 years of ongoing progress in technique and substantial improvements in material quality, component design and the construction or production process. Production control was viewed as essential from the outset. The most advanced construction materials available at any given time were used in prefabrication.

Prestressing steel has always been characterised by a high elastic modulus. Only high early age compressive strength concrete was used, to be able to introduce prestressing forces early in the manufacturing process. Thanks to these features and to strict production and performance control, precast manufacturers are able to produce elements with much more slender cross-sections than can be made in situ. From the very start, then, prefabrication has required rigorous quality control of materials, processes and worksite assembly, Figure 2.

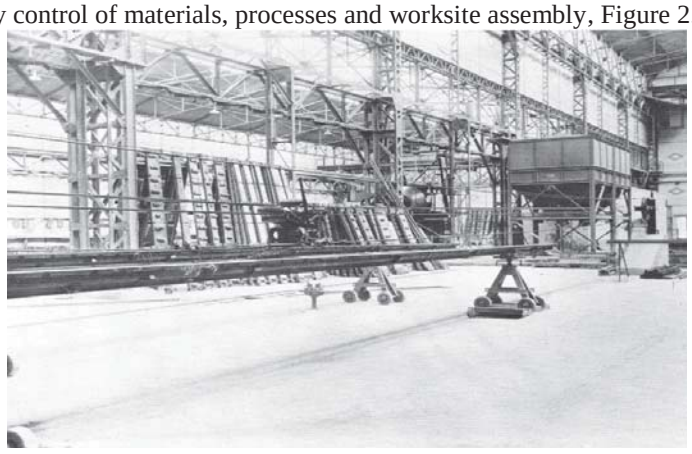


Figure 2 - Prestressed elements Factory at Montargis

The use of higher quality materials has delivered better structural behaviour and longer durability of components. Structures made of high performance concrete produced in plants with strict manufacturing controls in place exhibit higher resistance to external attack than observed for in situ concrete structures.

Prefabrication has always been, and still is, the means for introducing new technical developments in construction practice, including innovative quality systems that have led to the application of quality certifications for construction-related activities.

From the start, prefabricated production control has always deployed the most reliable procedures. Before analytical and numerical calculation methods were regarded to ensure sufficient safety, physical trials were conducted to verify the technical viability of precast products and their related structures, Figures 3 and 4.

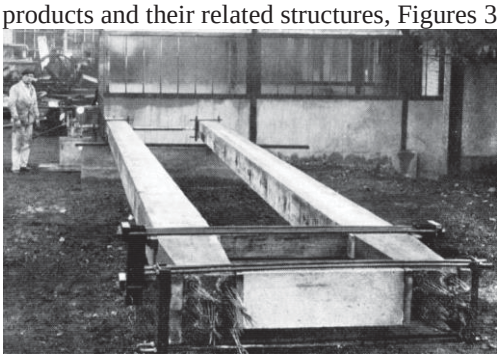


Figure 3 - Conducting tests on precast prestressed poles

Figure 4 - Tests on precast prestressed beams

The first bridges would be the precursors to the very complex, large span, precast, structurally continuous bridges built today. Initially, all beams were verified by load tests run at the plant to determine whether the experimental deflection was consistent with the design value, Figure 5. (5)

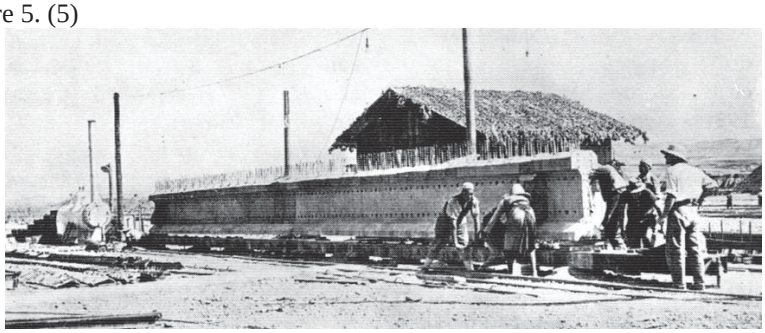


Figure 5 - Precast prestressed beam on Portes de Fer Bridge

Another important reason why the prefabrication industry developed in Europe was large-scale output capacity for both structural members and other precast elements that were quickly introduced starting in 1945.

In the late nineteen forties and early nineteen fifties beams were the key structural members in all manner of deck slabs. They could be supplemented with concrete blocks or other

components in solutions widely used at the time and still applied today. They could likewise be used in other members. These beams were designed to bear large live loads and could be supplemented with an in situ concrete slab, Figure 6. (6)

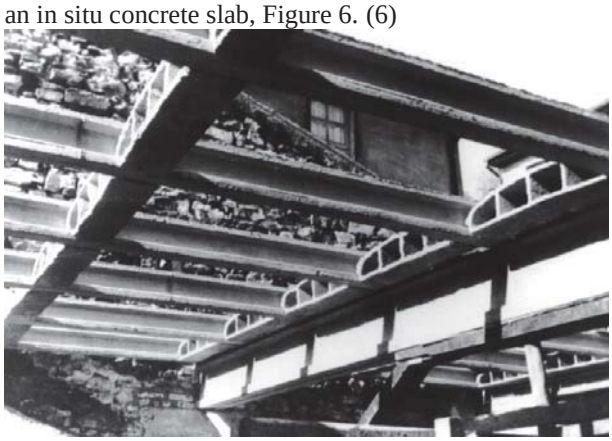


Figure 6 - Prestressed beams used with the (at the time) new concrete blocks

In the earliest plants, prestressing benches and hoisting and transport machinery were small-scale facilities, which limited the prestressing forces that could be induced and the size of the products that could be cast. Then Hollow core slabs were developed at the same time in the USA and in Europe, Figure 7.

Beginning in the late nineteen forties, a wide range of prestressed poles for electric power lines were also developed and manufactured in Europe, much as Freyssinet had done at his Montargis factory from the nineteen twenties onward.

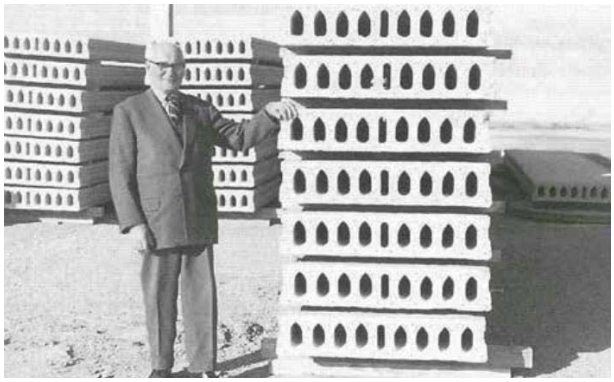


Figure 7 - Hollow core slabs

By the end of nineteen fifties flat or surface members such as prestressed and double-T slabs began to be developed to preclude the need for blocks in combination with beams. Both prestressed hollow core and solid slabs were produced. These slabs were used either as the entire deck floor, which rested on joists or stronger beam-type members, or as the precast bottom of a deck slab, over which a concrete top was poured on site. Self-supporting precast slabs constituted yet another application. Once this technology was mastered, larger

prefabricated members for roofs on large industrial buildings also began to be built. (7, 8, 9, 10,11)

The simple design of precast prestressed beams was no obstacle, however, to their more imaginative use in all manner of complex structures. One common application was pointed roofs in industrial buildings, where the joints were made in situ to ensure structural continuity, perhaps an early version of the complex continuous portal frame structures built today.

Prefabricated trusses were likewise designed and built at the time. They consisted of precast elements connected and assembled in situ. The joints between these elements constituted the key factor in the design and construction of the entire structure. The original design for such industrial buildings called for small joists, which gradually evolved into the use of larger, higher capacity and higher performance beams, Figure 8.

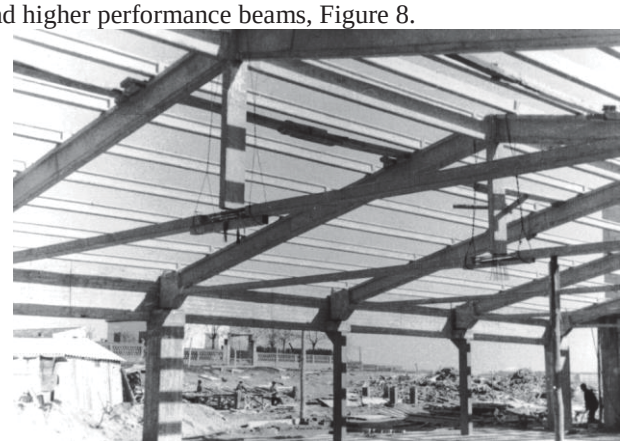


Figure 8 - Precast truss roof system

By the nineteen sixties, when prefabrication had become a consolidated building procedure, prefabrication programmes for fully or partially prefabricated buildings began to appear. Fully prefabricated industrial buildings involving many kinds of members (columns, beams, girders, purlins and enclosure panels) soon dotted industrial estates and similar areas, Figure 9.

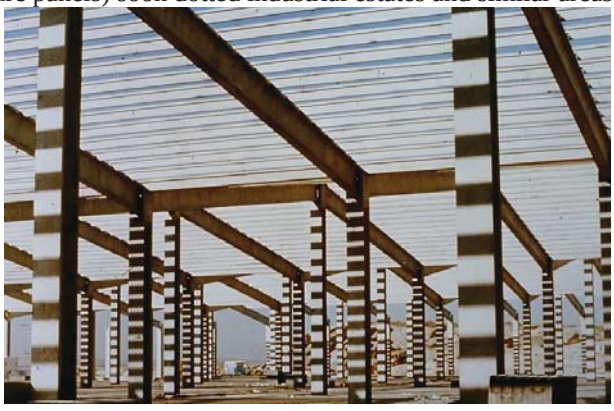


Figure 9 - Industrial building

As prefabrication makes optimal use of materials, its potential for savings is much greater than in cast-in-situ construction. Structural performance and durability are also enhanced through design, modern manufacturing equipment and carefully planned working procedures, Figure 10. (12, 13, 14, 15, 16, 17)

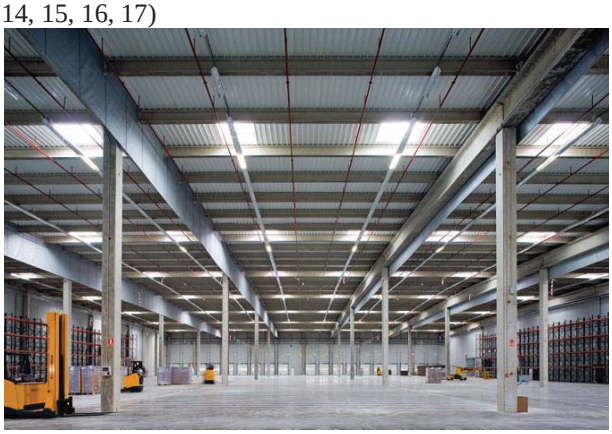


Figure 10 - Precast distribution centre. Internal view

Architectural freedom is needed to create new building designs. Architectural design is no longer subject to the inflexible concrete elements of yesteryear and almost any building can be adapted to the builder's or the architect's requirements. Architectural grace and variety need not clash with increased efficiency. Gone are the days when industrialisation meant large numbers of identical units. On the contrary, efficient production can be combined with skilled workmanship, allowing for modern architectural design at no extra cost. In today's society, building appearance and finishes may largely determine construction procedures. Precast concrete elements accommodate a wide variety of finishes, ranging from carefully moulded surfaces to high quality architectural concrete. The use of beams and columns with special shapes and high quality finishes can afford architects considerable creative freedom and range of expression, Figures 11 and 12. (18)

Figure 11 - Precast commercial centre

Figure 12 - Precast concrete panels for a commercial centre

Precast concrete offers considerable scope for improving structural efficiency. Longer spans and shallower construction depths can be obtained by using precast prestressed concrete

for beams and floors. The major benefit for building structures lies in improved structural efficiency, for more slender components optimise the use of materials. The greatest comparative advantage is attained with vertical members, especially load bearing columns, whose bearing capacity rises by 100 to 150 % when the concrete strength is increased from 30 to 90 N/mm², Figure 13. (19, 20, 21)

Figure 13 - Precast building for offices

3. TRENDS IN PREFABRICATION

The use of precast concrete in construction is widely regarded as an economic, durable, environmentally friendly, structurally sound and architecturally versatile form of construction. The precast concrete industry is continuously making efforts to keep on line with the demands of modern society: economy, efficiency, technical performance, safety, labour circumstances and environmental friendliness.

The evolution of building construction and civil engineering works during the next decades will undoubtedly be influenced by the developments in information processing, global communication, industrialization and automation. These are already certain to be implemented in prefabrication. However, when looking into the efficiency of present building processes, there must be a smoother transition from the design of the construction to its completion. The only way to move forward from the traditional labour intensive methods to the modern approach of prefabrication is to apply an industrial philosophy throughout the entire building process. (22, 23, 24)

Sustainability is a major issue in any industrial activity today. In the building industry, prefabrication is able to provide the best approach to this end. In fact, the whole life-cycle can be better controlled. Industrialized production of elements allows for saving materials and energy when constructing. In all phases, time, waste, noise and dust, in a whole environmental impact, are reduced.

Prefabrication of concrete structures is an industrialized process with a large potential for the future. It is often considered by uninitiated designers as a variant execution technique of

cast in-situ construction, where the notion of prefabrication means that parts of the construction are precast in specialized plants, to be assembled afterwards on site in such a way that the initial concept of cast in-situ structures is obtained again. This viewpoint is false. Every construction system has its own characteristics which to a greater or lesser extent influence the structural lay-out, span and width, stability system, etc. For the best results a design should, from the very outset, respect the specific and particular demands of the intended structure, Figures 14 and 15.

Figure 14 - Precast tall building for offices

Figure 15 - Precast tall building with special design

The design of the building is not fixed by rigid concrete elements and almost every building can be adapted to the requirements of the builder or the architect. There is no contradiction between architectural elegance and variety on the one hand and increased efficiency on the other. The days are gone when industrialization meant large numbers of identical units; on the contrary, an efficient production process can be combined with skilled workmanship, which permits a modern architectural design without extra costs.

Certain types of buildings are frequently required to be adaptable to the user's needs. This is especially the case with offices. The most suitable solution to this effect is to create a large free internal space without any restriction to possible subdivisions with partition walls. Precast concrete has many more assets than are mentioned above, and excessive repetition of products

or long design and manufacture periods are no longer found in contemporary practice. On the contrary, thanks to modern production techniques and computer aided manufacture in combination with Building Information Modelling (BIM), flexibility combined with short delivery times has become a major commercial advantage of prefabrication.

Today structure accounts for only a small portion of total building construction and maintenance costs. M&E services can be integrated into the construction system. Another major advantage is that precast structures can be designed to specific building facility needs. Prefabrication also provides certain advantages with respect to M&E services. The thermal mass of concrete has been efficiently used to store thermal energy in hollow core floors, for instance, leading to substantial savings in heating costs. Even today, most construction activities continue to place a heavy burden on the environment in terms of energy demand, use of resources, pollution, noise and waste production.

Precast concrete is linked to the most advanced techniques in construction and also to the most sustainable uses and processes. The future in construction will be intimately linked to industrialization and prefabrication. The installation of building services can be integrated into the building system. A major advantage is that the precast structure can be designed according to the specific needs of the building equipment. Elements can be provided with a variety of holes, fixings can be cast in the units, and a lot of additional means are available on site after erection of the precast building, Figure 16.

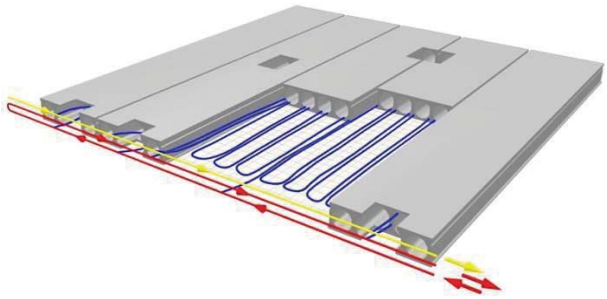


Figure 16 - Services inside precast elements

Therefore, the latest generation of precast concrete buildings has evolved over the past 30 years into buildings of high specification. Architectural structural precast concrete elements are being used on an increasing number of prestigious commercial buildings, and steelwork, timber, plastics and masonry are being combined for the holistic benefit of the entire building process.

Designers are becoming more aware of the high quality finishes possible in prefabricated units, and changes are now being made to the way that the traditional precast structures are conceived and designed. The construction industry is calling for multi-functional design, where the optimum use of all the elements forming the building must be maximised. Precasting cannot be ignored any longer at the initial study of buildings, either for the total structure or for parts of it.

REFERENCES

[1] Evolución de la prefabricación para la edificación en España. Medio siglo de experiencia. M. Burón y D. Fernández-Ordóñez. Informes de la Construcción, Vol 48 nº 448, marzo/abril 1997.

[2] Eugène Freyssinet. J.A. Fernández Ordóñez. 2C Ediciones. Barcelona. 1978

[3] "Arquitectura y Represión. Seminario de Prefabricación". J.A. Fernández Ordóñez. Cuadernos para el Diálogo. 1973

[4] L´art de l´ingénieur, constructeur, entrepreneur, inventeur. A. Picon. Centre Georges Pompidou, Le Moniteur. 1997

[5] "Pensar la Ingeniería. Antología de Textos de José Antonio Fernández Ordóñez". J.R. Navarro Vera. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos y Fundación Juanelo Turriano, Madrid, 2009

[6] "Prefabrication for Affordable Housing. State of the Art Report". Bull 60. *Fib* Commission 6 Prefabrication. DCC. Germany. 2011

[7] *fib* Bulletin 6: Guide to good practice "Special design considerations for precast prestresssed hollow core floors", ISBN 2-88394-046-0, 2000

[8] *fib* TG 6.1 Design recommendations "Precast prestressed hollow core floors" in preparation. Publication foreseen for 2019

[9] FIP Guide to good practice, "Shear at the interface of precast and in situ concrete"; January 1982, ISBN 0 907862 02 0

[10] FIP Recommendations "Precast prestressed hollow core floors" - FIP Commission on Prefabrication, Thomas Telford 1988 - ISBN 0 7277 1375 2

[11] FIP Guide to good practice: "Quality assurance of hollow core slabs" - FIP Commission on prefabrication, July 1992, SETO, ISBN 1 8747266 8

[12] *fib* Bulletin 19: State-of-art Report "Precast Concrete in Mixed Construction", 2002

[13] FIP Guide to good practice "Composite floor structures" - FIP Commission on Prefabrication, SETO 1998, ISBN 1 874266 38 7

[14] *fib* bulletin 41: "Treatment of imperfections in precast concrete structural elements", 2007, ISBN 978-2-88394-081-9

[15] *fib* Bulletin 43: Guide to good practice "Structural connections for precast concrete buildings", fib Commission on Prefabrication, February 2008.

[16] *fib* Bulletin 46: State of art report "Fire design of concrete structures - structural behaviour and assessment", ISBN 978-2-88394-086-4, July 2008

[17] *fib* Bulletin 63: Guide to good practice "Design of precast concrete structures against accidental actions", ISBN 978-2-88394-103-8

[18] *fib* TG 6.11: Guide to good practice "Precast insulated sandwich panels"

[19] *fib* Bulletin 74: "Planning and design handbook on precast building structures". Manual - textbook (ISBN 978-2-88394-114-4, September 2014)

[20] *fib* Bulletin 78. "Precast-concrete buildings in seismic areas". State-of-the-art report (ISBN 978-2-88394-118-2, March 2016)

[21] FIP: "Planning and Design Handbook on precast building structures" - FIP Commission on Prefabrication, SETO Ltd 1994, ISBN 1 874266 11 5

[22] CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, Paris Bulletin d'information du CEB Nr 124/125, Volume II, April 1978.

[23] CEB-FIP Model Code for concrete structures 1990, London, Thomas Telford, 1991

[24] *fib* Model Code for concrete structures 2010, Berlin, Ernst&Sohn, 2013

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
U-4
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Milenko Pržulj[1]

SAVREMENE KONCEPCIJE I KONSTRUKCIJE SPREGNUTIH MOSTOVA

Rezime:
Razvoj teorije i prakse sprezanja čelika i betona u posljednjim decenijama ponovo je učinio konkurentnim čelik kao materijal za mostove svih raspona i sistema. U većem broju evropskih razvijenih zemalja u toku je novi zamah u primjeni spregnutih konstrukcija u mostogradnji uz izraženu kreativnost i inovativnost. Sprezanje čelika i betona najviše se primjenjuje za gredne mostove a zadnjih decenija i za okvirne sisteme kao integralne konstrukcije. Sprezanje je u prednosti i za nadlučne konstrukcije lukova velikih raspona i za mostove sa kosim zategama.
Na primjerima aktuelnih izgrađenih spregnutih mostova iz naše prakse i u svijetu ukazuje se na nove koncepcije, konstruktivna rješenja i uslove, kada su spregnute konstrukcije u prednosti.

Ključne riječi: koncepcije, gredni, okvirni – integralni, lučni i zavješeni spregnuti mostovi

STATE-OF-THE-ART CONCEPTIONS AND DESIGNS OF COMPOSITE BRIDGES

Summary:
By the development the theory and practice in composite steel and concrete structures in last decades, steel has been competitive as material for bridges of all spans and systems. In most European countries, there is a new upswing in the composite bridge construction, accompanied by a creativeness and inventiveness. Composite steel and concrete structures have been predominantly introduced to beam bridges; during recent decades, however, to frame and integral bridges as well. Such structures are also advantageous to the decks of large-span arch bridges as well as to the cable-stayed bridges. Using examples of the actual constructed composite bridges from our practice as well as worldwide, new conceptions and schemes, design solutions and circumstances are indicated which make composite steel and concrete structures advantageous.

Key words: conception, composite beam bridges, composite frame and integral bridges, composite arch bridges, composite cable – stayed bridges

[1]*prof. dr. Milenko Pržulj, konzultant za mostove i konstrukcije (Povšetova 29, 1000 Ljubljana, milenko.przulj@siol.net)*

1 UVOD

Savremene tehnologije omogućuju sprezanje različitih materiala. Sprezanje u širem smislu je konstruktivno i funkcionalno objedinjavanje dva ili više materijala različitih osobina u jedinstven spregnut presjek. U nizu mogućih sprezanja različitih materiala u graditeljstvu imaju praktičnu primjenu sprezanje čelika i betona, sprezanje betona različite starosti i kvaliteta i sprezanje betona i drveta.

U definisanju osnovnih osobina čelika i betona realna je konstatacija:

- čelik je dobar material za mostove jer se, pored ostalog, može pouzdano i sigurno zaštititi od uticaja agresivne sredine;
- beton je dobar material za mostove, ali se još uvijek ne može garantovati njegova trajnija zaštita od uticaja agresivne sredine.

Beton bez pomoći čelika u smislu armiranja, prednaprezanja ili sprezanja ne može preuzeti napone zatezanja. Prevaziđene su zablude i predubjeđenja, da samo kod čeličnih mostova treba računati sa troškovima održavanja.

Razvoj spregnutih konstrukcija se odvija u dva pravca:

- razvoj teorije spregnutih konstrukcija i eksperimentalnih istraživanja
- razvoj i unapređenje prakse konstruisanja, projektovanja i postupaka građenja spregnutih konstrukcija u mostogradnji.

Kod projektovanja i izgradnje mostova sprezanje čelika i betona najčešće se primjenjuje za rasponske konstrukcije grednih sistema mostova. Pored grednih sistema sve više se primjenjuje sprezanje okvirnih, lučnih i zavješenih mostova.

Za projektovanje i izgradnju spregnutih mostova, pored poznavanja teoretskih osnova i propisa potrebno je poznavati postupke radioničke izrade, načina spajanja, posebno zavarivanje i montaže čeličnih konstrukcija. Namjena članka je, da pored ostalog, animira investitore, projektante i izvođače za veću primjenu spregnutih konstrukcija.

Materiali za betonske mostove imaju velike prirodne rezerve, cijena rada je niža, tako da je beton u prednosti za manje i srednje mostove.

Spregnuti mostovi su u prednosti za pojedinačne mostove srednjih raspona, jer omogućavaju brzu izgradnju bez angažovanja veće opreme i rada na gradilištu. Za veće mostove samo varijantna rješenja omogućavaju objektivan i racionalan izbor. Spregnuti mostovi se brže grade, lakše rekonstruišu, zamjenjuju i recikliraju.

2 KRATAK PRIKAZ RAZVOJA SPREGNUTIH MOSTOVA

Prije stotinu godina počela je upotreba betona za kolovozne ploče putnih i željezničkih mostova. U početku beton je imao funkciju ispune između čeličnih nosača ili koritastih limova. Od dvadeset do trideset godina prošlog stoleća beton kao ispuna zamjenjen je nosivom armirano betonskom pločom koja se oslanjaja na čelične nosače.

Značajna istraživanja sudjelovanja armirano betonskih ploča i čeličnih nosača su bila od 1920–1940 godine. Prvi pisani članci o spregnutim nosačima su se pojavili na kongresu međunarodnog društva za mostove i konstrukcije u Parizu 1932 godine.

Značajan podsticaj za razvoj spregnutih mostova imali su rezultati probnog opterećenja i sa tim povezana istraživanja na mostu preko rijeke Save u Zagrebu 1939. godine. Most nije bio projektovan i dimenzioniran kao spregnuta konstrukcija. Izmjereni naponi i deformacije pri probnom opterećenju su pokazala veliki stepen sprezanja.

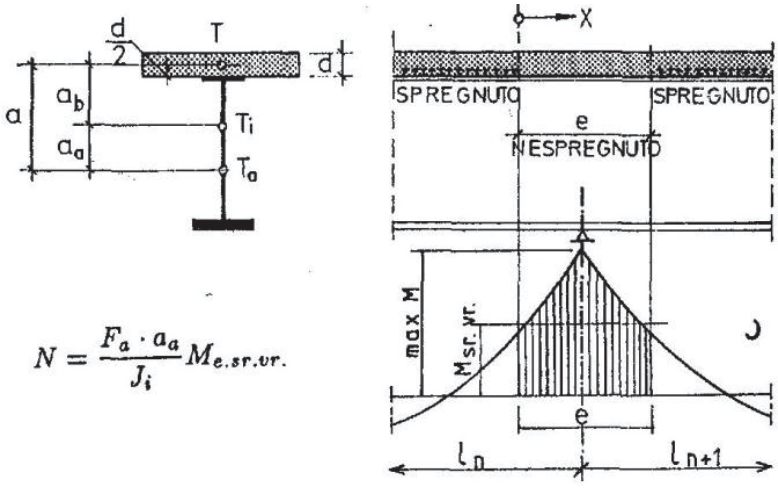
Prvi propisi za spregnute konstrukcije su se pojavili između 1940 i 1955 godine. Na našim prostorima korišten je »DIN 1078 – Verbung Träger Strassenbrücken. Prvi pravilnik o spregnutim konstrucijama u Jugoslaviji usvojen je 1970. godine. Prva primjena spregnutih konstrukcija u Jugoslaviji bila je 1955. godine za kolovoznu ploču čeličnog rešetkastog mosta preko rijeke Save u Bosanskoj Gradiški. Šestdeset godina upotrebe spregnutih konstrukcija za mostove obogatila je načine, konstruktivna rješenja i statičko dinamičku analizu sprezanja čelika i betona.

Savremene spregnute konstrukcije, čelik-beton i evropski propisi »Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures« obuhvataju sva tri osnovna konstruktivna elemenata: nosače, ploče i stubove.

Razvoj teorije i prakse spajanja čeličnih konstrukcija zavarivanjem i visoko vrijednim vijcima omogućuju nove funkcionalne i skladne oblike presjeka, radioničkih i montažnih nastavaka i olakšavaju izradu i montažu.

Za sprezanje čeličnih nosača i armiranih betonskih ploča koriste se elastični i kruti moždanici raznih oblika. Podjela je zasnovana prema načinu preuzimanja napona smicanju. U savremenoj praksi najviše se koriste elastični moždanici u vidu čepova.

Cijena izgradnje armirano betonskih ploča utiče na konkurentnost spregnutih mostova. Pokušaji da se AB ploče grade kao montažne, što je bilo primjenjeno na izgradnji velikih viadukata u Švajcarskoj i nekim drugim mostovima u periodu od 1960 – 1980 godine, pokazalo je nedostatke u smanjenoj trajnosti, pa se ne preporučuje za nove mostove. Na smanjenje cijene izrade AB ploča može se uticati preko tehnologije izgradnje sa primjenom pomičnih oplata koji kao oslonac koriste čelične nosače. Tanje AB ploče debljine 18 – 20 cm karakteristične za prve decenije primjene spregnutih mostova, sada su radi trajnosti i većih pokretnih opterećenja debele 22 – 30 cm.



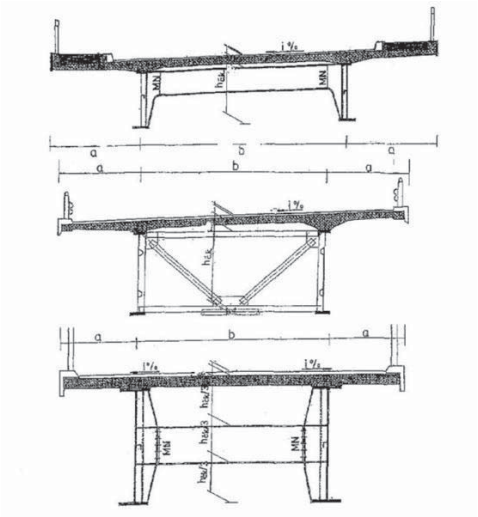
Slika 1: Skica diskontinualnog sprezanja nad srednjim stubovima

Kod sprezanja čelika i betona razlikujemo kruto, elastično i diskontinualno sprezanje. Kod krutog sprezanja nema pomaka na spoju AB ploče i čeličnog nosača. Kod elastičnog sprezanja omogućena su pomjeranja na spoju AB ploče i čeličnog nosača što smanjuje uzdužne i smičuće sile u presjecima, a momenti se povećavaju skladno sa krutosti presjeka. Smanjenje uzdužnih sila lakše je postići primjenjem diskontinualnog sprezanja. Na dijelovima nosača sa najvećim momentima presjeci se ne sprežu. Kolovozna AB ploča se na tim mjestima ne prekida. Na tim dijelovima nosača nema smičućih sila između AB ploča i čeličnih nosača, a uzdužna sila je konstantna. Momente preuzima čelični dio spregnutih presjeka (slika 1).

Reološki uticaji od skupljanja i tečenja betona kao i uticaji temperature ne utiču na povećanje sile, jer se ukupna smičuća sila preuzima na krajevima nosača gdje postoji sprezanje. U savremenoj praksi projektovanja spregnutih mostova primjenjuje se diskontinualno sprezanje pa se time izbegava primjena uzdužnih kablova za prednaprezanje kolovoznih AB ploča radi preuzimanja zatežućih napona. Povećana potrošnja čelika kompenzira se sa jednostavnijom i bržom izgradnjom.

Po obimu sprezanja razlikujemo sprezanje presjeka samo za pokretno opterećenje, tako da čelični nosač preuzima cijelu vlastitu težinu i težinu betona, bez privremenih oslonaca pod čeličnim nosačima postavljenim prije betoniranja. Sprezanje za ukupno stalno i pokretno opterećenje podrazumjeva da je čelični nosač poduprt pred betoniranjem AB ploče. Sprezanje se može kombinovati i sa predhodnim ili naknadnim prednaprezanjem čeličnih nosača i (ili) AB ploča.

U prvim decenijama primjene sprezanja, sprezani su samo punostjeni čelični nosači. U poslednjih trideset godina uspješno se sprežu i rešetkasti čelični nosači. U pogledu statičkih sistema u početku su se sprezali gredni sistemi sa jednim ili više diskontinualnih ili kontinualnih sistema. U savremenoj praksi sprezanje čelika i betona se primjenjuje i za okvirne, lučne i zavješene sisteme mostova. U našoj i evropskoj praksi za rasponske konstrukcije putnih mostova širine 8 – 14 m najčešće projektovani poprečni presjeci imaju dva glavna nosača (slika 2):

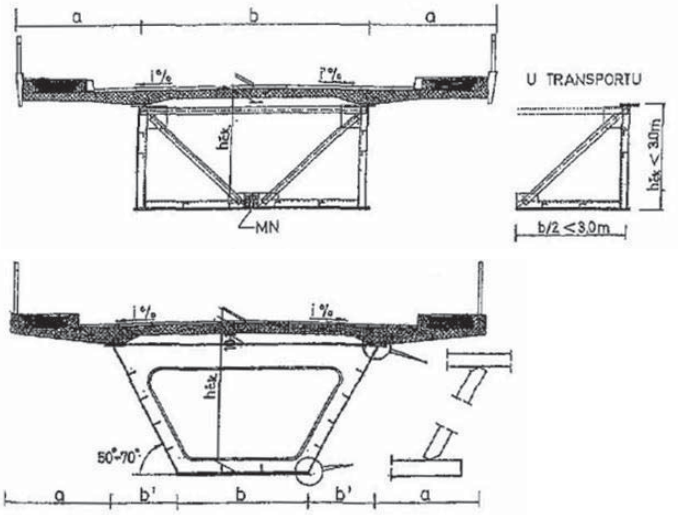


Slika 2: Variantna rješenja poprečnih presjeka mostova sa dva punostjena glavna nosača

Razmak između nosača i raspon konzola potrebno je pravilno uravnotežiti, tako da je b >= 2a.

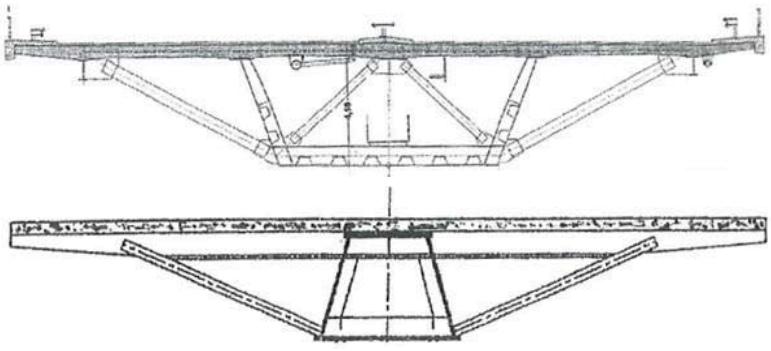
Visina, položaj, presjek, način spajanja poprečnih nosača sa glavnim nosačima, kao i razmak poprečnih nosača zavisi od više parametara (statički sistem, veličina raspona, oblik presjeka i visina glavnih nosača, način betoniranja AB ploče, radionička izrada i montaža).

Za mostove velikih raspona, posebno za mostove u krivini racionalni su pravokutni ili trapezni sandučasti presjeci (slika 3). Pri konstruisanju sandučastih presjeka neophodno je uvažavati i tehnologiju radioničke izrade, transporta i montaže.



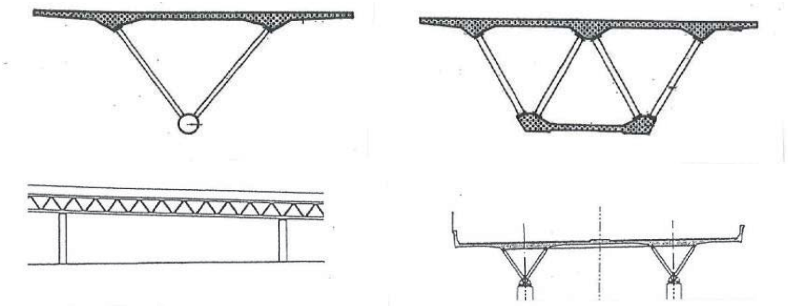
Slika 3: Sandučasti presjeci za mostove većih raspona

Za spregnute mostove većih raspona i veće širine na autoputevima moguće su vrlo različite koncepcije sandučastih poprečnih presjeka (slika 4). Ograničena širina sandučastog presjeka radi transporta i montaže upućuje na velike dužine konzola, koje je racionalno poduprijeti sa kosim potporama.



Slika 4: Poprečni presjeci mostova većih širina na autoputevima

Dalji razvoj spregnutih mostova ide u pravcu sve veće primjene prostornih rešetkastih cijevnih nosača koji se preko specialno oblikovanog gornjeg a često i donjeg pojasa sprežu sa AB pločama (slika 5).



Slika 5: Sheme prostornih spregnutih rešetkastih nosača za mostove

U Švajcarskoj su izgrađeni autoputni dolinski viadukti dužine cca 1000 m sa rasponima 40–50 m, koji su na raspisu Investitora bili najuspješniji. Pored ekonomičnosti viadukti se lijepo prilagođavaju prirodnom ambijentu, djeluju lagano i transparentno (slika 6).

Slika 6: Viadukti sa rešetkastim spregnutim prostornim nosačem

U savremenoj praksi projektovanja spregnutih mostova čelik - beton karakteristična su tri trenda:

- dvojno sprezanje
- okvirne integralne spregnute konstrukcije
- hibridni (mješani) mostovi

Kod spregnutih mostova velikih raspona primjenjuju se dvojno spregnuti presjeci. Betonska ploča u sastavu donjeg pritisnutog pojasa sandučastog presjeka smanjuje potrošnju čelika u zoni pritiska i povećava krutost presjeka.

Pri projektovanju dvojno spregnutih mostova otvaraju se neka pitanja u izboru odgovarajućih statičkih modela, proračunu, konstruiranju i granicama ekonomičnosti.

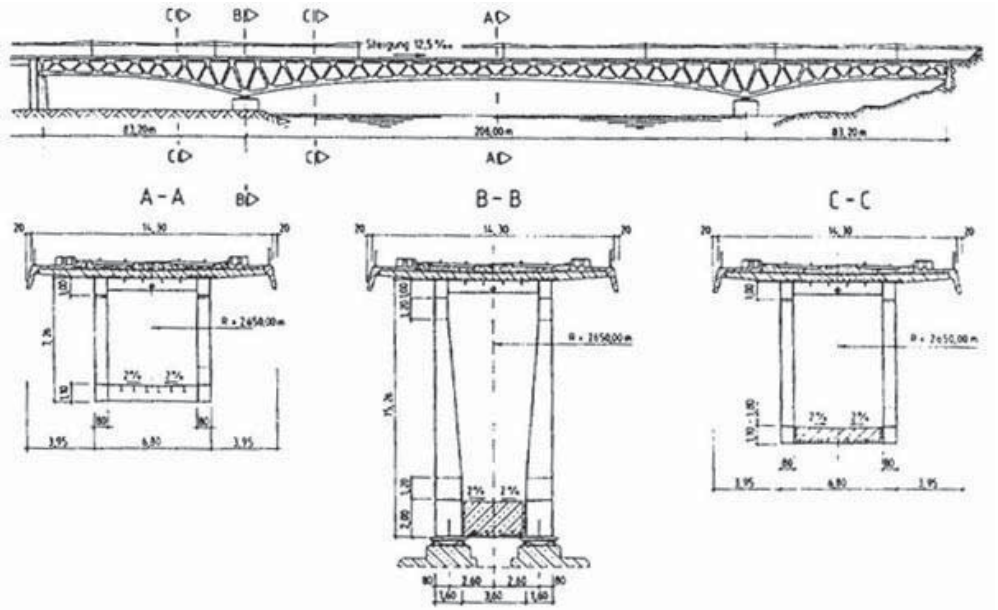
Ta pitanja se prije svega odnose na:

- Tok smičućih napona između čeličnog sandučastog nosača i betonske donje ploče.
- Djelotvornost površinskog sprezanja između donje čelične i betonske ploče.
- Sudjelovanje moždanika i poprečnih ukrućenja pri prenosu smičućih sila u donju betonsku ploču.

- Unos sile u donju ploču na krajevima ploče.
- Predpostavke sudjelujuće visine i širine debelih betonskih ploča.
- Zamor visoko opterećenih moždanika.
- Uticaj pojedinačnih visokih smičućih napona krute betonske ploče na raspored statičkih količina.
- Ekonomična rješenja da se pritisak na oplatu i vlastita težina svježeg betona prenesu na čelične vertikalne limove i donju ploču.
- Konstruktivna rješenja i ekonomičnost upotrebe betonskih poprečnih nosača nad osloncima.

Najbitniji rezultati nekih aktuelnih istraživanja

- Za dvojno sprezanje su povoljnije konstrukcije sa promjenljivom visinom.
- Potrebno je izbjegavati nagle promjene poprečnog presjeka.
- Na krajevima donje ploče su nastupila velika opterećenja moždanika.
- Prenos sile u donju ploču se koncentriše u zonama vertikalnih limova.
- Ako je u vertikalnim limovima raspoređeno više redova moždanika možemo pojednostavljeno pretpostaviti, da uvođenje sile u donju ploču ide isključivo preko moždanika u vertikalnim limovima i u njihovoj blizini.
- Poprečna ojačanja vertikalnih limova i donjeg pojasa preuzimaju značajan dio smičućih napona i tako rasterećuju moždanike.
- Sile iz čeličnog poprečnog presjeka u donju betonsku ploču se prenose sa smičućim i nateznim silama u moždanicima.



Slika 7: Spregnuta rešetkasta konstrukcija željezničkog mosta u Njemačkoj

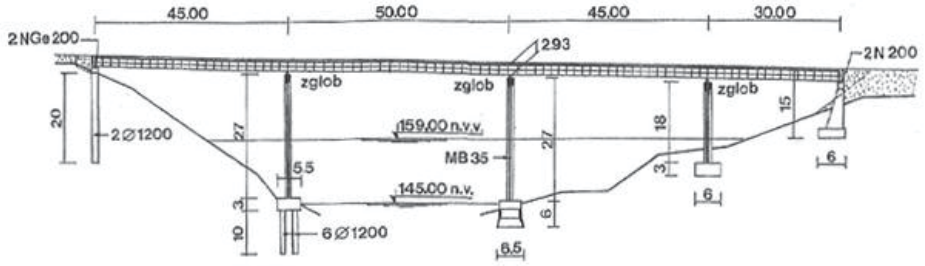
Na novim brzim željeznicama u Njemačkoj izgrađeno je više mostova sa spregnutom rešetkastom konstrukcijom. Izuzetnu pozornost izaziva rješenje mosta preko rijeke Main kod Nantenbacha za dupli kolosjek, koji je dovršen 1993. godine. Dva glavna kontinualna rešetkasta nosača sa tri raspona, promjenljive visine od 8,5 do 16,5 m imaju rekordan srednji raspon od 208 m (sl. 7). Spregnuta su oba pojasa rešetkastog nosača izuzev srednje (zategnute) zone donjeg pojasa. Glavni raspon izgrađen je konzolnim postupkom, što je prirodno obzirom na odnos raspona i profil prepreke.

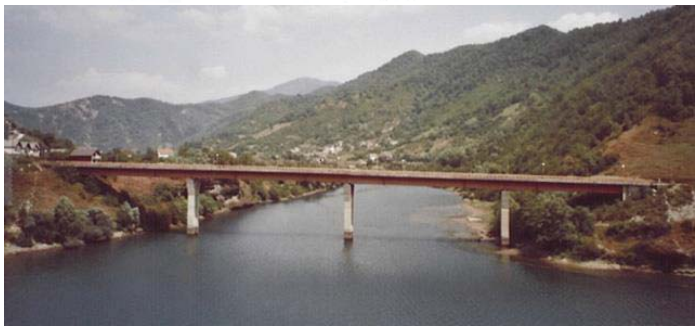
3 GREDNI SPREGNUTI MOSTOVI

Sprezanje čelika i betona se najviše primjenjuje pri projektovanju putnih i željezničkih mostova grednih sistema. Racionalne veličine raspona ovise od morfologije, prvenstveno visine - dubine prepreke, uslova temeljenja, namjene mosta, statičkog sistema, načina montaže i odnosa tržišnih cijena u funkciji vremena i lokacije. Na primjerima projektovanih i izgrađenih mostova iz savremene prakse moguće je uvjerljivo i pregledno prikazati praktičnu primjenu savremenih trendova razvoja spregnutih konstrukcija mostova.

Most preko rijeke Neretve kod Jablanice (8)

Za razliku od ranije izgrađenih mostova sa kontinualnim spregnuto-prednapregnutim kostrukcijama kod kojih je kablovima ostvareno kontinualo sprezanje, putni most preko rijeke Neretve ima kontinualnu konstrukciju sa diskontinualnim sprezanjem (slika 8).





Slika 8: Putni spregnuti most na r. Neretvi sa diskontinualnim sprezanjem

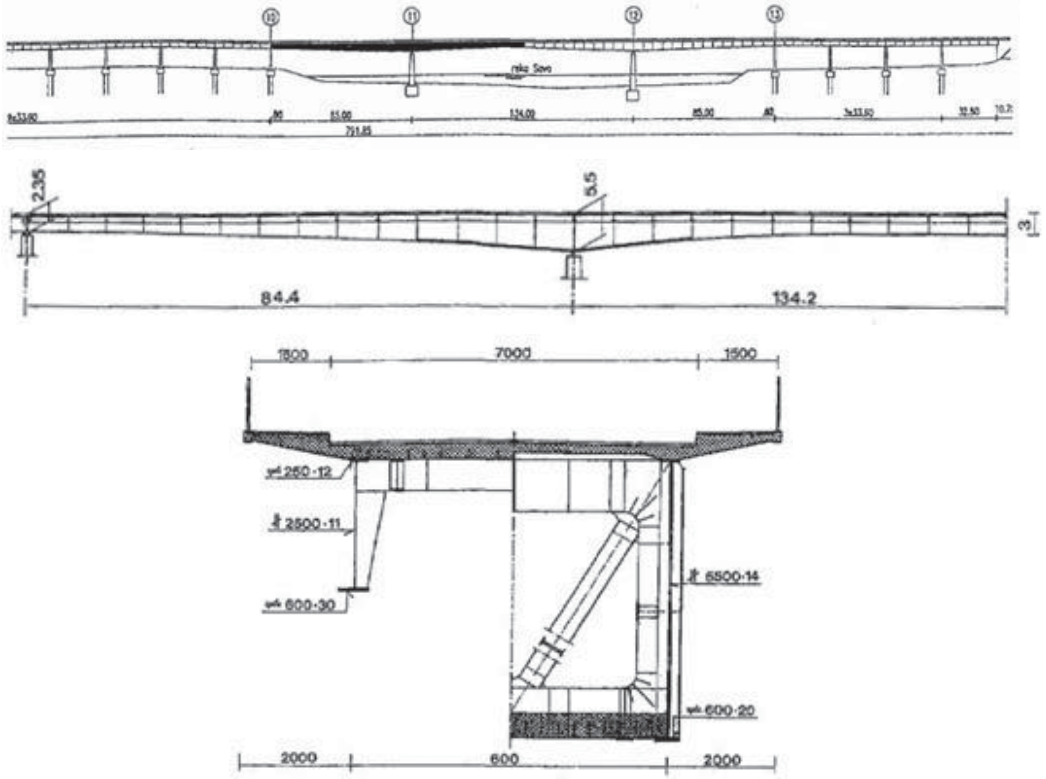
Most je izgrađen 1985. godine za samo 6 mjeseci kao ekonomičnije rješenje u odnosu na varijantu sa konstrukcijom od prednapregnutog betona. Visina mosta iznad terena čine

neekonomičnu izradu privremenih oslonaca za montažu i sprezanje vlastite težine. U zonama pozitivnih momenata izvršeno je sprezanje čeličnog nosača, dok se u zonama negativnih momenata sprezanje ne može obezbijediti bez dodatnog prednaprezanja kablovima. Da bi se izbjeglo prednaprezanje, ojačani čelični nosač iznad oslonaca prima uticaje bez sadejstva armirano-betonske ploče. Ekonomska opravdanost takve koncepcije je pojednostavljenje montaže, skraćenje vremena građenja, eliminisanje nepovoljnih dopunskih utjecaja od prednaprezanja, te smanjenje uticaja u vremenu t = tn od skupljanja i tečenja betona uz nešto veću potrošnju čelika. Betoniranjem kolovozne ploče po fazama, prvo u poljima a zatim nad osloncima, uticano je na smanjenje napona zatezanja u betonu.

Most preko rijeke Save u Orešju (10)

Glavna konstrukcija mosta raspona 85+134+85 projektovana je kao kontinualna dvojno spregnuta-prednapregnuta konstrukcija promjenljive visine do 5,80 m nad riječnim stubovima do 3.00 m u sredini mosta.

Izgrađena je – montirana sa po dva pomoćna oslonca u krajnjim poljima i slobodnom konzolnom gradnjom srednjeg raspona uz sukcesivno betoniranje donje odnosno gornje ploče i prednaprezanje.

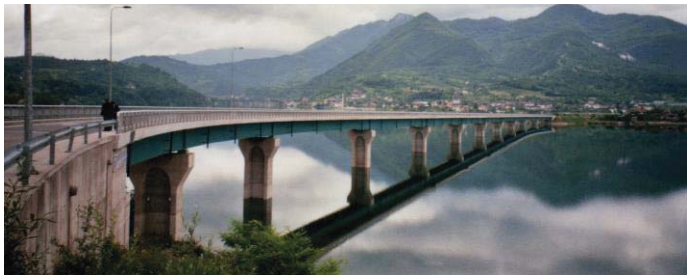


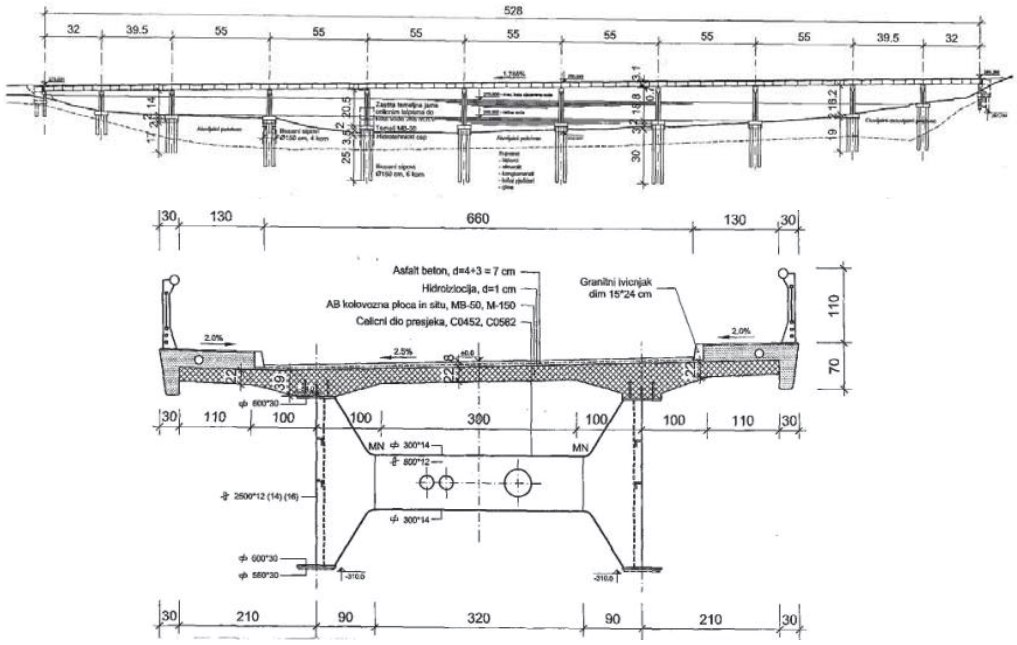
Slika 9: Dispozicija dvojno spregnutog putnog mosta na r. Savi u Orašju

Prema našim saznanjima ovo je bila prva primjena dvojnog sprezanja i otvorila je put za nove mogućnosti kombinacije čelika i betona u mostogradnji. U vrijeme projektovanja mosta od 1966 – 1968 godine kao i danas konkurentnost čeličnih mostova i za ove raspone bila je manja u odnosu na mostove od prednapregnutog betona. Iz ove okolnosti proizišla je ideja i realizacija dvojnog sprezanja uz maksimalno smanjenje učešća čelika i povećanje učešća betona u spregnutom presjeku mosta (slika 9).

Most preko Jablaničkog jezera (15)

Kontinualna spregnuta rasponska konstrukcija mosta ima 11 uravnoteženih simetričnih raspona 32,00+39,50+7x55,00+39,50+32,00=528,00 m. Konstrukcija mosta slijedi geometriju ceste na mostu i prilagođava se krivinama i proširenjima na krajnjim dijelovima mosta.





Slika 10: Izgled, uzdužni i poprečni presjek putnog spregnutog mosta preko Jablaničkog jezera

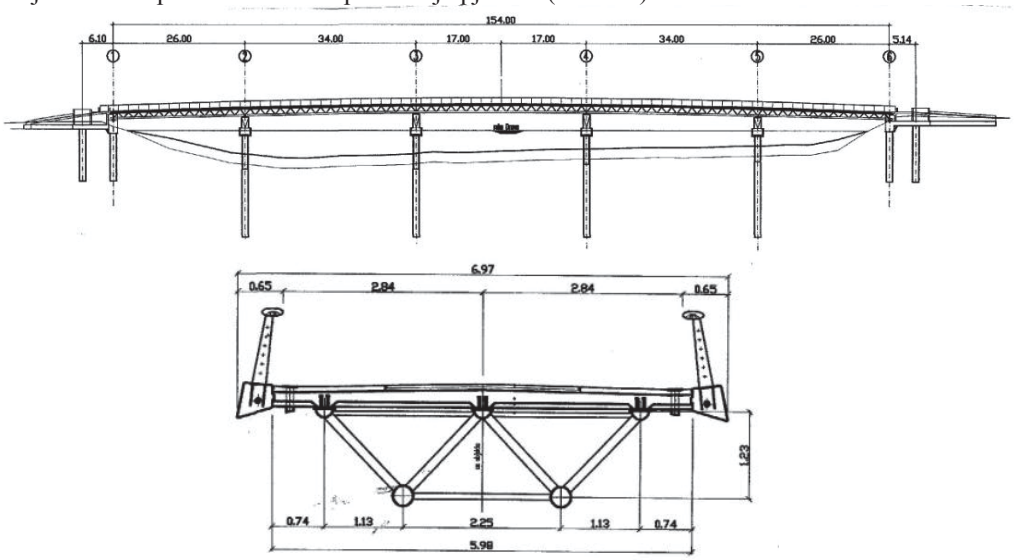
Raspon od 55,00 m na većem dijelu mosta je optimalan za kontinualne spregnute konstrukcije sa diskontinualnim sprezanjem bez primjene kablova za prednaprezanje armirane betonske ploče na dijelovima iznad srednjih stubova. Raspon od 55.00 m je limitni za montažu čeličnog roštilja rasponske konstrukcije navlačenjem bez pomoćnih oslonaca i bez privremenog zavješenja. Ovako pojednostavljena tehnologija ugradnje i montaže opravdava nešto povećanu potrošnju čelika za čeličnu konstrukciju što potvrđuje savremena praksa u Švajcarskoj i drugim razvijenim državama.

Cjelokupna tehnologija izgradnje mosta koncipirana je na maksimalnom korištenju jezera promenljivog nivoa i radne plovne platforme sa koje se buše šipovi, postavljaju talpe zagata, betoniraju temelji i stubovi, montira čelična konstrukcija i betonira kolovozna ploča.

Zadržali smo uobičajeni koncept poprečnog presjeka mosta sa dva glavna nosača i otvorenim presjekom bez sprezanja poprečnih nosača koji je vrlo racionalan i prisutan je u evropskoj i našoj praksi (slika 10).

Pješački most preko rijeke Drave u Ptuju (16)

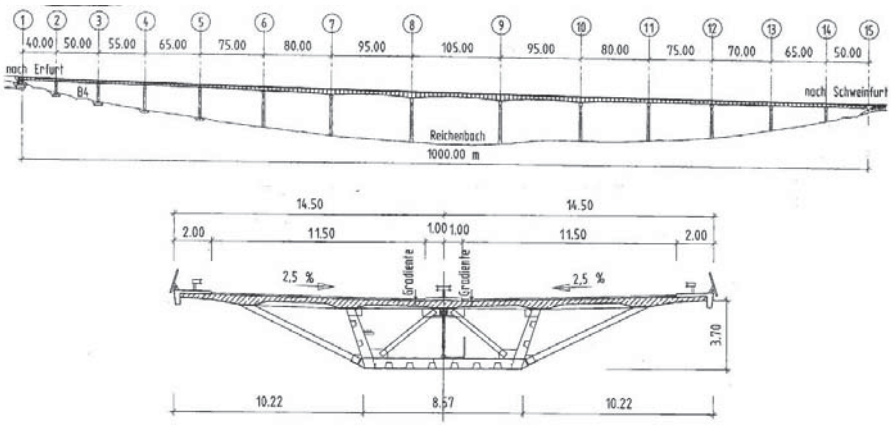
Most je lijep primjer savremene spregnute kontinualne rešetkaste konstrukcije izgrađene 1997. godine. Čelična rešetkasta prostorna konstrukcija mosta visine 1,23 m izrađena je od cijevi u zavarenoj izvedbi. Čelična konstrukcija preuzima težinu svježeg betona, a spregnuti presjek težinu opreme i korisno opterećenje pješaka (slika 11).



Slika 11: Spregnuti pješačko biciklistički most preko r. Drave na Ptuju

Novi viadukti na autoputevima u Njemačkoj (12)

U poslednjim godinama na autoputevima u Njemačkoj izgrađeni su vrlo lijepi savremeni viadukti sa spregnutim rasponskim konstrukcijama. Viadukt Talbrücke Ruchenbach na A 71 dužine 1000 m ima raspona od 50 – 105 m i premoštava dolinu dubine do 60 m (slika 12).



Slika 12: Spregnuta konstrukcija viadukta na autoputu u Njemačkoj

Poprečni presjek rasponske konstrukcije je jedinstven, širine 29 m za oba kolovoza. Visina sandučastog nosača je na dijelu većih raspona promjenljiva od 3,70 – 6,50 m. Trapezni nosač širine 8,57 m ima sa bočnih strana kose potpore tako da se kolovozna AB ploča poprečno oslanja na četiri oslonca.

Ploča je betonirana na licu mjesta pomoću unificirane prenosne oplate. Montaža čelične konstrukcije je kombinovana navlačenjem uz pomoć kljuna na manjim rasponima i kombinovana na dijelu velikih raspona. Sandučasti trapezni presjek rasponske konstrukcije relativno male širine omogućuje male širine visokih stubova i lijep izgled viadukta (slika 13). Potrošnja konstruktivnog čelika je 222 kg/m2 a cijena viadukta bila je 1056 EUR/m2.

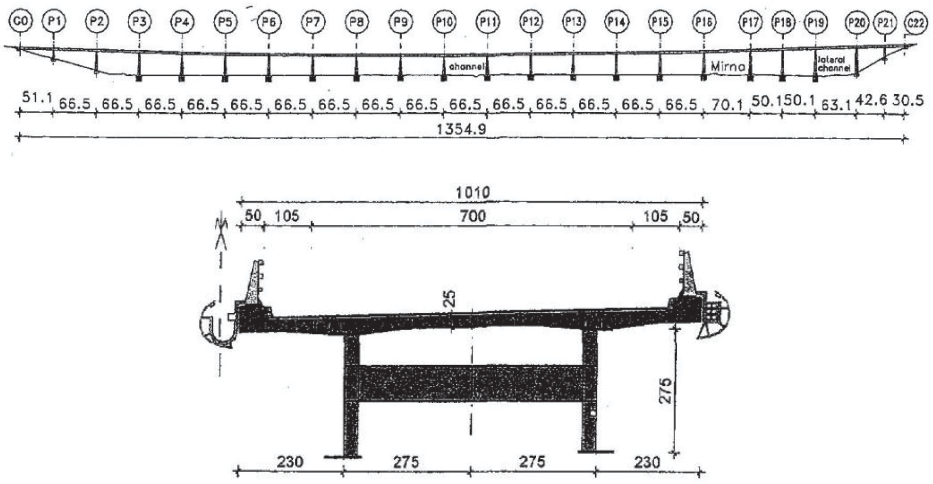
Slika 13: Izgled viadukta Talbrücke Ruchenbach

Viadukt Mirna (13)

Viadukt Mirna na istarskoj brzoj cesti »Y« u Hrvatskoj premoštava široku dolinu rijeke Mirne na visini 15-40 m. Spregnuta rasponska konstrukcija ukupne dužine 1355 m ima 22 raspona sa tipičnim rasponom 66,50 m. Pored ostalog teško i skupo temeljenje na čeličnim

zabijenim šipovima velike dužine dalo je prednost znatno lakšoj spregnutoj konstrukciji. Poprečni presjek viadukta za jedan kolovoz brze ceste je konstruisan iz dva glavna nosača konstantne visine 2,75 m na razmaku 5,50 m sa konzolama 2,30 m.

Pojasevi nosača su širine 700 i 800 mm debljine 30 – 35 mm. Poprečni nosači su nespregnuti, postavljeni u sredini visine glavnih nosača. Glavni nosači su na različitim visinama sa čime se postiže poprečni nagib AB ploče. Interesantna su rješenja opreme viadukta (slika 14).



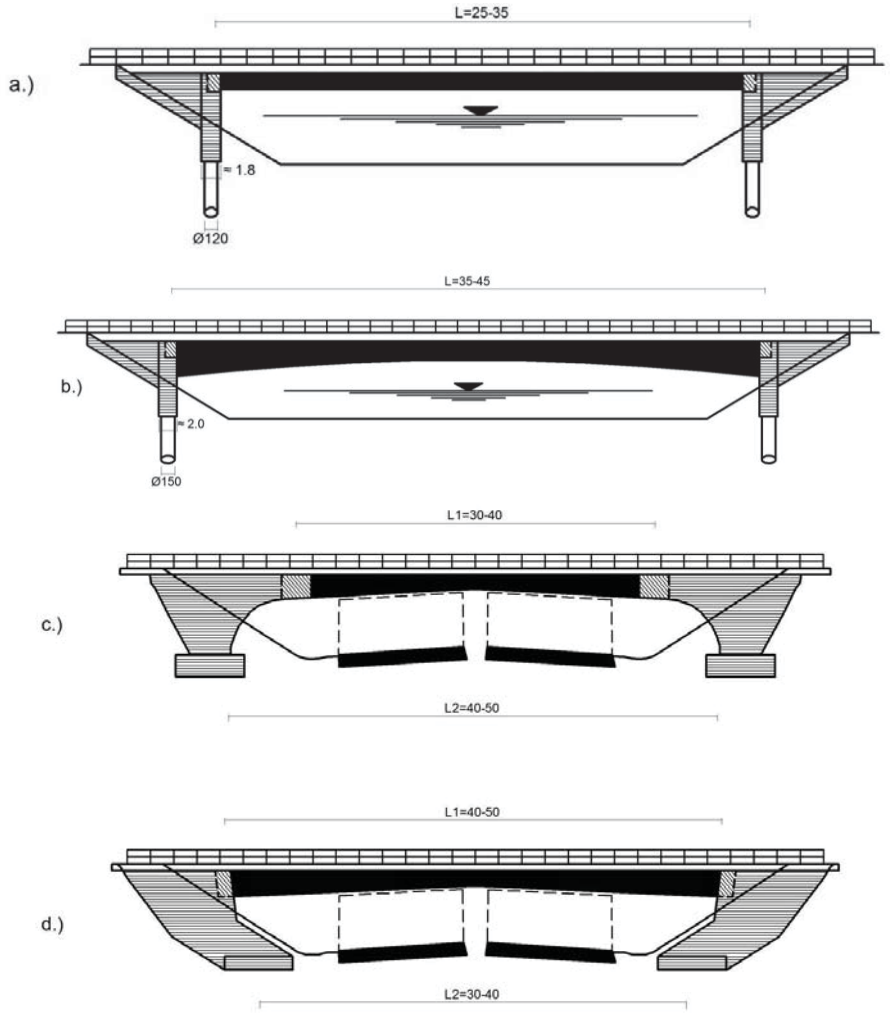
Slika 14: Uzdužni i poprečni presjek viadukta Mirna na Istarskoj brzoj cesti

Montaža čelične konstrukcije viadukta navlačenjem sa kljunom od obala prema sredini je jednostavna i brza. Izgled viadukta pokazuje dobro uklapanje u okolinu (slika 15).

Slika 15: Montaža čelične konstrukcije i izgled viadukta Mirna

4 SPREGNUTI INTEGRALNI PUTNI MOSTOVI STATIČKOG SISTEMA UPETE GREDE

Za putne mostove i nadvožnjake primjenjuju se spregnute okvirne – integralne konstrukcije sa jednim rasponom od 25 do 50 (60) m, koje eleminišu nedostatke spregnutih mostova statičkog sistema proste grede.



a) Čelična konstrukcija konstantne visine
b) Čelična konstrukcija promjenjive visine
c) Obalni stubovi konzolno konstruisani za veće raspone
d) Obalni stubovi koso konstruisani da omoguće veće raspone

Slika 16: Uzdužni presjeci integralnih spregnutih okvirnih putnih mostova u jednom rasponu

Za premošćenje kanala i manjih rijeka gdje nisu poželjni međuoslonci brzo i ekonomično se može izgraditi integralna spregnuta konstrukcija. Za raspone do 30 m rasponska konstrukcija je konstantne visine l/20 – l/30, a za veće raspone promjenljive visine u polju l/30 a na osloncima l/20 sa paraboličnim intradosom. Krajevi rasponske konstrukcije su na dužini 1,0–1,5 m kruto povezani sa vrhom elastičnih krajnjih stubova. Do uvođenja u praksu integralnih konstrukcija projektovani su spregnuti mostovi sistema proste grede. Oslonačke zone ovih mostova, ležišta, dilatacije, krajevi konstrukcije i vrhovi stubova imali su znatna oštećenja od slane vode sa kolovoza. Integralna okvirna konstrukcija nema te nedostatke i lakše se održava. Prednost pred betonskim integralnim mostovima je primjena za veće raspone, lakša montaža rasponske konstrukcije i građenje bez skele i uticaja na vodni tok i druge prepreke u profilu koji se premoštava.

Prema našim informacijama u našoj i evropskoj praksi nisu još izgrađeni cestni kontinualni integralni mostovi. U toku je razvoj primjene integralnih spregnutih konstrukcija za željezničke mostove.

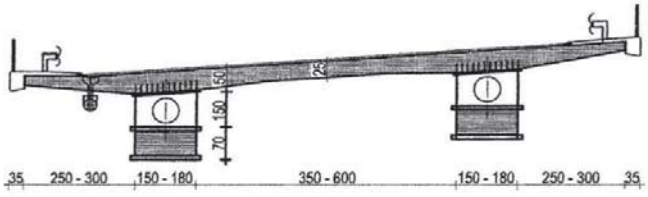
Na slici 16 pokazani su mogući uzdužni presjeci integralnih spregnutim mostova u jednom rasponu.

Rasponska čelična konstrukcija konstantne visine za raspone 25 do 35 m (slika 16a) lakša je za radioničku izradu i montažu uz nešto veću potrošnju čelika.

Rasponska čelična konstrukcija promjenjive visine omogućuje veće raspone od 35 – 45 (50 m) (slika 16b) parabolični intrados daje lakoću mostu. Transport i montaža su nešto složeniji.

Obalni stubovi su od bušenih šipova Ø 120 ili 150 sa stenama debljine 1,5 do 2 m i omogućuju uklještenje čelične konstrukcije i elastično ponašanje konstrukcije u eksploataciji. Integralne konstrukcije c) i d) sa specifičnim konstrukcijom obalnih stubova omogućuje veće raspone i manje elastično ponašanje. Suženjem presjeka prema temelju i pliće temeljenje povećavaju elastično ponašanje stubova.

Poprečni presjeci spregnutih integralnih mostova zavisni su od veličine raspona i širine. Preporučuju se dva (za široke mostove i više) zavarena sandučasta nosača konstantne ili promjenjive visine iznad kojih se na licu mjesta betonira i spreže kolovozna ploča.

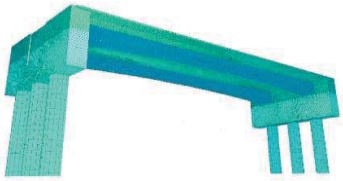


Slika 17: Karakterističan presjek spregnutih integralnih mostova širine 10 do 14 m

Nosači sandučastog presjeka su zahtjevniji u radioničkoj izradi ali su stabilniji u transportu i montaži. Za uklještenje sandučastih presjeka nisu potrebne poprečne veze i spregovi jer oblik nosača i kruta veza sa opornicima daje jim potrebnu torzionu krutost. Kolovozna ploča je deblja od 25 – 40 cm sa naglašenim vutama i konzolama.

Statička analiza integralnih mostova

Jedan od razloga za nedovoljnu primjenu integralnih mostova je težnja projektanata za jasnim aplikativnim statičkim sistemima grednih mostova. Savremena računska oprema i programi koji se zasnivaju na teoriji konačnih elemenata omogućuju egzaktniju i brzu analizu integralnih mostova na prostornom 3D modelu. Integralni i konvencionalni mostovi se međusobno razlikuju po načinu preuzimanja uticaja od promjene temperature, reologije betona i deformacija. Kod konvencionalnih mostova horizontalne deformacije su slobodne, a kod integralnih mostova su djelomično spriječene kontaktom sa tlom i nasipom. Interakcija most – temeljna tla i nasip je od bitnog značaja za ponašanje konstrukcije pri preuzimanju uticaja i deformacija posebno pri preuzimanju deformacija od parazitnih uticaja. Statičku analizu pojedinih nosivih dijelova integralne konstrukcije nije moguće obrađivati odvojeno jer je nosiva konstrukcija integralna sa kompleksnim interaktivnim djelovanjem rasponske konstrukcije, obalnih stubova sa krilnim zidovima, srednjih stubova, temelja (šipova), temeljnog tla i trupa puta.



Slika 18: Model spregnute integralne okvirne konstrukcije mosta

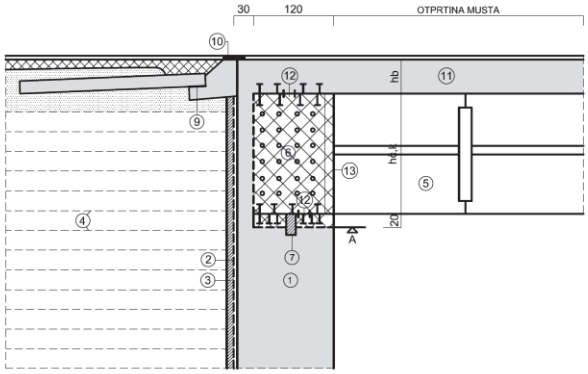
Veličina parazitnih dejstava zavisi od geometrije objekta od odnosa krutosti između rasponske konstrukcije i stubova i od krutosti temeljnog tla. Kod monolitne – krute povezanosti rasponske konstrukcije sa obalnim stubovima posebno je značajna realna ocjena krutosti temeljnog tla. Pri projektovanju integralnih mostova je neophodna veća saradnja projektanta sa geomehaničarom nego kod projektovanja konvekcionalnih mostova. Najbolji način da se izbjegne rizik nepravilne procjene krutosti tla je da se statičke veličine i deformacije integralne konstrukcije sračunaju za dvije krajnje vrijednosti karakteristika temeljnog tla. Ocjena realne krutosti tla i promjene njene vrijednosti po dubini je objektivno vrlo teška. Ako na primjer za integralni most uzmemo niske vrijednosti koeficijenata krutosti tla, dobiju se za oko 15 % veće vrijednosti momenata i deformacija u sredini rasponske konstrukcije.

Za visoke vrijednosti koeficijenata krutosti tla dobiju se za oko 10 do 15 % veće vrijednosti momenata na spoju rasponske konstrukcije i stubova. Sa manjim dodatkom armature ili kablova treba preuzeti ekstremne uticaje za oba slučaja.

Usidrenja krajeva čelične konstrukcije u opornike i prelaz sa integralne konstrukcije na nasip

Kod mostova na glavnim putevima i autoputevima prelaz sa konstrukcije na nasip je podsredstvom prelazne ploče i asfaltne dilatacije. Kod mostova dužine do 60 m potrebna su dodatna rješenja na nasipu i oslonačke zone prelazne ploče. Nasip se ojačava sa geomrežama. Između nasipa i zidova opornika ugrađuje se sloj stiropora debljine 5 – 10 cm zavisno od raspona koji omogućuje deformacije spregute rasponske konstrukcije. Geomreže smanjuju potiske nasipa na obalne stubove a stiropor omogućuje manje deformacije. Moguća sleganja tla

iza opornika neutrališe prelazna ploča koja se na konstrukcije opornika oslanja preko neoprenskih ležišta.



1) stena opornika
2) bitumenski premaz
3) stiropor 5 – 10 cm
4) nasip iz kamenitog materijala ojačanoj geomrežama
5) čelična konstrukcija
6) ubetonirani dio čelične konstrukcije
7) privremeni oslonac čelične konstrukcije
8) čepasti moždanici Ø 19 dužine 150 na razmaku 30 – 60 cm
9) neoprensko ležište
10) asfaltna dilatacija
11) kolovozna AB ploča
12) otvori Ø 200 za prolaz betona i vibratora
13) unutranja čelična zavjesa sprečava prolaz betona u sandučasti čelični presjek

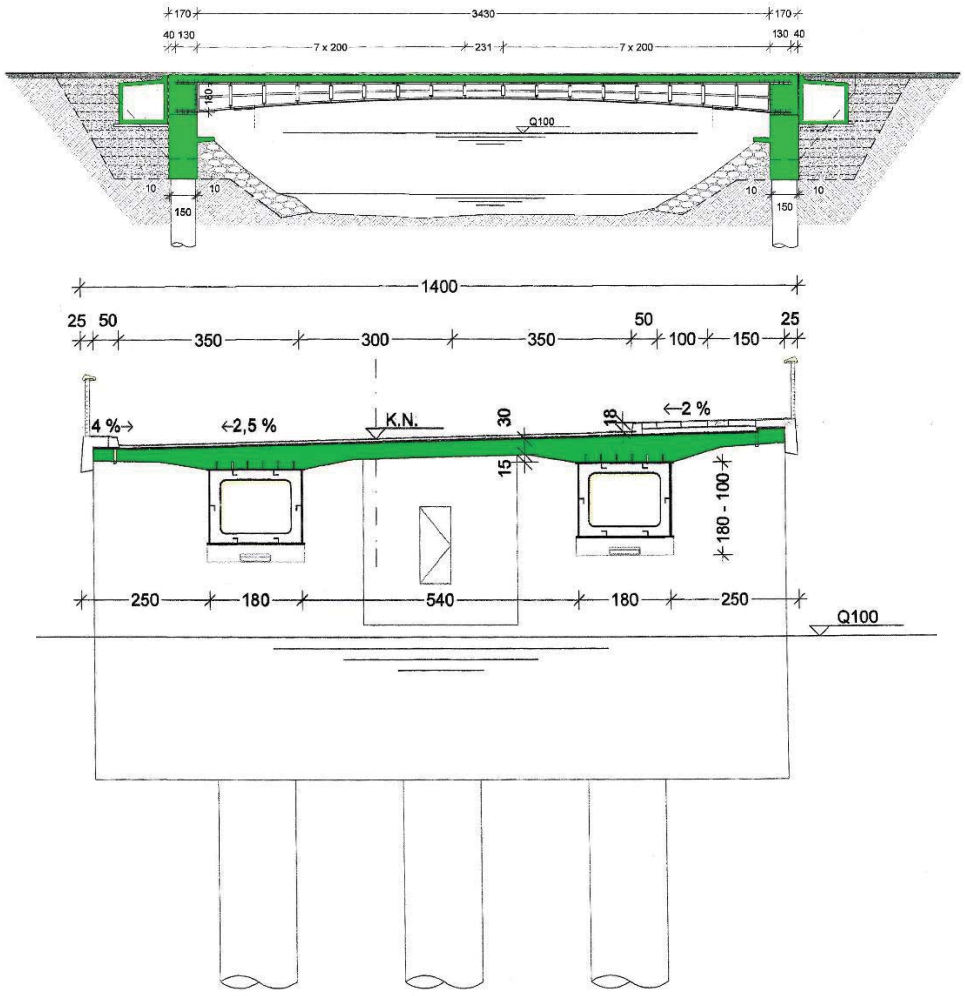
Slika 19: Detalj usidrenja krajeva čelične konstrukcije u opornike i prelaz sa integralne konstrukcije na nasip

Integralni spregnuti most preko rijeke Ljubljanice u Ljubljani

Za izgradnju gradskog mosta preko rijeke Ljubljanice u Ljubljani projektovana je integralna spregnuta rasponska konstrukcija raspona 36 m (otvora 34,3 m) širine mosta 14 m.

Rasponska konstrukcija ima dva čelična nosača sandučastog presjeka promjenjive visine od 1,80 m pri uklještenju do 1 m u sredini raspona i širine 1,8 m. Most istovremeno služi i za prelaz većeg broja instalacija pa su na krajevima predviđene komore.

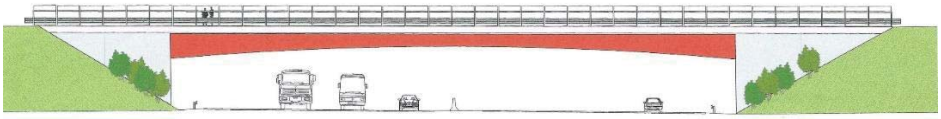
Obalni stubovi mosta su temeljeni na po tri šipa Ø 150 cm na koje se nastavlja betonski zid širine 1,7 m i visine 6 m. Obalni stubovi na šipovima su dovoljno elastični što omogućuje deformacije okvirne konstrukcije mosta. Iza zidova obalnih stubova predviđen je sloj stiropora debljine 10 cm a nasip je ojačan geomrežama koje smanjuju pritisak tla na konstrukciju mosta.



Slika 20: Uzdužni i poprečni presjek spregnutog integralnog mosta na r. Ljubljanici u Ljubljani raspona 36 m

Spregnuta integralna konstrukcija nadvožnjaka preko autoputa

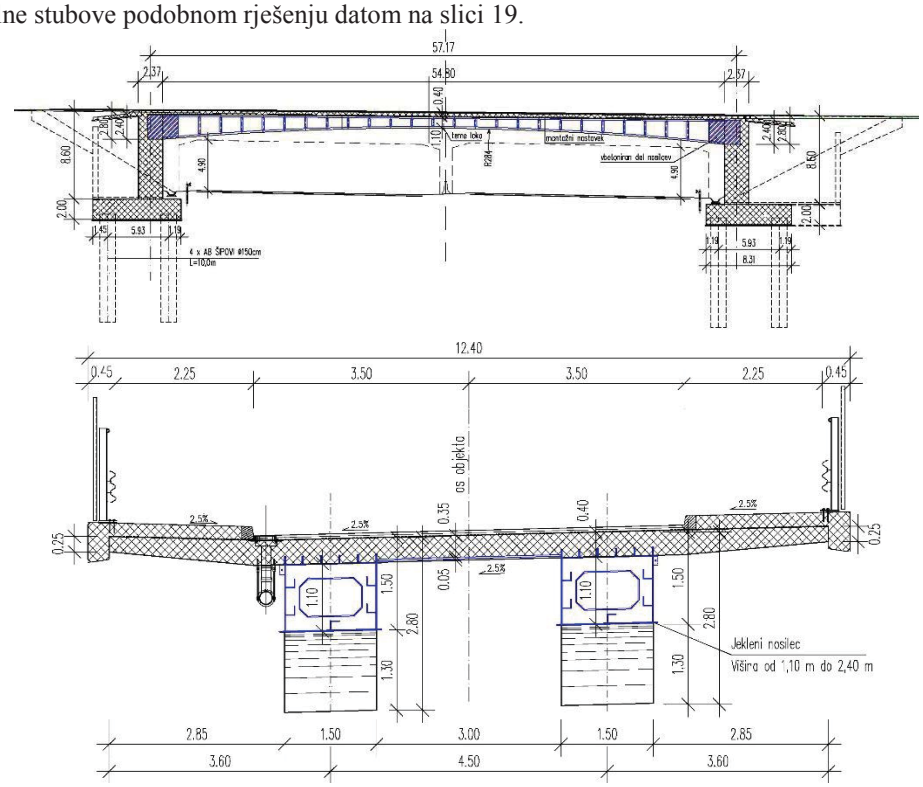
Za izgradnju nadvožnjaka iznad autoputeva i drugih saobračajnica u eksploataciji spregnute integralne konstrukcije omogućuju rješenja sa jednim većim rasponom uz minimalno remećenje i prekide saobraćaja.



Slika 21: Izgled nadvožnjaka

Na slici 22 je uzdužni i poprečni presjek nadvoza na magistralnom putu koji koso pod uglom od 58° premoštava oba koilovoza autputa ukpne pravokutne širine 40,50 m. Izgradnja stuba u razdelnom pojasu autputa nedovoljne širine nije bila prihvatljiva radi ometanja intenzivnog saobraćaja.

Nadvoz je projektovan i konstruisan kao kosa, spregnuta, integralna, ramovska konstrukcija raspona 57,17 m ukupne širine 12,40 m. Dva glavna čelična nosača sandučastog presjeka su promjenljive visine od 1,10 m u sredini raspona do 2,40 m pri uklještenju u obalne stubove. Širina nosača je konstantna 1,5 m. Čelični nosači su na dužini 1,5 m ubetonirani – uklješteni u obalne stubove podobnom rješenju datom na slici 19.



Slika 22: Uzdužni i poprečni presjek integralnog spregnutog nadvoza raspona 57,17 m

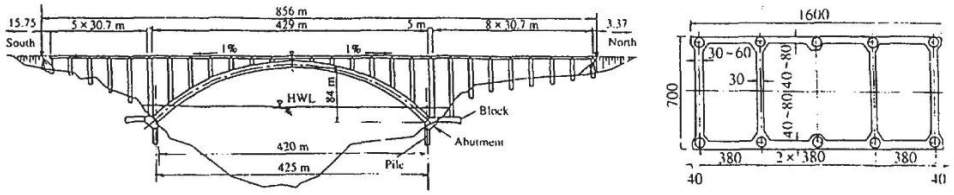
5 LUČNI MOSTOVI SA SPREGNUTIM PRESJEKOM LUKOVA ILI NADLUČNE KONSTRUKCIJE

Prije 10 – 15 godina lučni mostovi su se gradili iz betona ili od čelika. Betonski lučni mostovi su imali širok spektar raspona od 50 do rekordnih 390 m na mostu za otok Krk. Čelični lučni mostovi su dostigli najveći raspon od 518 m koji je izgrađen 1976. godine u SAD.

Lučni spregnuti mostovi izgrađeni u Kini (11)

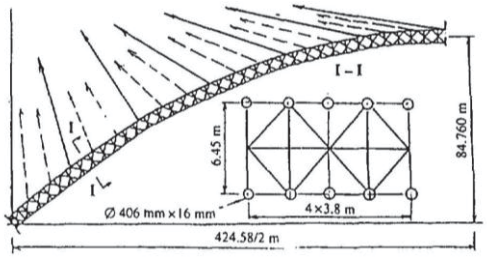
Poslednjih godina u Kini je izgrađeno 14 velikih lučnih mostova raspona od 130 do rekordnih 425 m. Zajednična karakteristika svih ovih mostova je, da imaju presjeke lukova iz čelika i betona kao spregnuti ili obbetonirani presjeci. Čelični dio presjeka služi kao skela (i oplata) za betonski dio presjeka. Oprema za montažu čeličnih dijelova je minimalna i čine je samo zatege. Čelični presjeci lukova su kombinacija jedne ili više cijevi raznih dijametara i debljine zidova koja se po montaži ispunjavaju betonom – sprežu. Ovdje se na najbolji način koristi saznanje, da su za pritisnute spregnute elemente najracionalni kružni presjeci ispunjeni betonom. Za kompletan utisak bila bi interesantna komparativna analiza lukova izgrađenih po ovom konceptu sa spregnutim presjekom i armirano betonskih lukova, kakvi su se gradili u Europi.

Most Wanxian – Yangtze širine 24 m ima rekordan raspon luka 420 m (slika 23).



Slika 23: Lučni spregnuti most Wanxian – Yangtze raspona luka 420 m u Kini

Čelični dio presjeka lukova formiran je kao prostorna rešetkasta konstrukcija od 10 čeličnih cijevi na razmaku 6,45 po visini i 4 x 3,8 m po širini (slika 24). Segmenti dužine 15,2 m montiraju se dizalicama sa plovne platforme i pridržavaju kosim zategama. Nakon kompletiranja čelične konstrukcije lukova cijevi se ispunjavaju betonom i kao spregnuti presjek preuzimaju težinu betonskog dijela presjeka.

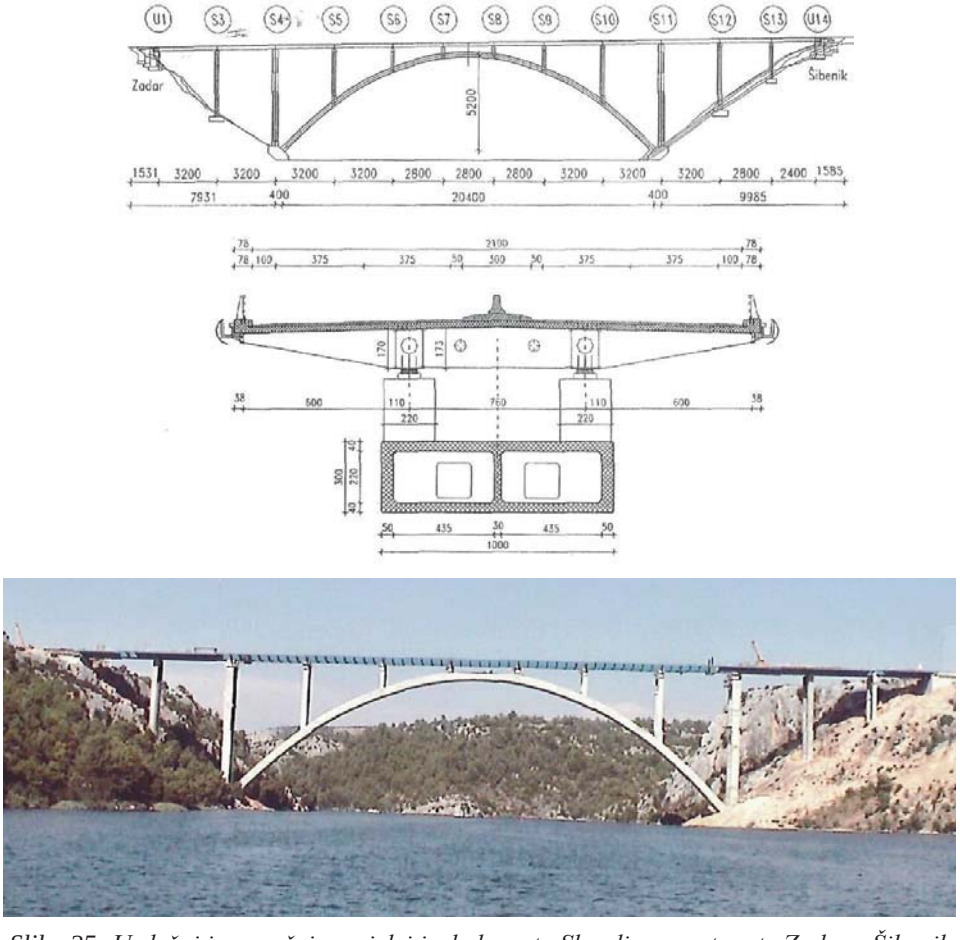


Slika 24: Dio čelične konstrukcije luka

Most Skradin na dijelu autoputa Zadar-Šibenik (14)

Za teške i duboke prirodne prepreke i lučne mostove velikih raspona jedinstven most za oba kolovoza autoputa ukupne širine 21 m (bez zaustavnih traka) je smisleno i racionalno rješenje (slika 25). Nad betonskim lukom sandučastog dvočeličkog presjeka raspona 204 m izgrađena je spregnuta nadlučna konstrukcija sa 12 raspona 4x32+3x28+3x32+28+24=360 m. Konstrukciju čine dva nosača sandučastog presjeka 1200/1700 mm sa konzolama 7,60 m i jakim poprečnim nosačima na razmaku 4,00 m. Sandučasti presjek ima potrebnu torzijsku krutost za konzole naglašenih raspona. Na krajevima konzola su rubni povezujući nosači I presjeka visine 400 mm.

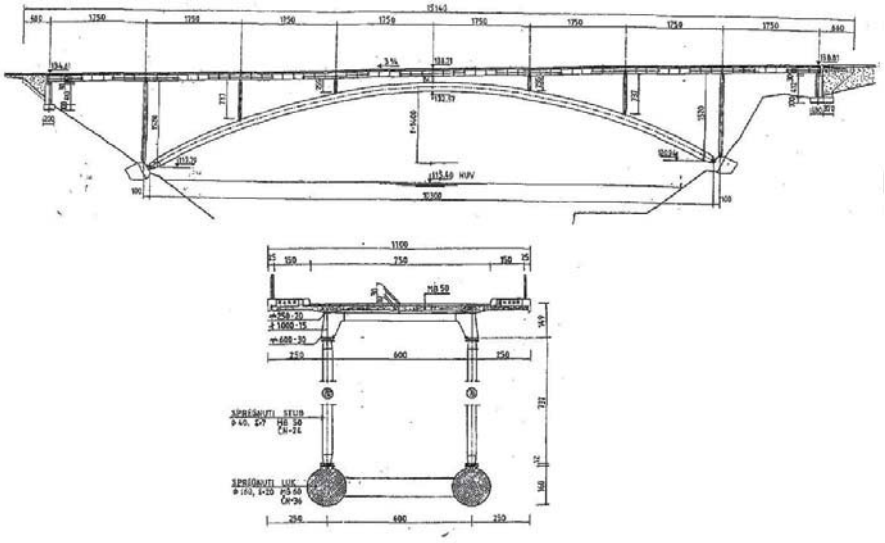
Prednosti spregnute nadlučne konstrucije je manja težina a time i manje opterećenje i dimenzije presjeka luka, jednostavna i brza izgradnja. Komparativna analiza mosta Skradin i mosta Maslenica sličnih raspona lukova pokazuje prednosti rješenja sa spregnutim nadlučnim konstrukcijama.



Slika 25: Uzdužni i poprečni presjek i izgled mosta Skradin na autoputu Zadar - Šibenik

Lučni most sa cjelovito spregnutom konstrukcijom

Na slici 26 prikazana je koncepcija putnog lučnog mosta sa cjelovito spregnutom konstrukcijom. Dvozglobni cijevni lukovi raspona 103 m sa presjekom cijevi 1600/20 mm na razmaku 6,0 m spojeni su poprečnim nosačima na mjestima stubova nadlučne konstrukcije. Po montaži cijevi se ispune betonom i kao spregnuti presjek preuzimaju težinu nadlučne konstrukcije i saobraćajnog opterećenja. Stubovi nad lučnom konstrukcijom su dvozglobne cijevi 600/7 mm ispunjene i spregnute sa betonom. Spregnuta nadlučna konstrukcija sa 8 raspona po 17,50 m je uobičajenog presjeka sa dva glavna nosača.



Slika 26: Konstrukcija cjelovito spregnutog lučnom mosta

Lučni most preko jezera Gazivode kod Kosovske Mitrovice

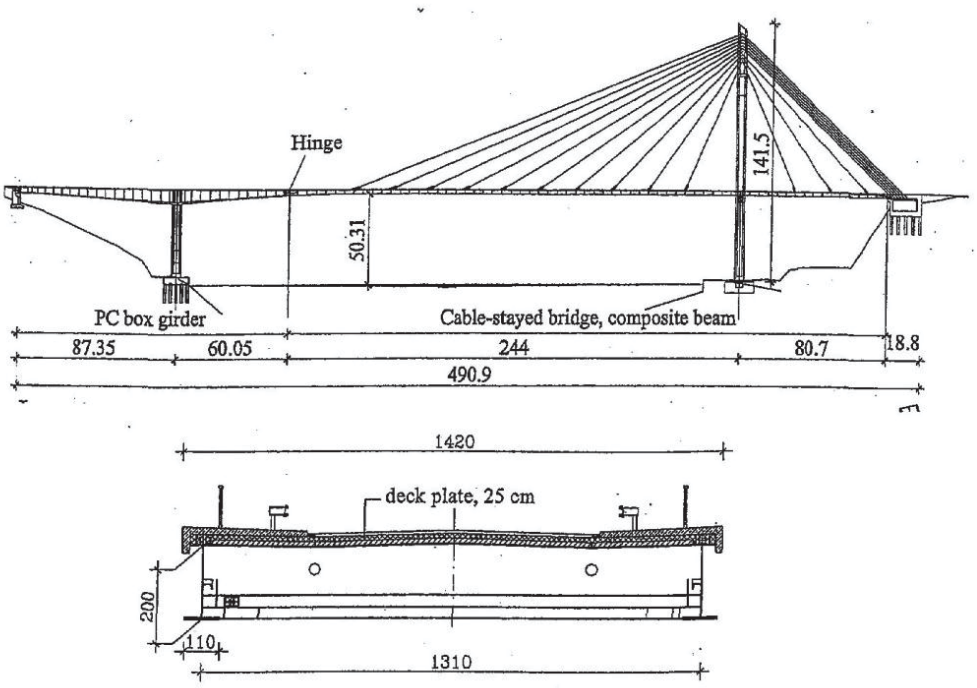
Čelični rešetkasti dvozglobni lukovi raspona 200 m imaju obješenu spregnutu rasponsku konstrukciju. Prednosti spregnute konstrukcije je manja cijena u odnosu na čeličnu ortotropnu konstrukciju a znatno manja težina, a time i potrošnja čelika za lukove u odnosu na betonsku konstrukciju (slika 27).

Slika 27: Izgled lučnog mosta raspona 200 m preko jezera Gazivode

6 SPREGNUTE RASPONSKE KONSTRUKCIJE NA MOSTOVIMA SA KOSIM ZATEGAMA

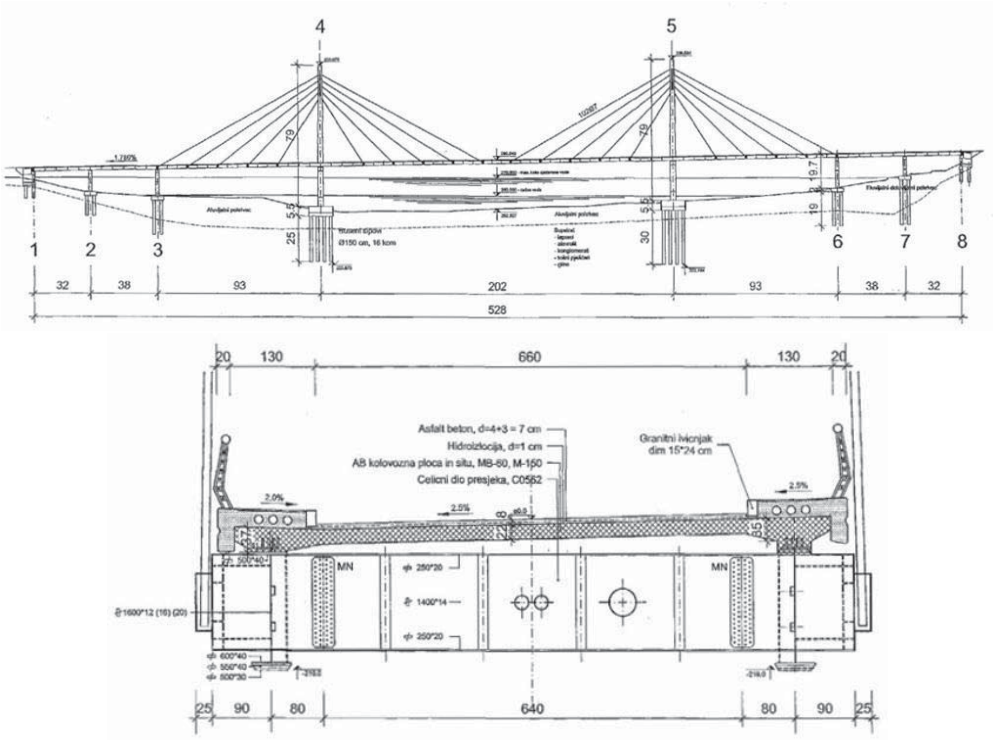
U intenzivnom razvoju i izgradnji mostova sa kosim zategama, karakteristično za zadnje decenije (zavješeni – zauzdani mostovi) spregnute rasponske konstrukcije su konkurentne za raspone od 200 – 400 m. Za raspone do 200 m konkurentan je beton, a za raspon preko 400 m čelik sa ortotropnom pločom. Prednosti spregnute konstrukcije je manja težina u odnosu na beton, a niža cijena u odnosu na čelik, brza je i relativno jednostavna izgradnja.

Glavni dio mosta preko Dubrovačke rijeke je obješen sa kosim zategama raspona 244+80,7 (slika 28). Ima spregnutu rasponsku konstrukciju sa dva čelična I nosača visine 2 m i AB pločom debljine 25 cm.



Slika 28: Uzdužni i poprečni presjek mosta sa kosim zategama preko Dubrovačke rijeke

Za most preko Jablaničkog jezera projektovana je i varijanta sa kosim zategama raspona 93+202+93 sa spregnutom rasponskom konstrukcijom (slika 29). Rasponska konstrukcija ima dva čelična zavarena glavna nosača visine 1600 mm na razmaku 8,00 m, jake poprečne nosače na mjestima zavješenja i AB ploču debljine 22 cm spregnutu sa glavnim nosačima. Namjena varijantnog rješenja bila je da se smanji broj stubova koji se temelje na šipovima u dubokoj vodi jezera. I pored smanjenja cijene temeljenja i manjeg broja stubova u dubokoj vodi jezera, varijanta sa kosim zategama bila je skuplja za 15 % radi značajnog udjela cijene zatega i pilona.



Slika 29: Uzdužni i poprečni presjek mosta sa kosim zategama i spregnutom gredom preko Jablaničkog jezera

Zaključna razmatranja

- Sve dok se inžinjeri u ulozi investitora, projektanata ili graditelja unapred opredeljuju i specijaliziraju za materiale a ne za objekte, beton kao material masovnije upotrebe bit će u prednosti i u mostogradnji. Inžinjer treba da realizuje najpodobniju konstrukciju, a material bira prema osobenosti prepreke i uslovima tržišta.
- Material za betonske konstrukcije ima velike prirodne resurse, a cijena rada je niža. Beton je u prednosti kod manjih i srednjih mostova, posebno kod izgradnje skupine objekata na novim saobraćajnicama.
- Čelik u vidu spregnutog presjeka je u prednosti kod pojedinačnih mostova srednjih raspona, jer omogućuje brzu izgradnju bez učešća veće opreme i rada za gradilišta.
- Za veće mostove samo varijantna, konkurentna rješenja daju pravo na prednost pojedinim materialima ili sistemima.
- Ako neka sredina želi održati konkurentnost materiala, mora brinuti da oba materiala imaju šansu za kontinuitet u poslu i čuvanje stručnih ljudi i referenci.

- Zahvaljujući prednostima koje pružaju spregnute konstrukcije može se s sigurnošću očekivati njihov značaj, razvoj i primjena u budućnosti uz sve oštriju konkurenciju sa AB prednapregnutim mostovima.
- Izgledna mogućnost ekonomskog poboljšanja kod mostova većih raspona sa dvojnim sprezanjem čine spregnute konstrukcije najekonomičnijim i za raspone preko 150m.
- Spregnute konstrukcije sa pločom kao krovom iznad čelične konstrukcije uz pravilnu odvodnju, izolaciju i dobru antikorozivnu zaštitu nemaju oštečenja ni posle 30 godina eksploatacije, pa je to njihova prednost u odnosu na konstrukciju od betona.
- U većem broju evropskih država primjetan je novi zamah u primjeni spregnutih konstrukcija u mostogradnji uz izraženu inovativnost. Bila mi je želja da u ovom radu ukažem na taj zamah kao animirajući podsticaj za konstruktore mostova sa ovih prostora.
- Čelične spregnute konstrukcije se jednostavnije saniraju, obnavljaju i zamjenjuju.
- Izgradnja spregnute konstrukcije manje remeti prirodni ili urbani ambijent.
- I dalje ostaju otvorena stručna pitanja poboljšanja tehnologije betoniranja kolovoznih ploča, prednaprezanja i optimalizacija debljine i oblika vertikalnih limova i pojaseva.

LITERATURA:

[1] N. Hajdin: Različite mogućnosti sprezanja betona i čelika u mostogradnji, Spregnute konstrukcije, specialno izdanje časopisa Izgradnja, Beograd 1972

[2] N. Hajdin:; Einige Beispiele der Kombination von Stahl und Beton im Brückenbau, Schweizer Architekt und Ingenieur 103 (1985)

[3] F. Nather: Stahlbrücken mit Doppelverbund in Deutschland, Bauingenieur 72 (1997) 131-141 Springer-vdi Verlag 1997

[4] F. Nather: Verbundbrücken–Stand der Technik–Perspektive für Zukunft, Stahlbau '90

[5] R. Saul, W. Zellner: Railway Bridge with double Composite Action Across River Main, IABSE Symposium, Leningrad 1991

[6] R. Saul, W. Zellner: Combined Highway-Railway Bridge with Double Composite Action, IABSE Symposium, Leningrad 1991

[7] F. Kržić: Jeklene konstrukcije, Gradbena fakulteta Ljubljana (1997)

[8] M. Pržulj: Spregnute konstrukcije, univerzitetni učbenik, Građevinska knjiga, Beograd, 1989

[9] M. Pržulj: Savremeni oblici sprezanja čelika i betona u mostogradnji, Građevinar br. 41, Zagreb, 1989

[10] M. Pržulj: Composite Steel and concrete structures Applications in Bridges, 7th International Symposium, Ohrid, oktobar 1997

[11] Structural Engineering International 2/97, 3/97, 3/2007, Zürich, IABSE

[12] Brücken und tunnel der Bundesfernstrassen 2004, Deutscher Bundes Verlag

[13] Z. Šavor, G. Hrelja, N. Mujkanović, Design and Construction of Mirna Viaduct, International conference on Bridges, Dubrovnik 2006

[14] Z. Šavor, G. Hrelja, N. Mujkanović, Most preko kanjona reke Krke kod Skradina, Zlatni sabor HDGK 1953-2003, Zagreb 2003

[15] M. Pržulj, Z. Hadžihasanović, M. Kamenica: Projekt mosta preko Jablaničkog jezera, Građevinar br. 58, 02/2006

[16] International symposium Composite Steel and Concrete Structures, Slovenian Metal Processing Association, Ljubljana, september 2004

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
U-5 15. KONGRES 6-8. 9. 2018. Zlatibor

Meri Cvetkovska[1], *Milivoje Milanović*[2], *Cvetanka Chifliganec* [3]

POŽARNA OTPORNOST ARMIRANOBETONSKIH I SPREGNUTIH KONSTRUKCIJA OD ČELIKA I BETONA

Rezime:

Razumevanje ponašanja i odgovora konstrukcija u požaru je od posebnog značaja za projektovanje konstrukcija za dejstvo požara. Evrokodovi tretiraju požar kao incidentno opterećenje konstrukcija, pa konstruktivni elementi moraju biti dimenzionisani da izdrže požar tokom propisanog vremenskog perioda. Mnogi faktori utiču na požarnu otpornost konstrukcija. Ovaj rad je fokusiran na požarnu otpornost i ponašanje različitih armiranobetonskih i spregnutih konstrukcija od čelika i betona i ramovskih konstrukcija. Kroz nekoliko primera biće prikazan i diskutovan uticaj požara na raspodelu temperature unutar konstruktivnih elemenata, uticaj na momente savijanja i deformacije elemenata i na globalno ponašanje cele konstrukcije.

Ključne reči: požar, prenos toplote, statička analiza, AB konstrukcije, spregnute konstrukcije

FIRE RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE AND STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES

Summary:

Understanding the performance and the response of the structures in fire is of a particular importance for structural fire design. According to Eurocodes, fire is treated as accidental load on structures and structural elements have to be designed to withstand fire during the prescribed period of time. Fire induced temperatures cause reduction of the load-bearing characteristics of the constitutive materials of the structural elements and this effect directly reflects on the reduction of their bearing capacity. Stresses and strains caused by temperature additionally reduce the fire resistance of structures. This research is focused on the fire resistance and the behavior of different types of reinforced concrete and steel-concrete composite elements and frame structures. By several case studies the influence of the fire on temperature distribution within the structural elements, the fire resistance of the whole structure, the bending moments and deformations of elements are presented and discussed.

Key words: fire, heat transfer, stress-strain analysis, RC structures, composite structures

[1]*Prof. PhD, Faculty of Civil Engineering, University "Ss. Cyril and Methodius", Macedonia, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk*
[2] *Assist.prof., PhD, State University in Novi Pazar, Department of Civil Engineering, Srbija, milanovicnp@gmail.com*
[3] *Assist. Msc, Faculty of Civil Engineering, UKIM, Macedonia, c.chifliganec@gf.ukim.edu.mk*

1. INTRODUCTION

Nowadays the regulations in many countries require that the structures have to fulfil not only the basic requirements regarding the structures' bearing capacity, stability and serviceability, but also requirements concerning the fire safety of structures, as: the load bearing resistance of the construction can be assumed for a specified time period of fire exposure; the generation and spread of fire and smoke within the works are limited; the spread of fire to neighbouring construction works is limited; the occupants can leave the works or can be rescued by other means; the safety of rescue teams is taken into consideration [1,2,3].

Generally, fire resistance is ability of a structure, a part of a structure or a member to fulfill its required functions (load bearing function and/or fire separating function) for a specified load level, for a specified fire exposure and for a specified period of time [1]. The behavior of a member, as well as of the entire structure, in case of fire depends on many factors, such as: the fire exposure, i.e. the intensity and duration of the fire action, the position of the elements in relation to the fire compartment, i.e. the fire scenario, the structural system and support conditions, the distribution and intensity of the existing loads, the size and shape of the elements, as well as the temperature dependence of the thermal and mechanical characteristics of the constitutive materials.

In Balkan countries, where lack of technical standards and codes in the field of fire safety of buildings exists, raising awareness for necessity of assessing the fire resistance of structures is especially important. Nowadays, in practice, only single structural elements are analyzed by using simplified calculation methods, while worldwide, the global structural response of buildings in fire conditions is accurately determined with proper use of advanced calculation methods.

The nonlinear numerical analyses of different types of structural elements and frame structures are presented in this paper. The analysis are conducted with the computer programs specialized for structural fire analysis: SAFIR [4] and FIRE [4]. The numerical analysis of structure exposed to fire consists of two steps. The first step involves determining the temperature distribution in the cross section of the fire exposed structural members, referred to as 'thermal analysis'. The second step of the analysis, termed as 'stress-strain analysis', determines the response of the structure due to static and thermal loading.

2. THERMAL AND STRESS-STRAIN ANALYSIS

The time dependent temperature field in the cross section of the elements exposed to fire depends on: intensity of the fire and the time of fire exposure; position of the element with respect to the flames; element geometry; conduction coefficients and the specific heats of the materials; the processes of heat transfer by convection and radiation.

While the nonlinear and transient temperature field is determined, the following assumptions are made:

- A fire is modeled by a single valued gas temperature history;
- Temperature dependent material properties are known (recommended in Eurocodes);
- In most cases two dimensional heat transfer is assumed;

- No contact resistance to heat transmission at the interface between two different materials (usually steel and concrete) occurred;
- The easier heat penetration, while cracks appeared, or some parts of the cross section crushed, is neglected.

The stress-strain analysis of structures exposed to fire have to take under consideration the following aspects:

- changes in the mechanical properties of the materials due to temperature changes,
- the degradation of the elements cross-sections due to the occurrence of cracks and crushing of concrete,
- increased effects of creep and shrinkage of materials,
- restrained thermal dilatations in the longitudinal directions and within the cross-sections.

The solution method is nonlinear direct stiffness procedure coupled with time step integration. Within a given time step an iterative approach is used to find a deformed shape resulting in equilibrium between internal stresses and external loadings. The internal stresses are function of: current deformed shape; current temperature distribution; prior response and thermal history.

In each time step on the basis of defined temperature field, the deformed shape of the structure is defined as function of the intensity of the external loads and internal forces. The calculation goes on until the failure of the whole structure happens.

This research is focused on the fire resistance and the behavior of different types of reinforced concrete and steel-concrete composite elements and frame structures. By several case studies the influence of the fire on temperature distribution within the structural elements, the fire resistance of the whole structure, the bending moments and deformations of elements are presented and discussed.

3. CASE STUDY 1: FIRE RESISTANCE OF RC COLUMNS

The columns as structural elements have an important role in preventing loss of global stability of structures under fire. If these elements do not suffer failure, damages shall be of a local character, which shall enable evacuation and efficient extinguishing of the fire.

The fire resistance of centrically loaded RC columns depends on: shape and dimensions of the cross section; concrete cover thickness; type of aggregate; steel ratio, intensity of the axial force, as well as the fire scenario [5], but the dominant effects have the shape and dimensions of the cross section and the intensity of the axial force.

The set of columns with height h=3m, with same cross-sectional area of 900cm^2, same percentage of reinforcement of 1% and different column's side ratios: 30x30cm, 25x36cm, 20x45cm and 60x15cm (RC wall) were analyzed. The columns were exposed to ISO834 standard fire from all sides and all over the height. All columns were fixed at the bottom side and pin-ended on the other side and such support conditions were chosen to enable free expansion in longitudinal direction. As a result of the column's height and the dimensions of the cross sections, small slenderness ratios were achieved. In such case the support conditions had a negligible impact on the fire resistance of the columns and were not varied in this study. Siliceous aggregate concrete was used and the compressive strength at ambient temperature

was f_c(20°C)=30MPa. The yield strength of the reinforcing bars at ambient temperature was taken to be f_y(20°C)=400MPa.

In order to define the influence of the load level on the fire resistance of the columns, the intensity of the axial compressive force was varied. The load coefficient α was defined as ratio between the applied axial force and the ultimate axial force of the column at ambient temperature. The load coefficient α was varied between α=0.1 and α=0.4.

Numerically achieved results for the temperature distribution in the cross sections of two types of columns, from the set of analyzed columns, for two characteristic moments, are presented on Figure 1 and Figure 2.

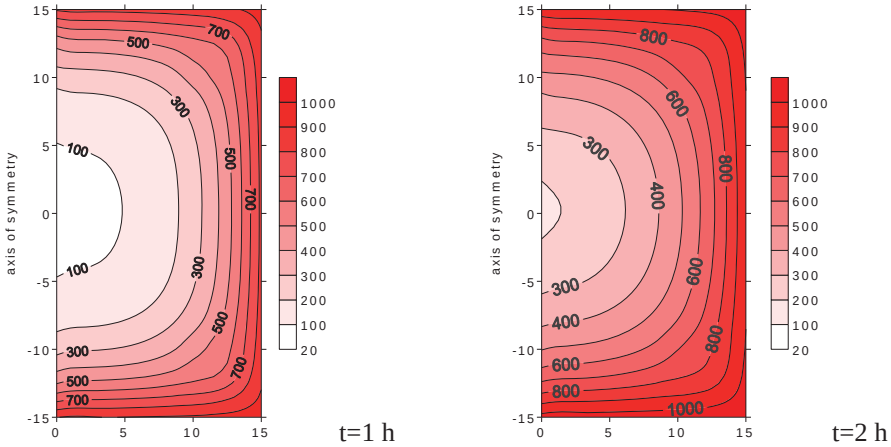


Figure 1- Temperature distribution in the cross section of the column with dimensions 30x30 cm, for two characteristic moments

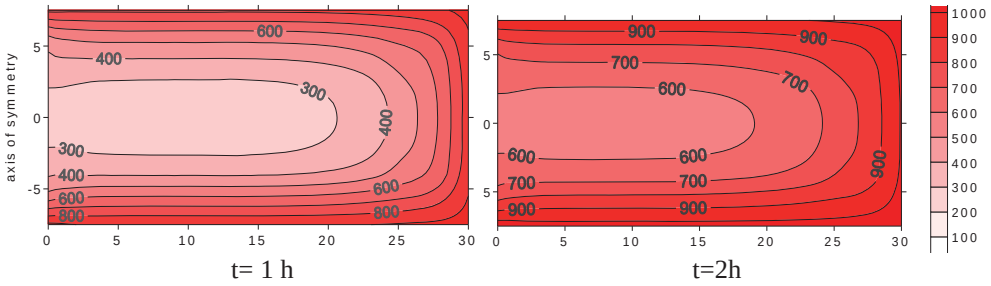


Figure 2- Temperature distribution in the cross section of the column with dimensions 15x60 cm (RC wall), for two characteristic moments

By comparison of the isotherms in the cross sections it could be found out that in case when the ratio between the two sides of the cross section is higher (for example 15x60cm), the temperature penetrates dipper in a shorter time period and the average temperature of the cross section is higher than in case when the ratio is less or equal to one (case of column 30x30cm). This results with higher reduction of material properties and reduction of the bearing capacity of the column. Consequently, the column has lower fire resistance.

As part of the analysis, besides the shape and the dimensions of the cross sections of the fire exposed columns, the intensity of the axial force was varied too. The load coefficient α was involved as ratio between the applied axial force and the ultimate axial force of the column at ambient temperature. The load coefficient α was varied between α=0.1 and α=0.4. This enabled comparison of the fire resistance of the analyzed set of columns with different shapes and sizes, for different load levels.

Numerically achieved results for the stresses in the concrete part of the cross sections of the two types of analyzed columns, for load coefficient α=0.35 and for two characteristic moments, are presented on Figure 3 and Figure 4.

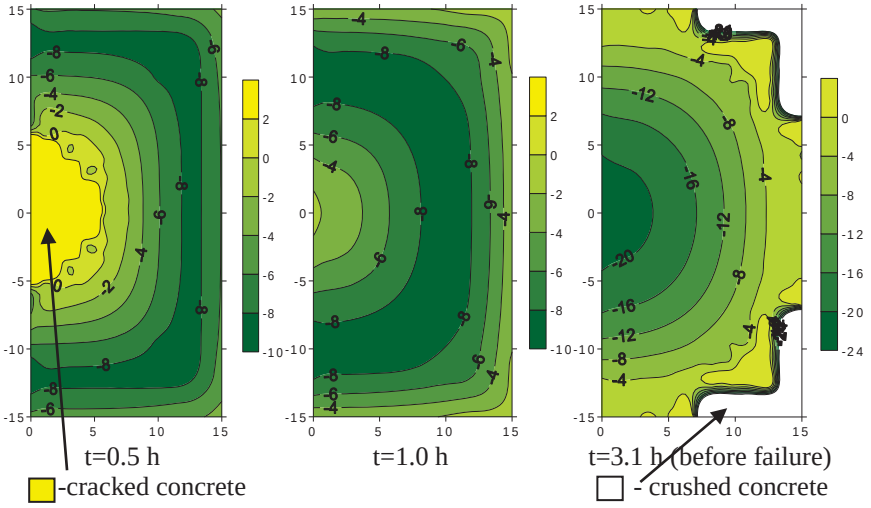


Figure 3- Time redistribution of stresses in the cross section of centrically loaded RC column with dimensions 30x30 cm, exposed to fire from all sides, (load ratio α = 0.25)

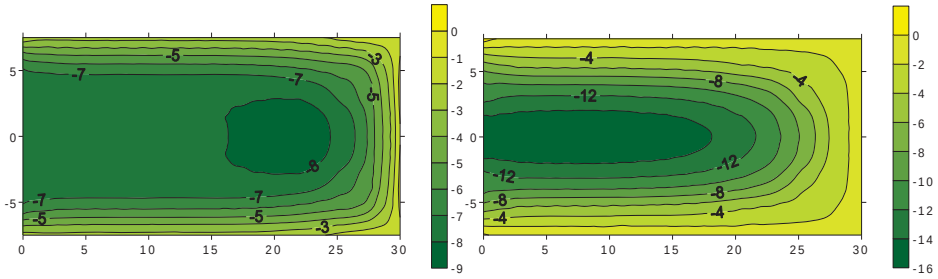


Figure 4 - Time redistribution of stresses in the cross section of centrically loaded RC column with dimensions 15x60 cm (RC wall), exposed to fire from all sides, (α = 0.25)

At first moments of fire expose, because of the high temperature differences between the surface layers and inner layers and because free thermal expansion is not allowed, the concrete core cracks. This effect happens when load coefficient is less than 0.3 and is not so much

expressed when the ratio between the two sids of the cross section is higher. For example, in case of column 15x60cm (Figure 4) this effect doesn't appear for load coefficient higher than 0.2. After a time high temperatures penetrates dipper into the cross section, mechanical properties of steel and concrete are reduced and the effect of the axial force becomes dominant, so cracks are closed.

For the analyzed set of columns, the fire resistance curves as function of the shape of the cross-section and the intensity of the axial compressive force were constructed (Figure 5). These curves indicate that the highest fire resistance achieves the column with lowest ratio between the two sides of the cross section. The reason for that is the lowest average temperature of the column's cross section.

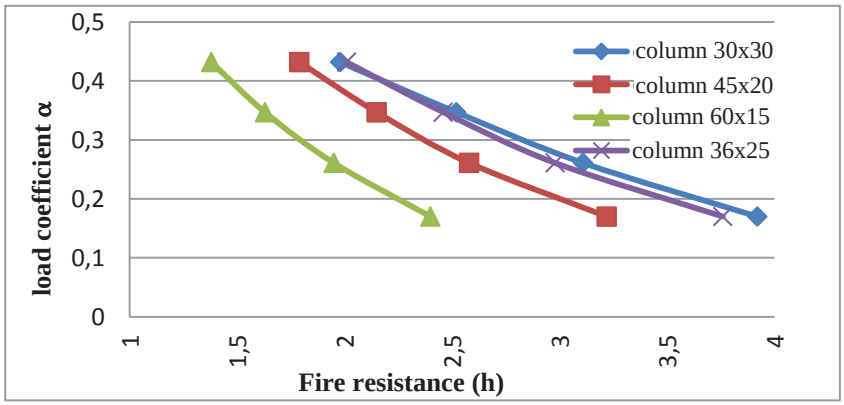


Figure 5 – Fire resistance curves for centrically loaded RC columns exposed to fire from all sides, as function of the shape of the cross section and the load coefficient α

The total axial dilatation of the columns as result of the total thermal elongation and the negative axial dilatation caused by the compressive axial force, for all four RC columns exposed to fire from all four sides and for the load coefficient α=0.35, are presented on Figure 6.

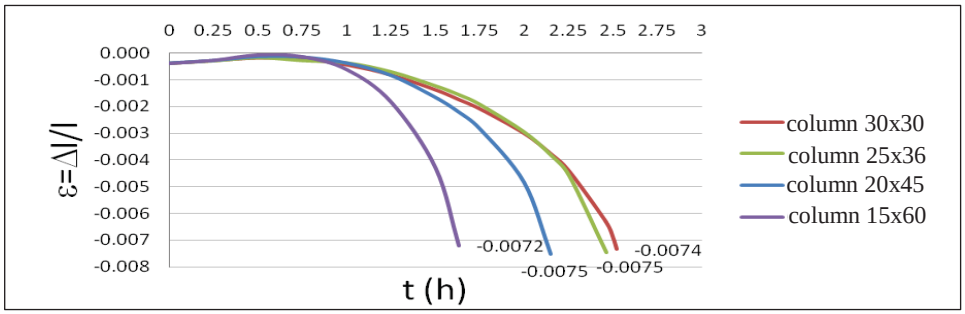


Figure 6 – Axial dilatation of the centrically loaded RC columns exposed to fire from all sides, for load coefficient α=0.35, as function of the shape of the cross section

If we analyze the total axial dilatation of the columns as function of the intensity of the axial force and the time of fire exposure, it can be noticed that for all four shapes of cross sections at the beginning of the heating process the positive dilatations caused by temperature are dominant. The negative dilatations caused by the axial force decrease with tendency to become positive, which is case for load coefficients less than 0.3. After a time the average temperatures of the column's cross sections become higher, the mechanical characteristics of the steel and concrete are reduced, the negative dilatations are dominant again and significantly larger than the positive dilatations caused by temperature. As a result of that, the columns fail in compression. The most sensitive is the cross section with dimensions 15x60 cm (due to a higher average temperature), and the best behavior shows the cross section with dimensions 30x30cm.

4. CASE STUDY 2: FIRE RESISTANCE OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE COLUMNS

Due to the thermal mass of concrete, steel-concrete composite columns have higher fire resistance than steel columns and it looks like the composite columns were developed to improve the fire resistance of steel columns. In practice, the most often used composite columns are: fully encased steel sections FES; partially encased steel sections PES and concrete filled tubular sections CFS. The concrete covers the steel section and protects it from intensive heating, i.e. acts like insulation to the steel section. In case of partially encased steel sections, the flanges of the steel section are directly exposed to fire and the effect of concrete as a "heat shield" is less. In case of concrete filled tubular sections the steel section is direct exposed to high temperatures while the concrete core remains cold and behaves as 'heat sink'. In such case stresses are redistributed to the relatively cool concrete core and the fire resistance is much higher than in case of steel columns without concrete core.

The load-bearing capacity of the column cross section can be determined from the interaction curve "bending moment-axial force". At elevated temperatures the stress-strain characteristics of concrete and steel become non-linear and deteriorate rapidly [3]. This effect directly reflects on the reduction of the axial force and the bending moment that could be accepted by the column cross section, respectively the interaction curve of the column cross section is reduced.

Four different types of columns were analyzed in this paper [6,7], three of which were steel concrete composite columns with different cross sections (fully encased steel sections FES, partially encased steel sections PES and concrete filled tubular sections CFS), while the fourth one was a reinforced concrete column which had been taken for comparison, so as to draw the necessary conclusions for the advantage of the steel concrete composite columns over the reinforced concrete columns of the same size and the same initial loads.

The criterion for dimensioning the columns was the design value of the plastic resistance to axial compression and for all four cross sections the value is close to 5500 KN. From the aspect of the heat transfer and the temperature distribution in the cross section of the columns, the dimensions of the three types of composite sections are almost the same, and only the RC cross section has bigger dimensions.

The “bending moment-axial force" interaction curves for all four types of columns were constructed as function of the time period of standard fire exposure ISO 834 and conclusions about the fire resistance of the columns were drawn. For this purpose the computer program SAFIR [10] was used. Thermal and mechanical properties of steel, concrete and reinforcement were adopted according to the recommendations given in Eurocode 4, part 1-2 [3].

The cross sections of all four composite columns are presented in Figure 7. Cross section temperature fields and average temperatures are presented in Figure 8.

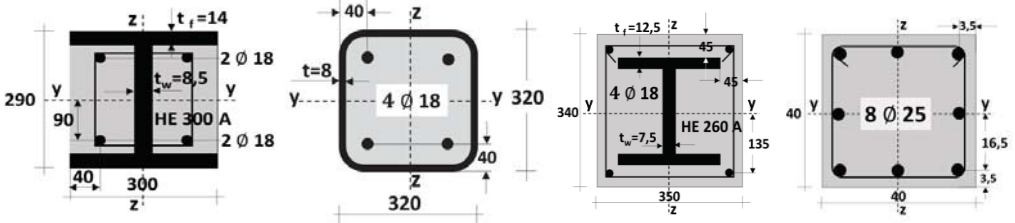


Figure 7 - Cross section geometry of the columns: PES – partially encased steel profile; CFS – concrete field hollow section; TES – totally encased steel section and RC section

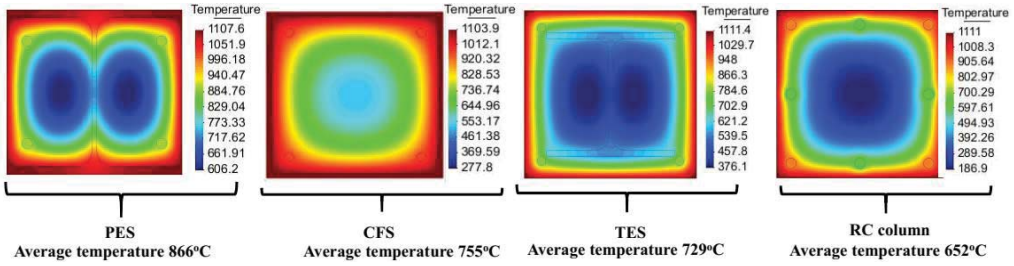


Figure 8 – Temperature distribution and average temperatures of the cross sections: PES, CFS, TES and RC column, at moment t=180 min

The “bending moment-axial force" interaction curves for all four types of columns were constructed as function of the time period of standard fire exposure according to the simplified procedure recommended in EN 1994-1-2. In Figure 9 temperature dependent interaction curves only for the strong axis are presented. In case of fire, highest fire resistance has the totally encased section while the partly encased section and the concrete filled hollow section have lower fire resistance. The steel profiles significantly increase the initial bearing capacity of the partly encased sections and the concrete filled hollow sections, but, because of the peripheral position of the steel it is heated to high temperatures in relatively short time period and the reduction of the mechanical properties of steel is caused, which results in lower fire resistance. The steel profile of the totally encased section is in the interior of the section and it is protected by the concrete that has a low thermal conductivity, which provides the steel to stay cold for a longer period of time and keep its mechanical properties which provides higher fire resistance. Additional disadvantage of the partly encased section is the proportional participation of the steel section which is higher than the one in the concrete hollow section; therefore, the partly encased section has higher ultimate strength for service conditions.

The changes in average temperatures of the cross sections are crucial for the analysis. For a defined heating period, the design values of the plastic resistances of the composite sections to compressive normal force $N_{pl,Rd,T}$ are presented as a percentage of the design values of the plastic resistances to compressive normal force $N_{pl,Rd,20^{o}C}$ at room temperature, Figure 10.

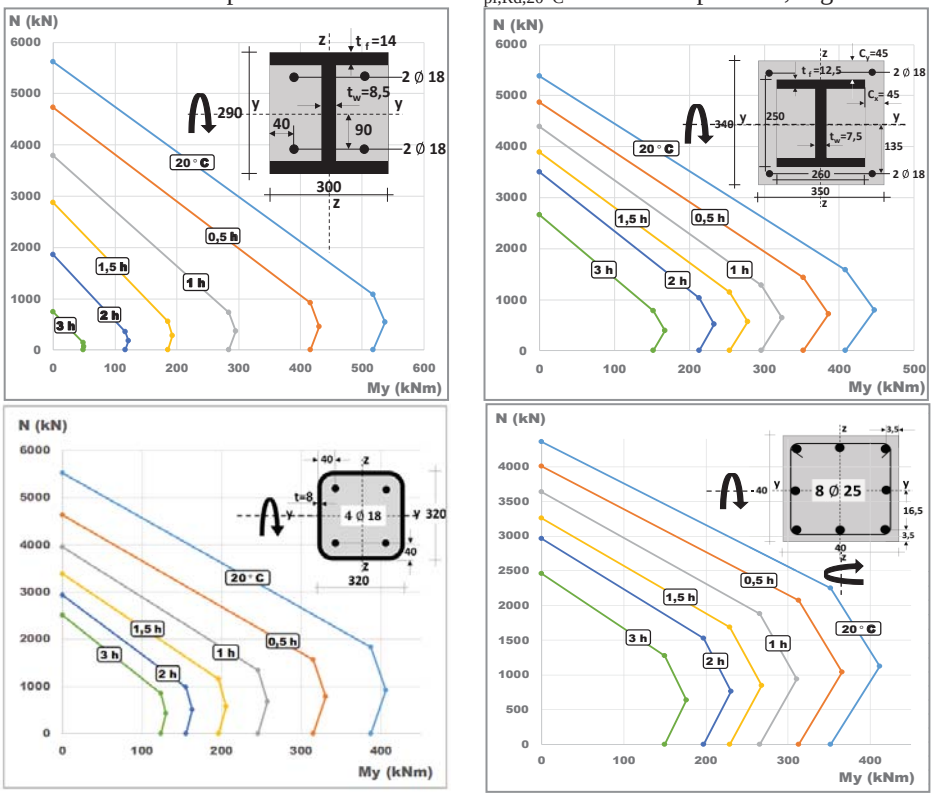


Figure 9 – M-N Interaction curves of composite cross sections, for bending moments about the strong axis, at different moments of fire exposure

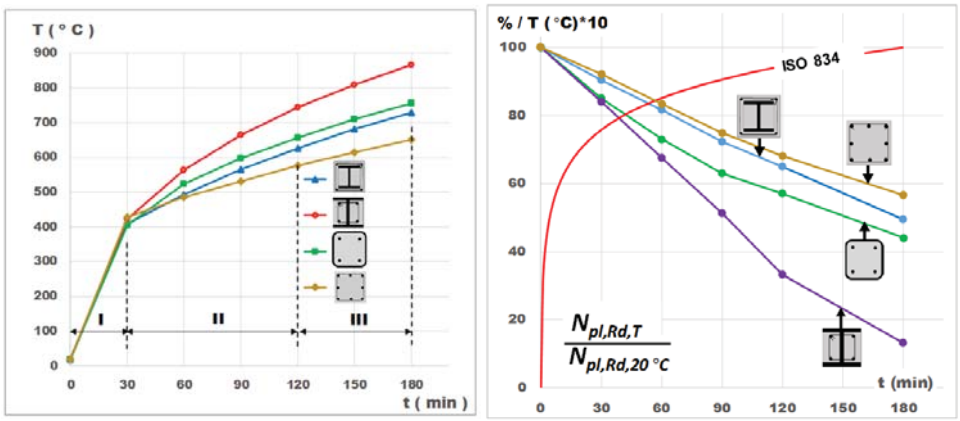


Figure 10 – Average temperature and axial force bearing capacity of the columns for different moments of fire action

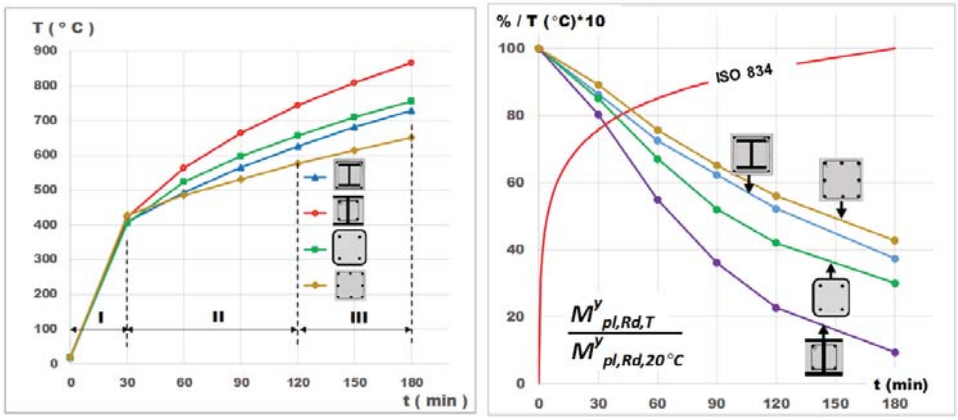


Figure 11 – Average temperature and bending moment bearing capacity about the strong axis for different moments of fire action

The diagrams in Figure 11 present the design values of the plastic resistance moments, about the strong axis of the different types of composite cross sections, $M_{pl,Rd,T}$ as a percentage of the design values of the plastic resistance moments $M_{pl,Rd,\,20oC}$ at room temperature.

The rise of temperature in the composite column cross sections, as a result of fire action, decreases the bearing capacity of the cross sections for axial compression force and biaxial bending. The drop in the bearing capacity depends on the type of the cross section, the heating time, fire scenario etc.

The biggest loss of the M – N bearing capacity is in the cross sections where the steel profile (element) is directly exposed to heating, as for PES-partially encased sections. In sections, where the steel element (profile) is protected with a concrete lining (TES section) there is a minimal drop in the M–N bearing capacity. Concrete, which is characterized by low

thermal conductivity, prevents rapid penetration of the temperature into the steel element and the reinforcement and provides better behavior of the column. From the same reason the reinforced concrete column has highest fire resistance and lowest reduction of the bearing capacity.

The average temperature diagrams for the analyzed types of composite column cross sections, given in Figure 10a, show very clearly the penetration of the temperature into the cross section for specific heating intervals. The shape of the curves is very similar to the diagrams presenting the loss of bearing capacity of the cross sections for axial compressive force (Figure 10b) and the loss of bearing capacity on the bending moments (Figure 11).

5. CASE STUDY 3: FIRE RESISTANCE OF RC FRAME STRUCTURE

This research was focused on the fire resistance and the behavior of fire exposed reinforced concrete frame structure [8]. In general, fire location is hard to be predicted and therefore the determination of the worst fire scenario, which has to be considered in the structural fire design, is very challenging. Different fire scenarios mean different locations of the fire, aiming to create worst but still realistic fire conditions. For this research the fire compartment was assumed to be one or two spans of same floor, or the whole floor.

For the purpose of this research twelve different fire scenarios were considered and the heating regime was defined with the standard temperature-time curve ISO-834. All fire scenarios were analyzed for two different load ratios ($q/q_u \approx 0.6$ and $q/q_u \approx 0.8$). The internal forces, displacements and failure modes were defined and comparison of results was made.

The three-bay three-storey RC frame, analyzed in this paper, is shown in Figure 12. The structure is made of concrete with siliceous aggregate, with a compressive strength f_c=30 MPa and reinforcing bars with a yield strength f_y=400 MPa. The RC structure is designed for load combination that includes seismic action, according to the national standards. The cross sections of all beams are 0.35x0.45 m^2 and the column sections are 0.40x0.40 m^2. The concrete cover thickness of all cross-sections is a=2 cm. Uniformly distributed load of 50 kN/m (for $q/q_u \approx 0.6$) and 67 kN/m (for $q/q_u \approx 0.8$), including self weight, is applied. Geometry, support conditions, reinforcement details and numeration of: bays, beams, columns and joints, are shown in Fig. 12.

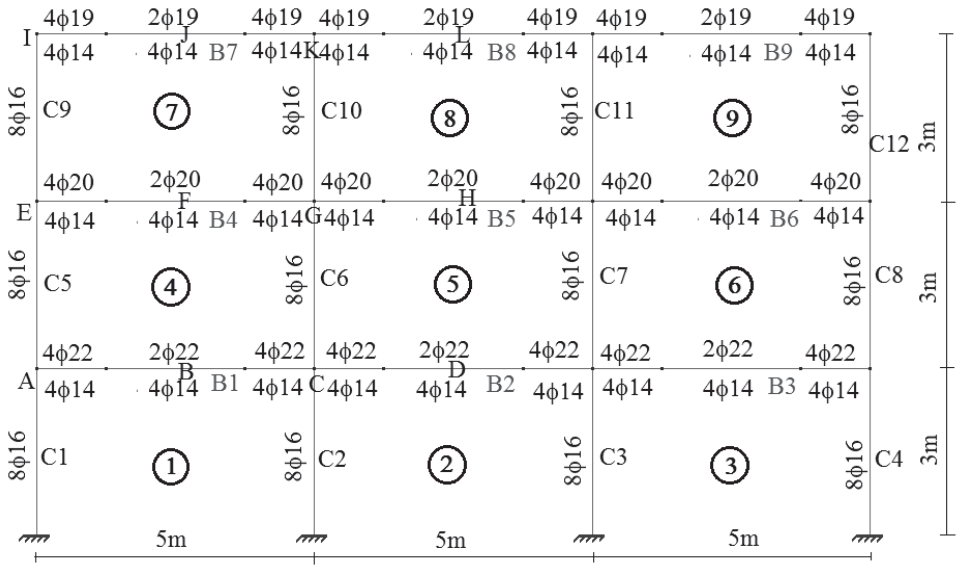


Figure 12 - Frame geometry, support conditions, reinforcement, numeration of: beams, columns, joints and bays

The material models for concrete and steel are the constitutive models given in Eurocode 1992-1-2 and Eurocode 1993-1-2, respectively. The 2D numerical analyses were conducted for temperature raise according to Standard fire curve ISO-834. Top compartment beams were assumed to be fire exposed on three sides (bottom, left and right side) and the bottom compartment beams were assumed to be fire exposed only on the top side. Outer compartment columns were heated only on one side and middle compartment columns were heated on two sides.

The fire resistance for each analyzed fire scenario was calculated for two different load ratios and the results are presented in Table 1. In programme SAFIR there is no deflection criterion for defining the failure point, therefore the calculation goes on until the failure of the whole structure happens.

Table 1- Fire scenarios and corresponding fire resistances of the frame

Fire scenario	Spans involved in fire scenario	Fire resistance for q/q_u=0.6	Fire resistance for q/q_u=0.8
I	1, 2, 3	215.97 min = 3.60 hours	138.43 min = 2.31 hours
II	4, 5, 6	178.01 min = 2.97 hours	116.4 min = 1.93 hours
III	7, 8, 9	126.92 min = 2.12 hours	75.21 min = 1.25 hours
IV	1, 2	215.92 min = 3.6 hours	138.45 min = 2.31 hours
V	1	215.68 min = 3.59 hours	137.23 min = 2.29 hours

Continuation of Table 1- Fire scenarios and corresponding fire resistances of the frame

VI	2	No failure before 5 hours	200.08 min = 3.33 hours
VII	4, 5	177.27 min = 2.95 hours	116.22 min = 1.94 hours
VIII	4	179.29 min = 2.99 hours	116.97 min = 1.95 hours
IX	5	249.24 min = 4.15 hours	151.20 min = 2.52 hours
X	7, 8	127.84 min = 2.13 hours	75.97 min = 1.27 hours
XI	7	125.87 min = 2.10 hour	75.10 min = 1.25 hours
XII	8	149.49 min = 2.49 hours	92.86 min = 1.55 hours

As expected, the frame with higher value for the load ratio reaches lower fire resistance. The higher the position of the fire compartment is the lower the fire resistance of the frame is. All fire scenarios involving some or all spans of the top floor result with lower fire resistance in comparison to the corresponding fire scenario at the lower storeys.

There is a negligible difference in the fire resistance of the frame in the case of a whole floor fire compartment and when the fire compartment involves only the outer span or both, the outer and the central span of the same floor. Exception to this conclusion is the case when the fire compartment comprises only the middle span of the floor. The fire resistance in this case is significantly higher than in case of other possible fire scenarios for the same floor, for reasons being explained in the sections below.

During the first minutes of the fire action, large thermal expansions of the fire exposed beams occur. Depending on the fire scenario these thermal elongations are more or less restrained by the adjacent bays.

In the top beams of the fire compartment, in the heated parts of the cross-sections, these restraints result in high compressive forces that act as prestressing forces. The compressive axial force reduces the positive mid-span bending moment and delays the moment when yielding of reinforcement will occur, so it has a positive effect on the fire resistance of the frame [8]. When fire occurs only in the outer span of a floor, free outward expansion is allowed and the induced axial force is smaller and has a bit smaller effect. After the initial rapid increase of the compressive axial force, later in the ongoing fire process, the top beams experience reduction of compression due to heat penetration deeper in the cross sections, thus resulting in lower temperature differences but higher thermal elongations in comparison to the bottom beams (beams B7 and B8 in fire scenario X – Fig. 13). Exceptions are the top beams in the cases when the fire compartments comprise only the middle span of a floor. In such cases the compression force increases in time (example, beam B8 in fire scenario XII - Fig. 13). This is the main reason why in the cases of fire scenarios with fire in the middle span of the floor only (fire scenarios VI, IX and XII) the fire resistances are much higher compared to the cases when the fire is located in the outer span or spread through the whole floor. In all possible fire scenarios of a particular floor there are no significant differences in the evolution of the axial forces in the fire exposed top beams (either outer span or middle span beams).

In the bottom beams of the fire compartments, the initial tensile forces, developed as a result of the mechanical loading, fast convert into compressive axial forces. Because these

beams are only heated from the top side and the main part of the cross-section is cold, small thermal elongations occur. Later in the ongoing fire process, the bigger the restraints of the cold and stiff adjacent frame elements are, the bigger the induced compressive axial forces are i.e. for the bottom beams of the fire compartments there is a difference in the evolution of axial forces in the outer and the middle span beams (beams B4 and B5 in fire scenario X - Fig. 13).

All columns experience minor changes of axial forces due to the fire exposure.

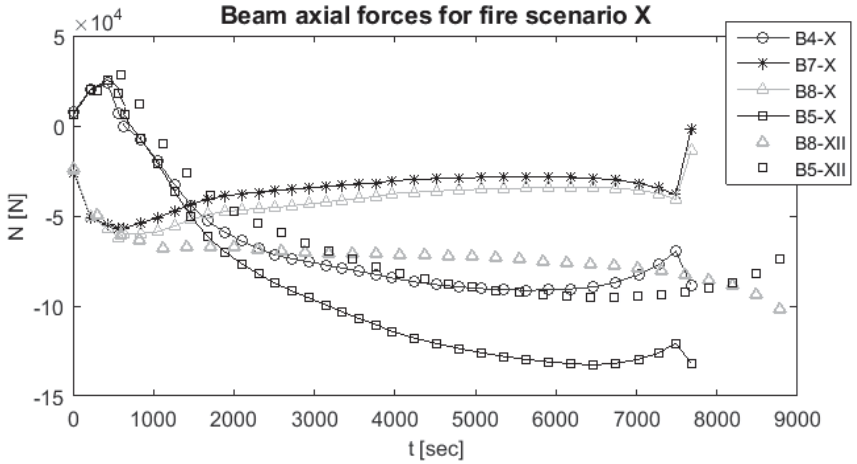


Figure 13 - Time dependent axial forces in beams in fire scenario X and XII

All top beams of a fire compartment (fire exposed on the bottom and on both sides) tend to lift up during the first minutes of the fire exposure because of the high temperature differences in the cross-sections and the pressure in the lower heated parts of the beam cross sections. The negative bending moments at the ends of these beams decrease and the positive mid-span bending moments tend to become negative i.e. redistribution of moments occurs [8]. The time when major redistribution occurs depends on the fire scenario and the dimensions of the cross sections. Later, the temperature penetrates deeper in the cross sections, the temperature differences between the bottom and the top sides become smaller and the bending moment diagrams tend to return to the shape as for the moment t=0 sec, but never reach the initial shapes (Figure 14).

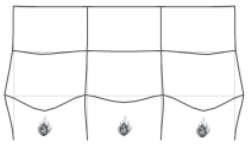
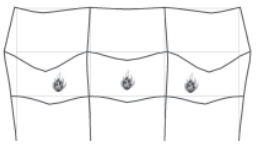
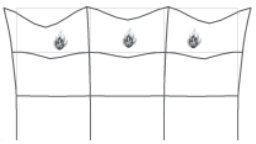
The lateral displacements at the top levels of the fire compartments and the deflections of characteristic beams at the moment of failure, for some of the analysed fire scenarios, are presented in Table 2.

a) b)

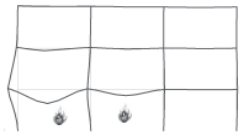
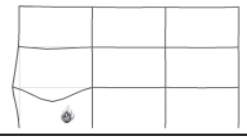
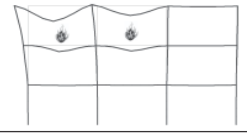
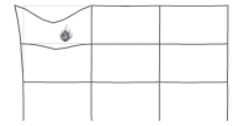
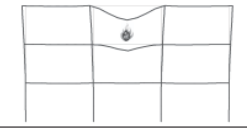
Figure 14 - Bending moment diagrams for different time of the fire analysis, in fire scenario III a) t=24 sec b) t=126.92 min

As expected, the comparison of the lateral displacements at the top levels of the fire compartments in fire scenarios I, II and III, which represent whole floor fire compartments, lead to conclusion that the higher the floor is the bigger the lateral displacements are. When the fire compartment involves the outer and the middle span, the lateral displacement has its largest value and almost always the outer beam deflection has its smallest value. When the fire compartment involves the outer span only, the lateral displacement has its smallest value and almost always the outer beam deflection has its highest value. Where the fire compartment comprises only the middle span of a particular floor, the lateral displacements at the level of the top beams are smallest because of the cold and stiff outer spans of the frame.

Table 2 - Deformations and displacements in characteristic joints of the frame

Fire scenario	Deformation at the moment of failure	Horizontal displacement of joints	Vertical displacement of joints
I		Δx_A=-5.98 cm	Δy_B = -10.37 cm Δy_D = -4.65 cm
II		Δx_E= -8 cm	Δy_F = -13.04 cm Δy_B = -5.47 cm Δy_H = -5.45 cm Δy_D = -4.09 cm
III		Δx_I= -8.58 cm	Δy_J = -13.01 cm Δy_F = -4.41 cm Δy_L = -7.85 cm Δy_H = -3.82 cm

Continuation of Table 2 - Deformations and displacements in characteristic joints of the frame

IV		Δx_A= -6.72 cm	Δy_B = -10.15 cm Δy_D = -4.39 cm
V		Δx_A=-4.44 cm	Δy_B=-10.62 cm
X		Δx_I=-9.86 cm	Δy_J=-11.51 cm Δy_F=-4.61 cm Δy_L=-7.11 cm Δy_H=-4.09 cm
XI		Δx_I=-6.20 cm	Δy_J=-13.60 cm Δy_F=-4.31 cm
XII		Δx_I=-2.5 cm	Δy_L=-11.13 cm Δy_H=-4.89 cm

6. CASE STUDY 4: FIRE RESISTANCE OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE FRAME STRUCTURES

Two frames with different support conditions (horizontally restrained and non-restrained) with three types of beam cross-sections are analyzed in this case study: steel profile coupled with RC slab, partially encased steel section coupled with RC slab and, in practice the most common case, previous two types of beams with ceiling construction made of 30 mm thick plasterboard.

The analyzed two storey two span frame structures are shown in Figures 15 [9]. The fire scenario involves the both spans of the ground floor. The different types of cross sections of the steel-concrete composite beams are given in Figures 16 and 17.

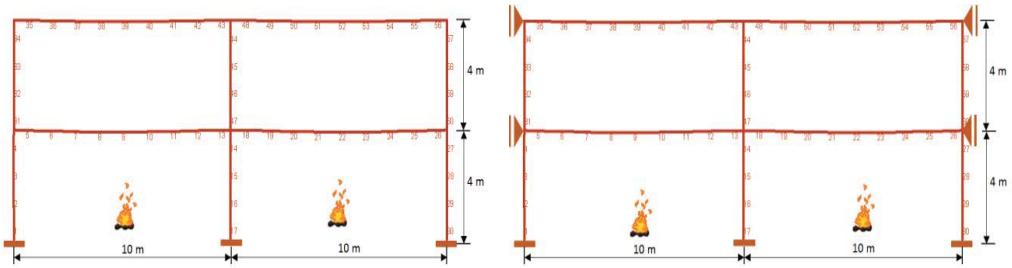


Figure 15 – Geometry and fire scenario for the horizontally non-restrained and restrained frame structure

The cross sections in the middle of the span are presented in Figures 16b and 16d and at the supports in Figures 16a and 16c. All columns are with same cross section - partially encased profile HE 360 A, without additional reinforcement. The ceiling construction (in Figure 17) consists of a plasterboard with a thickness of 30 mm. The frames are exposed to ISO 834 standard fire. The material characteristics are according to EC3 and EC4.

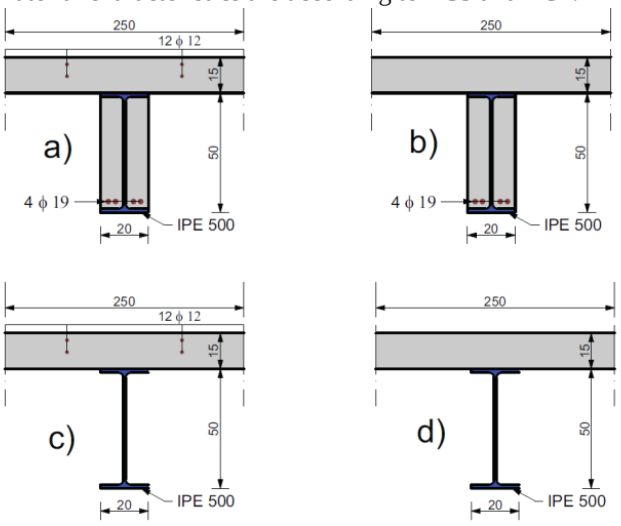


Figure 16 - Beam cross sections: partially encased steel profile and free steel profile

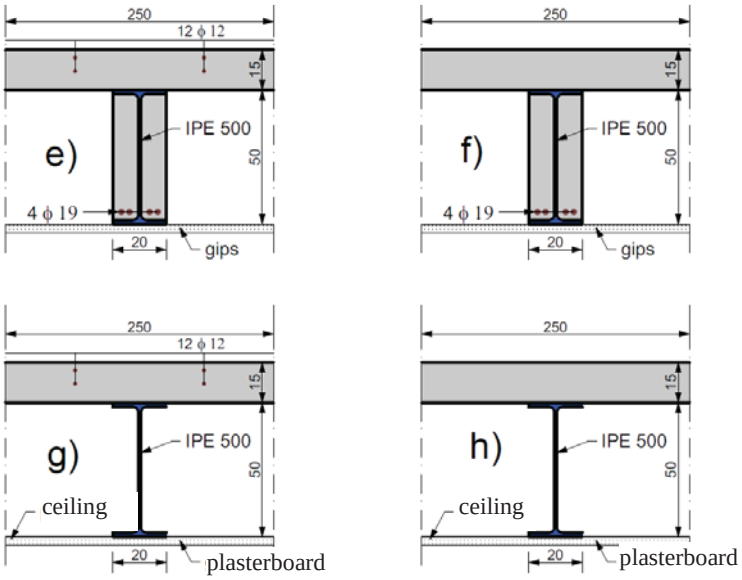


Figure 17 - Beam cross sections: partially encased steel profile and free steel profile with ceiling construction

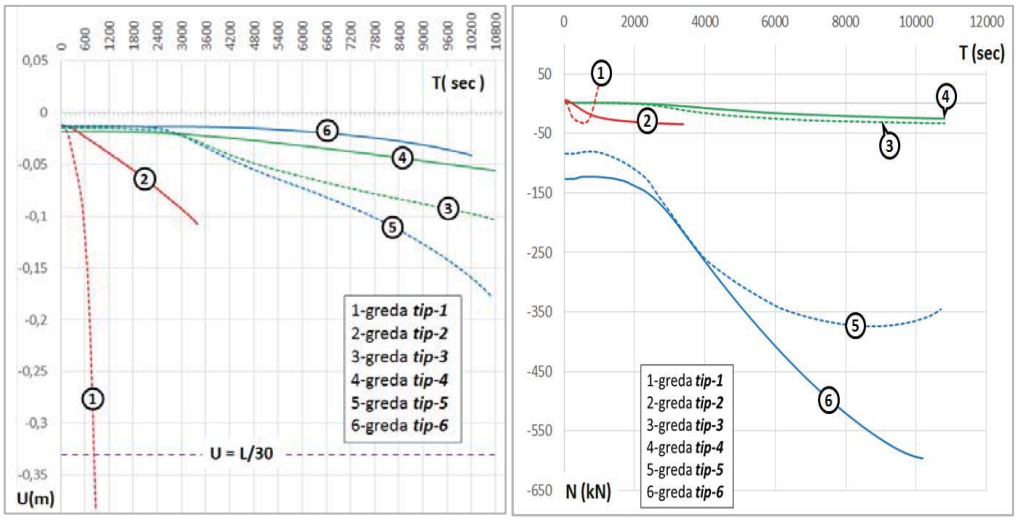
Frames with the following types of cross-sections were considered:

- unprotected steel profile in a horizontally unrestrained frame - 1
- partially encased steel section PES in a horizontally unrestrained frame-2
- steel profile with plasterboard ceiling in a horizontally unrestrained frame -3
- PES with plasterboard ceiling in horizontally unrestrained frame - 4
- steel profile with plasterboard ceiling in a horizontally restrained frame - 5
- PES with plasterboard ceiling in a horizontally restrained frame - 6

The loss of load bearing capacity of the elements or exceeding the deflection criterion were adopted as basic criterion for failure of the element or the frame structure as a whole. The max. deflection in case of fire was limited to L / 30.

Deflections of certain types of fire exposed composite beams above the ground floor are presented in Figure 18a. Only the beam with an unprotected steel profile (type-1) reaches the limit deflection. All other types of beam cross-sections failed due to loss of bearing capacity without reaching the limit value of the deflection. Beam type-2, partially encased steel section, as a result of concrete participation, has a significantly higher bearing capacity and less deformation than beam type-1. All other types of beams (with ceiling construction made of plasterboard as insulation) even after two hours of heating do not collapsed.

Time dependent axial forces in beams with different cross-sections are presented in Figure 18b. In the horizontally restrained frame significant growth of the axial force is noticed and higher fire resistance is achieved.



a) b)

Figure 18- Deflections at the middle of the spans and axial forces in beams with different types of cross sections

7. CONCLUSIONS

In the past, the design of structures was made with respect to the: dead loads, imposed loads, wind, snow and in seismic regions the seismic action. Fire as an action on structures was not considered. Nowadays, fire as an incidental action on structures is increasingly explored. As a consequence of many fire incidents, where parts or whole buildings collapsed, the engineers started to change the logic. Treating fire only through architectural and urban design recommendations and fire protecting elements with isolation materials was not enough. There was a necessity for understanding the behavior of: construction materials, structural elements, assemblies and whole structures, under fire exposure. Nowadays, there are many advanced computer programs, based on the finite element method, that successfully incorporate the lows of thermodynamics, fluid mechanics, statics etc. Parallel to the development of these programs, in order to verify its accuracy, many experimental studies were conducted. There were fire experiments on single element types and on whole structures, especially made for the experimental purposes.

In Balkan countries, where lack of technical standards and codes in the field of fire safety of buildings exists, raising awareness for necessity of assessing the fire resistance of structures is especially important.

REFERENCES

[1] EN 1991-1-2: Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire, 2002.

[2] EN 1992-1-2: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules. Structural fire design, 2004.

[3] EN 1994-1-2: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules. Structural fire design, 2005.

[4] SAFIR-Computer program, University of Liege, Belgium, 2014.

[5] Cvetkovska M. (2002). Nonlinear stress strain behavior of RC elements and RC frames exposed to fire. PhD. Thesis, Ss. Cyril and Methodius – Skopje, R. Macedonia.

[6] M.Milanović, M. Cvetkovska , P. Knežević. Load-bearing capacity of fire exposed composite columns. Journal Građevinar (67) 12/2015

[7] M. Milanovic, M.Cvetkovska. Interaction diagrams axial force-bending moment for fire exposed steel-concrete composite sections, Applications of Structural Fire Engineering, pp. , 2017.

[8] Meri Cvetkovska, Milos Knezevic, Qiang Xu, Cvetanka Chifliganec, Marijana Lazarevska, Ana Trombeva Gavriloska, Fire scenario influence on fire resistance of reinforced concrete frame structure, Procedia Engineering-ELSEVIER, Vol. 211, 2018, pp 28-35

[9] Milivoje Milanović, Meri Cvetkovska, Cvetanka Chifliganec, Petar Knežević. Fire reistance of steel- concrete composite frames as function of types of cross sections. 12th International scientific and professional conference on contemporary theory and practice in construction, pp.91-98, Banja Luka 2016

ДГКС ASES

S1 – S42

SAOPŠTENJA SA NACIONALNOG KONGRESA

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-1
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Marko Marinković[1], *Ratko Salatić*[2]

UTICAJ KARAKTERISTIKA ISPUNE NA PONAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH RAMOVA SA ZIDANOM ISPUNOM

Rezime:

Ponašanje armiranobetonskih konstrukcija (AB) sa zidanom ispunom pri dejstvu zemljotresa je tema mnogih istraživanja već dugi niz godina. Razlog je česta primena ovog tipa konstrukcija u građevinskoj praksi širom sveta, ali i kompleksnost problema ponašanja zidane ispune pri dejstvu zemljotresa. Među mnogim parametrima koji utiču na ponašanja zidane ispune, u ovom radu je uz pomoć numeričkog modela analiziran uticaj odnosa visine i dužine (h/l), kao i čvrstoće na pritisak zidane ispune. Detaljan numerički model je prvo potvrđen koristeći eksperimentalne rezultate, a zatim upotrebljen za dalju numeričku analizu. Rezultati pokazuju značajan uticaj navedenih karakteristika ispune na ponašanje AB ramova sa zidanom ispunom, pogotovo početnu krutost, nosivost i deformabilnost sistema-Zbog toga je veoma važno uzeti u obzir ispunu pri projektovanju AB konstrukcija.

Ključne reči: AB ramovi, zidana ispuna, zemljotresi, opterećenje u ravni, numerički model

INFLUENCE OF INFILL CHARACTERISTICS ON THE BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE MASONRY INFILLED FRAMES

Summary:

Behaviour of reinforced concrete (RC) frames with masonry infill walls under the earthquake loading has been the subject of many studies for a long period. Reason is often use of this type of construction worldwide, as well as complexity of the behaviour of masonry infills under the earthquake load. Among many parameters that influence on the behaviour of infills, in this paper influence of height to length (h/l) ratio and compression strength of masonry, with the use of numerical model, is analysed. Detailed numerical model was first validated against experimental results and afterwards used for further numerical analysis. Results show significant influence of these characteristics on the behaviour of infilled RC frames, especially on the initial stiffness, load and deformation capacity. Due to this, it can be concluded that it is necessary to take into account effect of infill in the design of RC frames.

Key words: RC frames, masonry infill, earthquakes, in-plane loading, numerical model

[1] *Asistent-student doktorskih studija, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd, mmarinkovic@grf.bg.ac.rs*
[2] *Doktor nauka, profesor, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd, salatic@grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

Armiranobetonske (AB) konstrukcije sa zidanom ispunom se vrlo često koriste u građevinskoj praksi [1]. Zidana ispuna ima široku primenu u armiranobetonskim ramovskim konstrukcijama u celom svetu, zbog jednostavnosti izvođenja, zadovoljavajuće termičke i zvučne izolacije, ekonomičnosti rešenja za spojne i unutrašnje zidove, značajne otpornosti na dejstvo požara itd. Analiza AB konstrukcija sa zidanom ispunom na dejstvo zemljotresa se najčešće sprovodi zanemarujući uticaj ispune na konstrukcije, s obzirom da se ispuna uglavnom smatra nekonstruktivnim elementom. Zidana ispuna svojom krutošću utiče na fleksibilni ramovski sistem, značajno menjajući dinamičke karakteristike sistema [2,3]. S obzirom da ramovi imaju malu krutost, a veliku deformabilnost, pri dejstvu zemljotresa dolazi do brzog i naglog aktiviranja ispune, što može dovesti do oštećenja. Ukoliko su zidovi ispune neregularno raspoređeni u osnovi i po visini (što je čest slučaj), torzija konstrukcije može dovesti do dodatnih uticaja na ispunu. Usled toga velika oštećenja zidane ispune, ali i ramovskih konstruktivnih elemenata su zabeležena [4,5] pri dejstvu zemljotresa u Turskoj 1999. godine, Novom Zelandu 2011. godine i Italiji 2009, 2012. i 2016. godine. Zbog toga je veoma važno uzeti u obzir ispunu pri projektovanju AB konstrukcija.

Brojni numerički modeli za analizu AB ramova sa zidanom ispunom su predloženi [6]. Osnovna razlika između predloženih modela je u nivou složenosti modela numeričkog modela i vremena trajanja proračuna. Makro modeli su računski najefikasniji, stoga se koriste za modeliranje konstrukcija, gdje se razmatraju globalne performanse sistema. Ali ukoliko se želi ispitati lokalno ponašanje ramova sa ispunom, koriste se mikro modeli [7,8]. U mikro modeliranju, svaki deo rama sa ispunom se modelira zasebno, što omogućava viši stepen preciznosti modela. Međutim, mikro modeli zahtevaju duže vreme proračuna i kalibraciju brojnih parametara modela.

Ovaj rad predstavlja numerički mikro model razvijen u programu Abaqus [9], koji se može koristiti za modeliranje nelinearnog ponašanja AB ramova sa zidanom ispunom. Koristeći eksperimentalne rezultate [10], numerički model ja validiran a nakon toga korišćen za ispitivanje uticaja geometrijskih karakteristika AB ramova na ponašanje zidane ispune.

2. NUMERIČKI MODEL

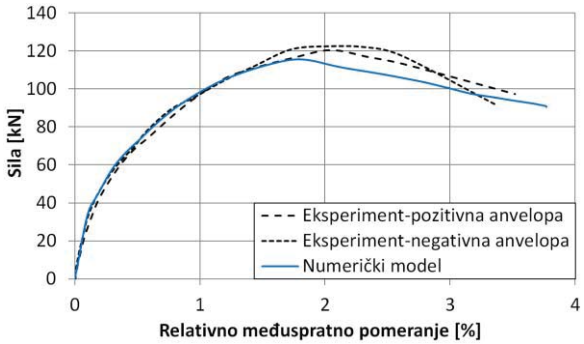
2.1. PRISTUP MODELIRANJU

Trodimenzionalni model konačnih elemenata je razvijen u programu Abaqus [9], gde su C3D8R solid konačni elementi korišćeni za modeliranje rama i ispune a T3D2 linijski konačni elementi za modeliranje aramture. Naime, svaka šipka armature i uzengije je modelirana kao zaseban deo, a nakon toga su linijski elementt armaturne povezani sa okolnim solid konačnim elementima betona. Svaka cigla zidane ispune je modelirana kao zaseban deo i nakon toga su sve cigle spojene definisanjem kontakta između njih i između cigli i rama. Kontakt je definisan korišćenjem *„traction-separation“* modela u programu Abaqus [9]. Materijal za beton i zidanu ispunu je definisan uz pomoć Concrete Damage Plasticity (CDP) modela. Kako bi se materijal pravilno definisao potrebno je zadati parametre plastifikacije, kao i krive za jednoaksijalno

naprezanje u pritisku i zatezanju. Način definisanja potrebnih krivih je detaljno opisan u radu [7].

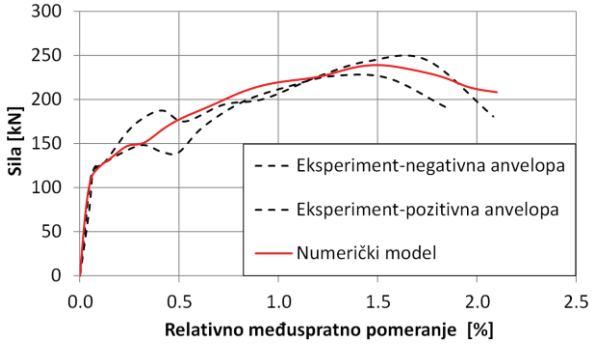
2.2. VALIDIRANJE NUMERIČKOG MODELA

Kako bi se numerički model koristio za dalju analizu bilo je potrebno prvo izvršiti poređenje rezultata dobijenih numeričkim putem sa eksperimentalnim rezultatima. U tu svrhu iskorišćeno je eksperimentalo istraživanje predstavljeno u [10], gde su dati svi podaci vezani za dimenzije modela i materijalne karakteristike. Numerički model je opterećen monotono rastućim pomeranje koje je zadato u nivou gornje grede rama. Slika 1 prikazuje poređenje pozitivne i negativne anvelope eksperimentalne histerezisne krive i numerički dobijene krive sila-pomeranje. Može se uočiti zadovoljavajuće poklapanje rezultata, koje pokazuje da je numerički model sposoban da predstavi ponašanje AB rama pri opterećenju u svojoj ravni.



Slika 1 – Pozitivna i negativna anvelopa eksperimentalne histerezisne krive i numerički dobijena kriva sila-pomeranje za AB ram

Poređenje pozitivne i negativne anvelope eksperimentalne histerezisne krive i numerički dobijene krive sila-pomeranje za AB ram sa zidanom ispunom je prikazano na Slici 2, gde se može videti da numerički model sa zadovoljavajućom tačnošću može da predstavi početnu krutost, maksimalnu nosivost i deformabilnost AB rama sa zidanom ispunom.



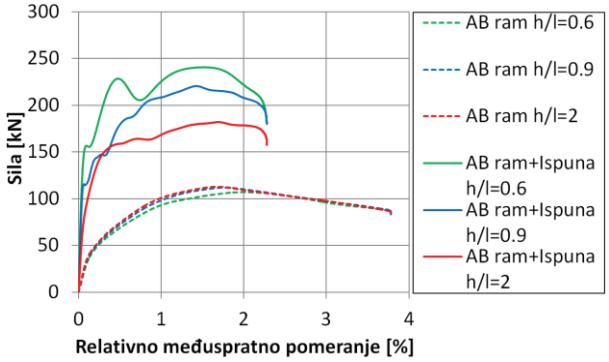
Slika 2 – Pozitivna i negativna anvelopa eksperimentalne histerezisne krive i numerički dobijena kriva sila-pomeranje za AB ram sa zidanom ispunom

3. ANALIZA UTICAJA KARAKTERISTIKA ZIDANE ISPUNE

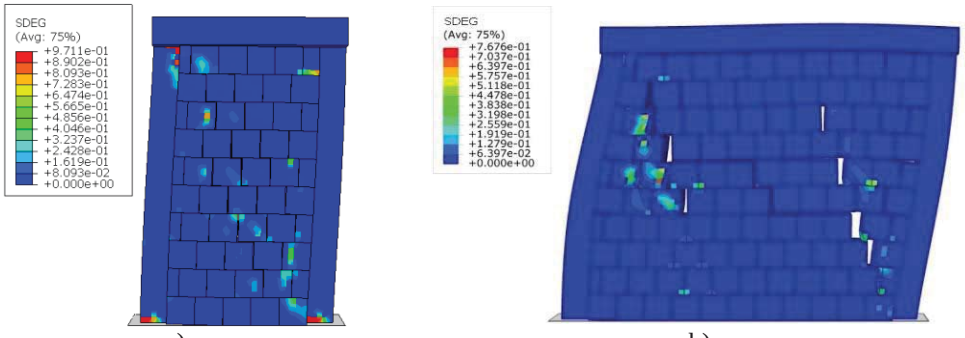
Nakon uspešnog validiranja numeričkog modela, isti je iskorišćen za ispitivanje uticaja karakteristika ispune na ponašanje AB ramova sa zidanom ispunom. Svi modeli su opterećeni monotono rastućim pomeranje koje je zadato u nivou gornje grede rama. Prvo je analiziran uticaj odnosa visine i dužine (h/l), a zatim i uticaj čvrstoće na pritisak zidane ispune.

3.1. ODNOS VISINE I ŠIRINE ZIDANE ISPUNE (H/L)

S obzirom da je eksperimentalno ispitana ispuna imala odnos h/l=0,9, ispitana su još dva modela sa odnosom h/l=2 i h/l=0,6. Navedeni modeli predstavljaju slučaj dugačkog (h/l=0,6) i kratkog zida (h/l=2). Slika 3 prikazuje rezultate analize, koji pokazuju značajno drugačije ponašanje AB ramova sa zidanom ispunom u zavisnosti od odnosa h/l. Sa dijagrama se može uočiti da je uticaj odnosa h/l na ponašanje AB praznog rama beznačajan, dok to nije slučaj sa AB ramovima sa zidanom ispunom. Najveća početnu krutost i maksimalna nosivost se javlja u slučaju dugačkog rama (h/l=0,6). Najkraći ram (h/l=2) ima najmanju početnu krutost i maksimalnu nosivost.



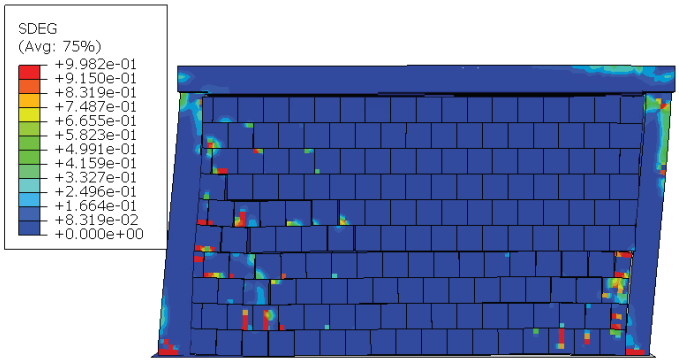
Slika 3 – Dijagram sila-pomeranje za različite odnose h/l zidane ispune



a) b)

Slika 4 – Deformisani oblika i oštećenje AB rama sa zidanom ispunom, u trenutku maksimalne nosivosti za a) h/l=2 i b) h/l=0,9

Razlog za promenu ponašanja jeste promena tipa loma zidane ispune. Naime, kratak zid ispune (h/l=2) i zidana ispuna skoro kvadratnog oblika (h/l=0,9) imaju isti tip loma, po dijagonali ispune (Slika 4). Dok se lom dugačkog zida (h/l=0,6) ispune manifestuje klizanjem po horizontalnim malterskim spojnicama (Slika 5). Ovaj tip loma izazivan je smicanjem zidane ispune, po sredini visine zida, dok je za kraće zidove prekoračena nosivost na zatezanje ispune po dijagonali.



Slika 5 – Deformisani oblika i oštećenje AB rama sa zidanom ispunom, u trenutku maksimalne nosivosti za h/l=0,6

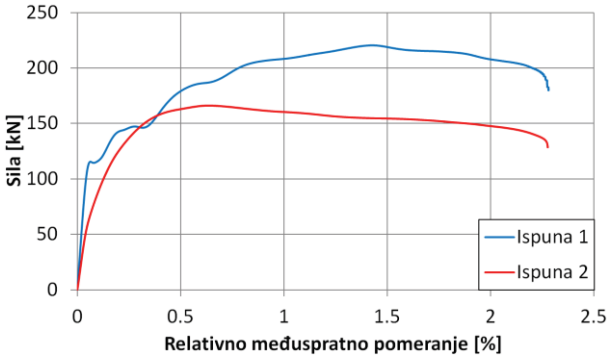
3.2. ČVRSTOĆA NA PRITISAK ZIDANE ISPUNE

S obzirom da je odnos krutosti AB rama i zidane ispune bitan parametar koji utiče na ponašanje sistema, ispitano je ponašanje modela sa ispunom manje čvrstoće na pritisak i krutosti (Ispuna 2). Za nosivost na pritisak je usvojena vrednost od 1 MPa, a modul elastičnosti je određen prema preporukama Evrokoda 6 [11], kao 1000 puta veća vrednost. Nosivosti i moduli elastičnosti zidane ispune eksperimentalno ispitane (Ispuna 1) i numerički modelirane prikazane su u Tabeli 1.

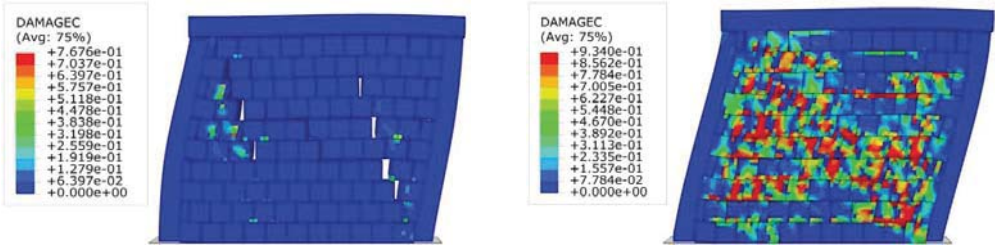
Odgovor sistema sa različitom nosivošću na pritisak zidane ispune, prikazan je na Slici 6. Kao što je i očekivano za slučaj Ispuna 2, zbog manjeg modula elastičnosti, manja je i krutost AB rama sa zidanom ispunom. Takođe i maksimalna nosivost sistema je umanjena. Usled manje krutosti, Ispuna 2 je dostigla veće relativno međuspratno pomeranje pre nego što je došlo do loma ispune. Takođe tip loma ispune se promenio sa loma po malterskim spojnicama (Ispuna 1) u lom po blokovima ispune (Ispuna 2). Do ovoga je došlo zbog smanjenja nosivosti bloka ispune i samim tip kritično mesto za pojavu pukotina nisu više bile malterske spojnice već sam blok.

Tabela 1 – Materijalne karakteristike zidane ispune

Model	***fm [MPa]***	***E [GPa]***
Ispuna 1	***3.1***	***4.87***
Ispuna 2	***1.0***	***1.0***



Slika 6 – Dijagram sila-pomeranje za različitu čvrstoću zidane ispune



a) b)

Slika 7 – Deformisani oblika i oštećenje AB rama sa zidanom ispunom, u trenutku maksimalne nosivosti za a) Ispunu 1 i b) Ispunu 2

4. ZAKLJUČAK

Rad prikazuje analizu ponašanja AB ramova sa zidanom ispunom. Nakon potvrde numeričkog modela, karakteristike zidane ispune su menjane kako bi se ispitao njihov uticaj na ponašanje sistema.

Rezultati pokazuju da karakteristike zidane ispune kao što su odnos visine i dužine kao i čvrstoća na pritisak značajno menjaju ponašanje AB ramova. Iako povećanje dužine rama ne menja ni nosivost ni krutost AB rama, u slučaju AB rama sa zidanom ispunom to nije slučaj. Povećanjem dužine rama/ispune, povećava se i krutost i nosivost sistema, ali i do pojave pukotina u ispuni dolazi ranije. Takođe, povećanje nosivosti na pritisak zidane ispune, a samim tim i modula elastičnosti, povećava se i krutost sistema i maksimalna nosivost. Ovo ponovo dovodi pojave pukotina u uspuni pri manjim relativnim međuspratnim pomeranjima.

Prikazana analiza je pokazala da se uticaj zidane ispune na ponašanje AB ramova pri dejstvu zemljotresa mora uzeti u obzir, zbog njenog uticaja kako na početnu krutost tako i na maksimalnu nosivost ali i deformabilnost sistema. Pored analiziranih parametara, za još detaljniju analizu treba uzeti u obzir ostale mehaničke i fizičke karakteristike AB rama i zidane ispune. I u tom pravcu će biti nastavljeno istraživanje u narednom periodu.

5. ZAHVALNICA

Ovaj rad je podržan od strane Ministarstva prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije kroz projekat TR 36048 – Ispitivanje stanja i metoda unapređenja građevinskih konstrukcija sa aspekta upotrebljivosti, nosivosti, ekonomičnosti i održavanja.

LITERATURA

[1] Fardis, M. N. (2006). Seismic design issues for masonry-infilled RC frames. In Proceedings of the first European conference on earthquake engineering and seismology. Paper (Vol. 313).

[2] Fardis, M. N., & Calvi, M. G. (1994). Effects of infills on the global response of reinforced concrete frames. In Proc., 10th European Conf. on Earthquake Engineering (pp. 2331-2336). Istanbul, Turkey: European Association for Earthquake Engineering (EAEE).

[3] Kappos, A. J., & Ellul, F. (2000, February). Seismic design and performance assessment of masonry infilled RC frames. In Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering, paper (No. 989).

[4] Braga, F., Manfredi, V., Masi, A., Salvatori, A., & Vona, M. (2011). Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake. Bulletin of Earthquake Engineering, 9(1), 307-324.

[5] Dazio, A., Beyer, K., Braune, F., Fritsche, S., & Mittaz, X. (2009). Das Mw= 6.3 Erdbeben von L'Aquila am 6. April 2009. Report of SGEB-Erkundungsmissionvom, 15-18.

[6] Crisafulli, F. J., Carr, A. J., & Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures-a general review. Bulletin-New Zealand Society for Earthquake Engineering, 33(1), 30-47.

[7] Kubalski, T., Butenweg, C., Marinković, M., & Klinkel, S. Investigation of the seismic behaviour of infill masonry using numerical modelling approaches. In Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering, (Santiago Chile), p. 12.

[8] Mandić, R., Salatić, R., Perović, Z., and Marinković, M. (2013). Experiences in the numerical modelling of masonry infilled frames. In Proceedings of the Fourth Serbian Congress on Theoretical and Applied Mechanics, (Vrnjačka Banja, Serbia), p. 6.

[9] Abaqus (2013). User Manual. Version 6.13. Providence, RI, USA: DS SIMULIA Corp.

[10] Butenweg, C., Marinković, M., Kubalski, T., Fehling, E., Pfetzing, T., and Meyer, U. (2017). Innovative Ansätze für die Auslegung von Stahlbetonrahmentragwerken mit Ausfachungen aus Ziegelmauerwerk. Erdbebeningenieurwesen Baudynamik 130–145.

[11] EN 1996-1-1 (2005). Eurocode 6: Design of masonry structures. Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures (EN 1996-1). CEN, Brussels, Belgium.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-2
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Nikola Rajić[1], *Đorđe Lađinović*[2]

PROCENA PONAŠANJA OKVIRNIH AB ZGRADA PROJEKTOVANIH PREMA EN1998 I NACIONALNIM PROPISIMA

Rezime

U EN1998 [1] propisana su pravila za proračun seizmički otpornih konstrukcija. Za razliku od nacionalnih propisa iz 1981 [2] i 1986 [3]. EN1998 proračunski uvodi koncept jaki stubovi – slabe grede favorizujući pojavu plastičnih zglobova na krajevima greda pre nego na krajevima stubova. U radu je data uporedna analiza ponašanja petospratne AB konstrukcije projektovanih prema EN1998 i nacionalnim propisima. Prema EN1998 konstrukcija je dimenzionisana za 4 različita nivoa seizmičkog dejstva i dve klase duktilnsti, DCM i DCH. Prema nacionalnim propisima konstrukcija je dimenzionisana za VII i VIII seizmičku zonu. Procena ponašanja izvršena je nelinearnom statičkom analizom prema EN1998-3 u cilju da se uporedi ponašanje na globalnom i lokalnom nivou.

Ključne reči: procena ponašanja, EN1998, nacionalni propisi, okvirna konstrukcija

PERFORMANCE ASSESSMENT OF FRAME RC BUILDINGS DESIGNED TO EC8 AND NATIONAL REGULATIONS

Summary:

EN1998 [1] sets out the rules for the calculation of seismically resistant structures. Unlike the 1981 [2] and 1986 [3] national regulations. EN1998 introduces the concept of strong column – weak beams through design procedure favouring the appearance of plastic joints at the ends of the beam rather than at the ends of the columns. In this paper a comparative analysis of the performance of the five-storey RC structure designed according to EN1998 and the national regulations is given. According to EN1998, the structure is designed for 4 different levels of seismic action and two classes of ductility, DCM and DCH. According to national regulations, the structure is designed for VII and VIII seismic zones. The behaviour assessment was performed by nonlinear static analysis according to EN1998-3 in order to compare performance on both global and local level.

Key words: performance assessment, EC1998, national regulations, frame structure

[1]*Ass., master inž. građ., Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Trg Dositeja Obradovića 6 Novi Sad, rajic.nikola@uns.ac.rs*
[2]*Prof. dr, dipl. inž. građ., Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Trg Dositeja Obradovića 6 Novi Sad, ladjin@uns.ac.rs*

1. UVOD

U Evrokodu 8, u delu 1 [1], data su opšta pravila, definicija seizmičkih dejstava i pravila za zgrade. Graničnim stanjima nosivosti se dokazuju nosivost i kapacitet disipacije energije konstrukcije, a graničnim stanjima upotrebljivosti se obezbeđuje adekvatan nivo pouzdanosti u odnosu na neprihvatljiva oštećenja. Za granično stanje nosivosti potrebno je obezbediti nosivost i kapacitet disipacije energije noseće konstrukcije, a za granično stanje upotrebljivosti obezbeđuje se adekvatan nivo pouzdanosti u odnosu na neprihvatljiva oštećenja.

Posebna pravila za konsturisanje armiranobetonskih (AB) zgrada, za razliku od nacionalnih propisa, data su u takvom obliku da u značajnoj meri kvantifikuju zahteve koji se postavljaju pred projektanta konstrukcije. Ključna razlika u odnosu na nacionalnu regulativu je proračunski tretman zahteva "jaki stubovi – slabe grede" kod okvirnih nosećih sistema. U nacionalnim propisi [2, 3] takođe je prepoznat značaj formiranja plastičnih zglobova na krajevima greda (povoljnim mestima) pre nego na krajevima stubova, kao i potreba obezbeđenja dovoljne duktilnosti elemenata u zonama eventualnih plastičnih zglobova, ali nije propisan proračunski tretman ovog koncepta. Cilj ovog rada je da se uporedi ponašanje okvirnih AB zgrada projektovanih prema nacionalnim i evropskim propisima za seizmički otporne konstrukcije, kako bi se procenio značaj proračunskog tretmana koncepta "jaki stubovi – slabe grede", kao i da bi se uvidela eventualna slaba mesta postojećih konstrukcija koje su projektovane prema nacionalnim propisima.

U radu je sprovedena uporedna seizmička analiza AB petospratnih okvirnih konstrukcija, koje su projektovane saglasno evropskim i nacionalnim propisima. Dejstvo zemljotresa za proračun prema evropskim propisima razmatrano je za četiri nivoa seizmičkog dejstva i dve klase duktilnosti, a za proračun prema nacionalnim propisima analiza je sprovedena za dva stepena seizmičnosti. Dato je poređenje potrebnih dimenzija stubova sa komentarima o merodavnim kriterijumima koji se koriste pri usvajanju dimenzija stubova. Zatim je za konstrukcije koje su projektovane prema evropskim i našim nacionalnim propisima, primenom nelinearne analize sprovedena procena njihovog ponašanja za vreme zemljotresa. Procena ponašanja je izvršena na globalnom i lokalnom nivou putem poređenja veličine seizmičkih zahteva i raspoloživog kapaciteta konstrukcija. Procena ponašanja sprovedna je primenom nelinearne statičke ("pushover") analize za seizmičko dejstvo u dva ortagonalna pravca i sa dve raspodele bočnih sila, ravnomernom i linearnom. Zaključci o ponašanju konstrukcija izvedeni su na osnovu dostignute maksimalne smičuće sile u osnovi, raspodele oštećenja, kapaciteta i veličine zahteva za obrtanjem tetive, kao i tipa plastičnog mehanizma koji se formira.

2. NUMERIČKE ANALIZE I DISKUSIJA REZULTATA

Seizmička analiza je sprovedena za petospratnu stambenu AB zgradu sa okvirnom nosećom konstrukcijom. Zgrada je pravougaone osnove sa 3 polja dužine 6.0 m u jednom i 2 polja dužine 6.0 m u drugom pravcu. Međuspratna ploča je puna AB ploča debljine 16 cm, dok su sve grede pravougaonog poprečnog preseka 35/50 cm. Dimenzije stubova se razlikuju po modelima, zavisno od inteziteta seizmičkog dejstva i primenjenih propisa. Svi stubovi su kvadratnog poprečnog preseka i konstantnog poprečnog preseka do trećeg sprata, a zatim je izvršena redukcija njihovog poprečnog preseka. Temeljna konstrukcija nije posebno mode-

lirana, već su usvojena nepokretna uklještenja u dnu stubova. Korišćen je beton klase C35/45 za proračunske modele prema evropskim propisima (u daljem tekstu EC) i beton MB40 za modele konstrukcija projektovanih prema nacionalnim propisima (u daljem tekstu NP).

Od dejstava analizirana su sopstvena težina i dodatno stalno opterećenje intenziteta 1.5 kN/m^2, korisno opterećenje intenziteta 2.0 kN/m^2 i seizmičko dejstvo.

Analizirani su seizmički odgovori konstrukcija koje su projektovane prema evropskim propisima EN1992 i EN1998 za dve klase duktilnosti (DCM i DCH), pri čemu je preko referentnog ubrzanja tla a_{gR} variran nivo seizmičkog dejstva. Referentno ubrzanje tla je varirano sa sledećim vrednostima 0.08g, 0.14g, 0.20g i 0.26g. Seizmičko dejstvo prema EC analizirano je multimodalnom spektralnom analizom za kategorija tla C. Provera regularnosti objekta po visini i u osnovi pokazala je da su svi kriterijumi za ocenu konstrukcije kao regularne ispunjeni. Faktor ponašanja za srednju klasu duktilnosti i okvirni tip noseće konstrukcije jednak je $q_{\mathrm{DCM}} = 3.9$, a za visoku klasu duktilnosti $q_{\mathrm{DCH}} = 5.85$. Seizmičko dejstvo prema nacionalnim propisima (u daljem tekstu NP) takođe je analizirano primenom multimodalne spektralne analize za II kategoriju tla, a nivo seizmičkog intenziteta analiziran je za VII i VIII seizmičku zonu. U tabeli 1 dat je pregled formiranih modela sa njihovim nazivima.

Tabela 1 – Pregled formiranih modela sa njihovim nazivima

Oznaka modela	a_{gR} / zona seizmičnosti	Klasa duktilnosti
EC-0.08g-DCM	0.08g	DCM
EC-0.08g-DCH	0.08g	DCH
EC-0.14g-DCM	0.14g	DCM
EC-0.14g-DCH	0.14g	DCH
EC-0.20g-DCM	0.20g	DCM
EC-0.20g-DCH	0.20g	DCH
EC-0.26g-DCM	0.26g	DCM
EC-0.26g-DCH	0.26g	DCH
NP-VII	VII	-
NP-VIII	VIII	-

Za proračunski dokaz ispunjenosti zahteva ograničenje oštećenja prema Evrokodu koristi se provera relativnog spratnog pomeranja d_r. Zavisno od vrste nekonstruktivnih elemenata, relativana spratna pomeranja se moraju zadržati u granicama između 0.5 i 1% visine svakog sprata, zavisno od krtosti pregrada. Kod okvirnih konstrukcija ovi uslovi mogu da imaju bitan uticaj na dimenzije stubova. Ovi zahtevi su bitno drugačiji od zahteva u našim nacionalnim propisima, gde se za razmatrano seizmičko dejstvo ograničava maksimalno horizontalno pomeranje objekta, određeno po teoriji elastičnosti, na H/600, gde je H visina objekta.

U smislu ograničenja nepovoljnih efekata teorije drugog reda, u EC8 je definisan koeficijent osetljivosti na spratna pomeranja θ:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \tag{1}$$

gde je: P_{tot} ukupno gravitaciono opterećenje na i iznad posmatranog sprata za seizmičku proračunsku situaciju, d_r proračunsko relativno spratno pomeranje, V_{tot} ukupna seizmička

smičuća sila u posmatranom spratu, a h spratna visina. Vrednost koeficijenta θ ne sme da pređe 0.3, a za njegove vrednosti preko 0.1 zahteva se uvođenje efekata teorije drugog reda u analizu. Za vrednosti koeficijenta θ do 0.2 dozvoljava se približna analiza kojom se uticaji od seizmičkog dejstva po teoriji prvog reda multipliciraju faktorom $1/(1-\theta)$. Koeficijent osetljivosti međuspratnog relativnog horizontalnog pomeranja θ je ispitan nezavisno za svaki pravac i određen na nivou svakog sprata. U analiziranim slučajevima cilj je bio da vrednost koeficijenta θ bude manja od 0.2 kako bi se izbegla analiza prema teoriji drugog reda.

Prema EC8 relativna aksijalna sila ograničena je na vrednost 0.65 za DCM, odnosno 0.55 za DCH. Prema nacionalnim propisima vrednost normalnih napona u stubovima se ograničava na vrednost 0.35 za neseizmičke anvelope eksploatacionih kombinacija gravitacionih dejstava. Za analizirane konstrukcije sa MB40 i uz pretpostavku procenta armiranja stubova od 1%, granica je postavljena na 10.49 MPa.

Dimenzije elemenata određene saglasno svim zahtevima primenjenih propisa, sistematizovane su u tabeli 2, pri čemu je odgovarajućom bojom, prema legendi ispod tabele, naznačen merodavan kriterijum za izbor odgovarajuće dimenzije stuba.

Tabela 2 – Dimenzije greda i stubova sa naznačenim merodavnim kriterijumom za izbor dimenzije stuba prema legendi ispod

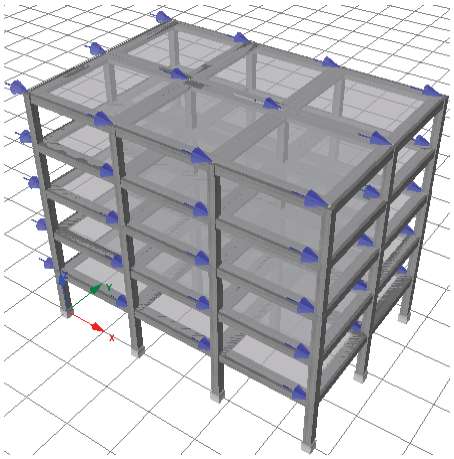
	dimenzije stubova			**dimenzije greda**
	1. sprat	**2. i 3. sprat**	**4. i 5. sprat**	
EC-0.08-M	40/40	40/40	35/35	35/50
EC-0.08-H	40/40	40/40	35/35	35/50
EC-0.14-M	40/40	40/40	35/35	35/50
EC-0.14-H	40/40	40/40	35/35	35/50
EC-0.20-M	50/50	50/50	45/45	35/50
EC-0.20-H	50/50	50/50	45/45	35/50
EC-0.26-M	70/70	70/70	60/60	35/50
EC-0.26-H	70/70	70/70	60/60	35/50
NP-VII	45/45	40/40	35/35	35/50
NP-VIII	45/45	40/40	35/35	35/50

	dimenzija kontrolisana nivoom aksijalnog naprezanja stuba
	dimenzija kontrolisana kriterijumom po pomeranjima
	dimenzija kontrolisana maksimalnim procentom armiranja

Proračunski model zgrade za nelinearnu statičku analizu formiran je korišćenjem konačnog elementa greda i stubova zasnovanog na silama ("force-based"), sl. 1. Međuspratne ploče nisu modelirane, ali je kruta dijafragma modelirana povezivanjem čvorova sa krutim ("rigid link") elementima. Materijalna nelinearnost je modelirana primenom vlaknastog ("fiber") proračunskog modela. Za primenjeni beton C35/45, odnosno MB40, korišćen je *Mander*-ov model za vezu napon-dilatacija, dok je za armaturu B500 korišćen *Menegotto-Pinto* materijalni model.

Procena ponašanja, odnosno procena seizmičkih performansi konstrukcija, sprovedena je na globalnom i lokalnom nivou. Na globalnom nivou procena je izvršena uvidom u ostvarenu krivu kapaciteta, redosled formiranja plastičnih zglobova, raspored oštećenja kroz konstrukciju

i tip plastičnog mehanizma. Na lokalnom nivou procena ponašanja sprovedena je kontrolom kriterijuma po pitanju materijala: drobljenje utegnutog i neutegnutog betona, plastifikacije i loma armaturnih šipki (tabela 3), kao i poređenjem veličine zahteva i raspoloživog kapaciteta za obrtanje tetive.



Slika 1 – Izometrijski prikaz modela za nelinearnu analizu

Tabela 3 – Kriterijumi za provere dostizanja karakterističnih stanja po pitanju materijala

Provera	Kriterijum po dilataciji
Prva plastifikacija armature	0.0025
Drobljenje neutegnutog betona	0.0035
Drobljenje utegnutog betona	0.008
Lom armature	0.10

U EN 1998-3 su date odredbe koje predstavljaju na pomeranjima zasnovan pristup procene stanja postojećih i novih objekata. Glavna mera deformacije elementa AB konstrukcija je izražena preko obrtanja tetive na krajevima štapa, tj. ugla između tangente na osu elementa gde se formirao plastični zglob i tetive koja spaja taj kraj sa krajem "smičućeg raspona". U aneksu A Evrokoda 8-3 dati su za elemente AB zgrada (grede, stubove i zidove) kapaciteti deformacija za procenu u zavisnosti od tri granična stanja (NC, SD i DL). Ukupni granični kapacitet obrtanja tetive AB elementa usled cikličnog opterećenja za granično stanje blizu rušenja NC je:

$$\theta_{NC,um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot 0{,}3^{\nu} \cdot \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} \cdot f_c \right]^{0{,}225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0{,}35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot 1{,}25^{100 \cdot \rho_d} \qquad (2)$$

gde je: γ_{el} – jednako 1.5 za primarne i 1.0 za sekundarne seizmičke elemente, ν – normalizovana aksijalna sila $\nu = N/(b \cdot h \cdot f_c)$, h – visina poprečnog preseka, L_v – smičući raspon koji se dobija iz odnosa momenta savijanja i transverzalne sile u krajnjem preseku, ω i ω' – mehanički koeficijent armiranja zategnutom i pritisnutom armaturom, f_c i f_{yw} – čvrstoća betona pri pritisku

i granica razvlačenja armature uzengija (u MPa), ρ_{sx} – koeficijent armiranja poprečnom armaturom koja je paralelna sa pravcem opterećenja x, $\rho_{sx} = A_{sx}/(b_w \cdot s_h)$, s_h je razmak uzengija, ρ_d – koeficijent armiranja dijagonalnom armaturom ako postoji, i α – faktor efikasnosti utezanja:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right)\left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right)\left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right) \tag{3}$$

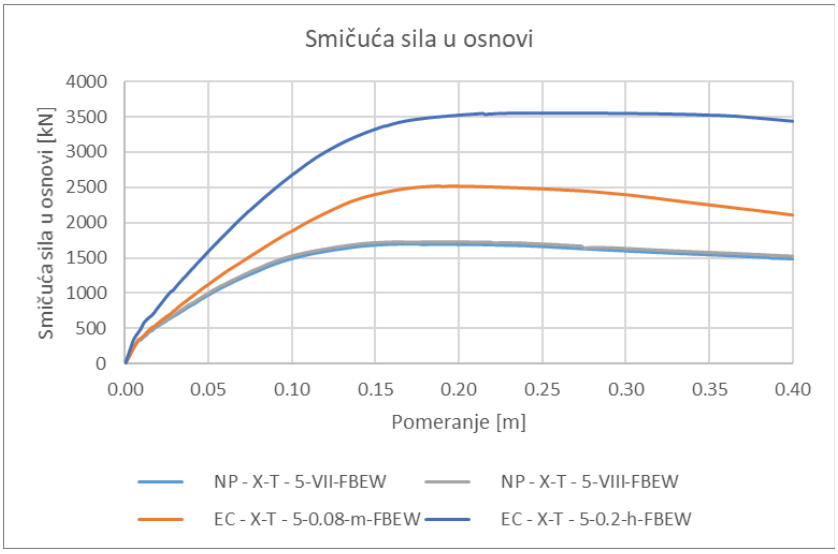
Kapacitet rotacije tetive zavisi i od tipa opterećenja (ciklično ili monotono) i, mada se u odredbama Evrokoda ne navodi, za slučaj monotonog opterećenja kapacitet je 1.75 puta veći od odgovarajuće vrednosti za ciklično opterećenja. Kapacitet rotacije tetive zavisi i od geometrijskih i mehaničkih karakteristika elemenata i preseka, odnosno smičućeg raspona, ali zavisi i od seizmičkog ulaza, pa se stoga ovaj kapacitet ne može definisati kao unutrašnji podatak o elementu, jer se sa promenom seizmičkog dejstva menja i vrednost kapaciteta rotacije. Ukupni kapacitet rotacije tetive za granično stanje značajnog oštećenja (SD) uzima kao 3/4 od vrednosti određene za NC.

Modeli koji su korišćeni kao ekvivalentni, radi poređenja između dve grupe propisa, su:

- EC-0.08-M = NP-VII (prvi par modela),
- EC-0.20-H = NP-VIII (drugi par modela).

Ekvivalencija je postavljena na osnovu vrednosti ukupne smičuće sile u osnovi koja je određena iz multimodalne analize sa odgovarajućim spektrima odgovora.

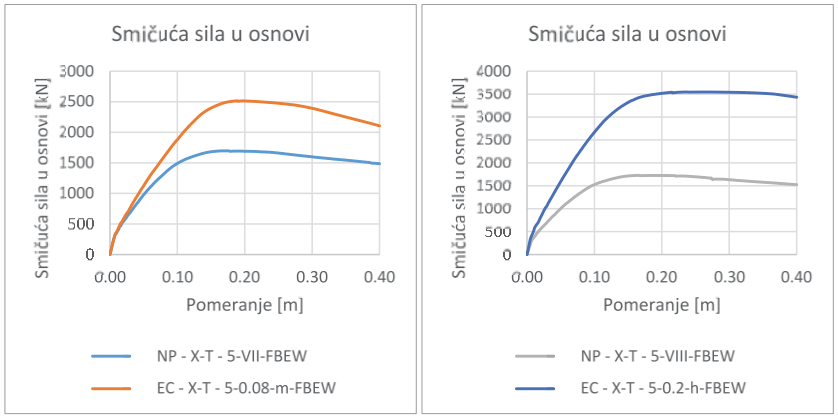
Na slici 2 su prikazane krive kapaciteta za modele EC-0.08-M i NP-VII, odnosno EC-0.20-H i NP-VIII, koji su korišćeni radi uporedne analize između modela projektovanih prema EC i NP. Primetno je da konstrukcije koje su projektovane prema EC8, mogu prihvatiti znatno veće ukupne smičuće sile u osnovi.



Slika 2 – Krive kapaciteta za modele korišćene za poređenje rezultata

Kod konstrukcija projektovanih prema NP, plastični mehanizam koji se formira je mehanizam mekog sprata. On se formira pre nego što se formiraju plastični zglobovi u gredama. Na taj način postoji opasnost da do kolapsa konstrukcije dođe a da se nije iskoristila mogućnost formiranja plastičnih zglobova u gredama i sve povoljnosti koje prate tu vrstu plastičnog mehanizma.

Kriva kapaciteta za obe konstrukcije projektovane prema NP je ista, ista je maksimalna vrednost smičuće sile u osnovi koja je dostignuta, a isti je i pad krive. Maksimalno dostignuta smičuća sila u osnovi dominantno zavisi od kapaciteta nosivosti stubova, posebno stubova kod kojih prekoračenje kapaciteta dovodi do kolapsa. Kako je za oba proračunska modela prema NP armatura u stubovima ista, to su i maksimalno dostignute smičuće sile u osnovi iste. Sam razvoj krive kapaciteta pre i nakon dostizanja maksimalne smičuće sile u osnovi, određen je razvojem plastičnog mehanizma. Kako kod ovih proračunskih modela plastični mehanizam nije onaj kod kog se formiraju plastični zglobovi u gredama, razlika u armaturi greda koja postoji između ova dva proračunska modela, nema uticaja na razvoj krive kapaciteta.

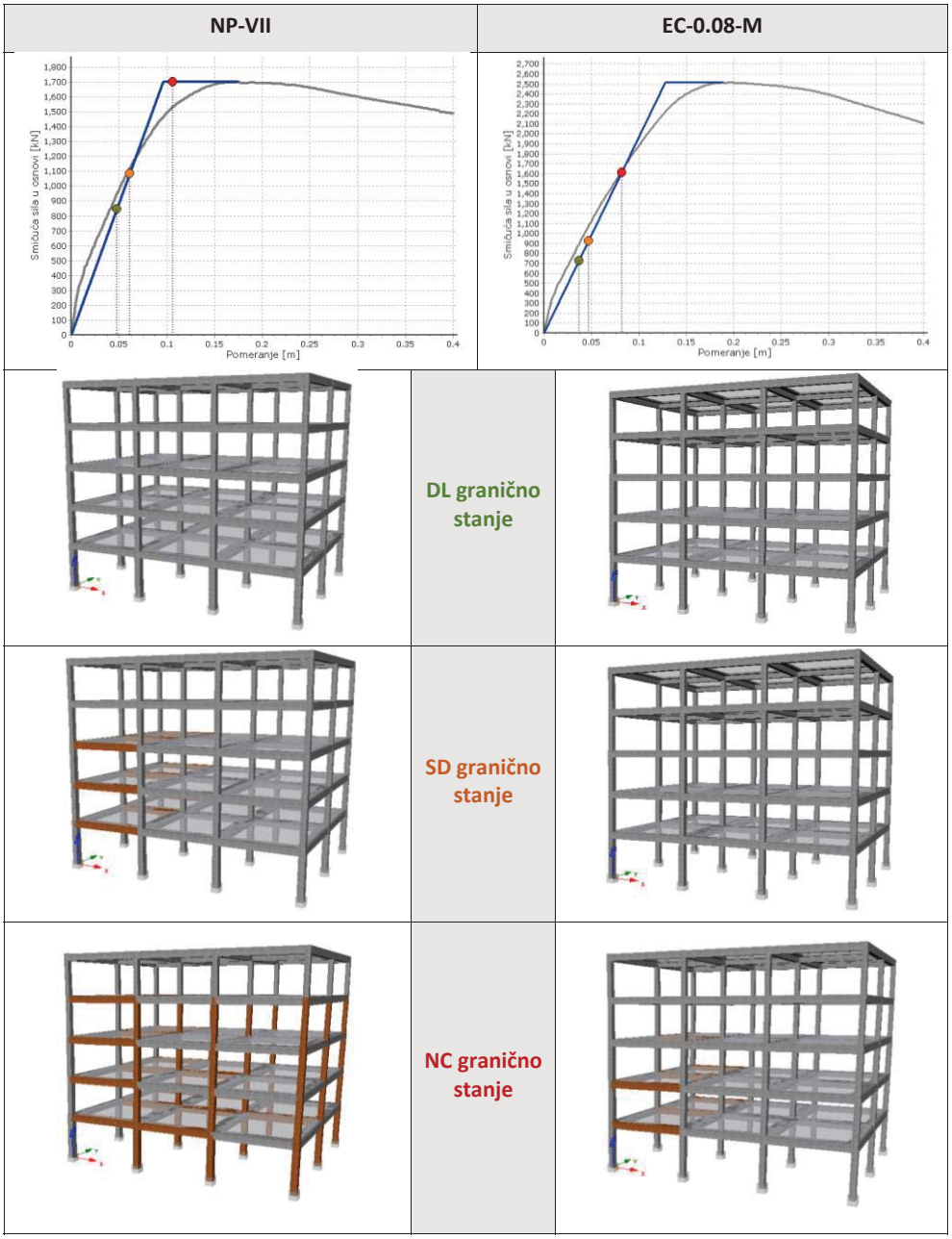


Slika 3 – Krive kapaciteta za prvi (levo) i drugi (desno) par modela

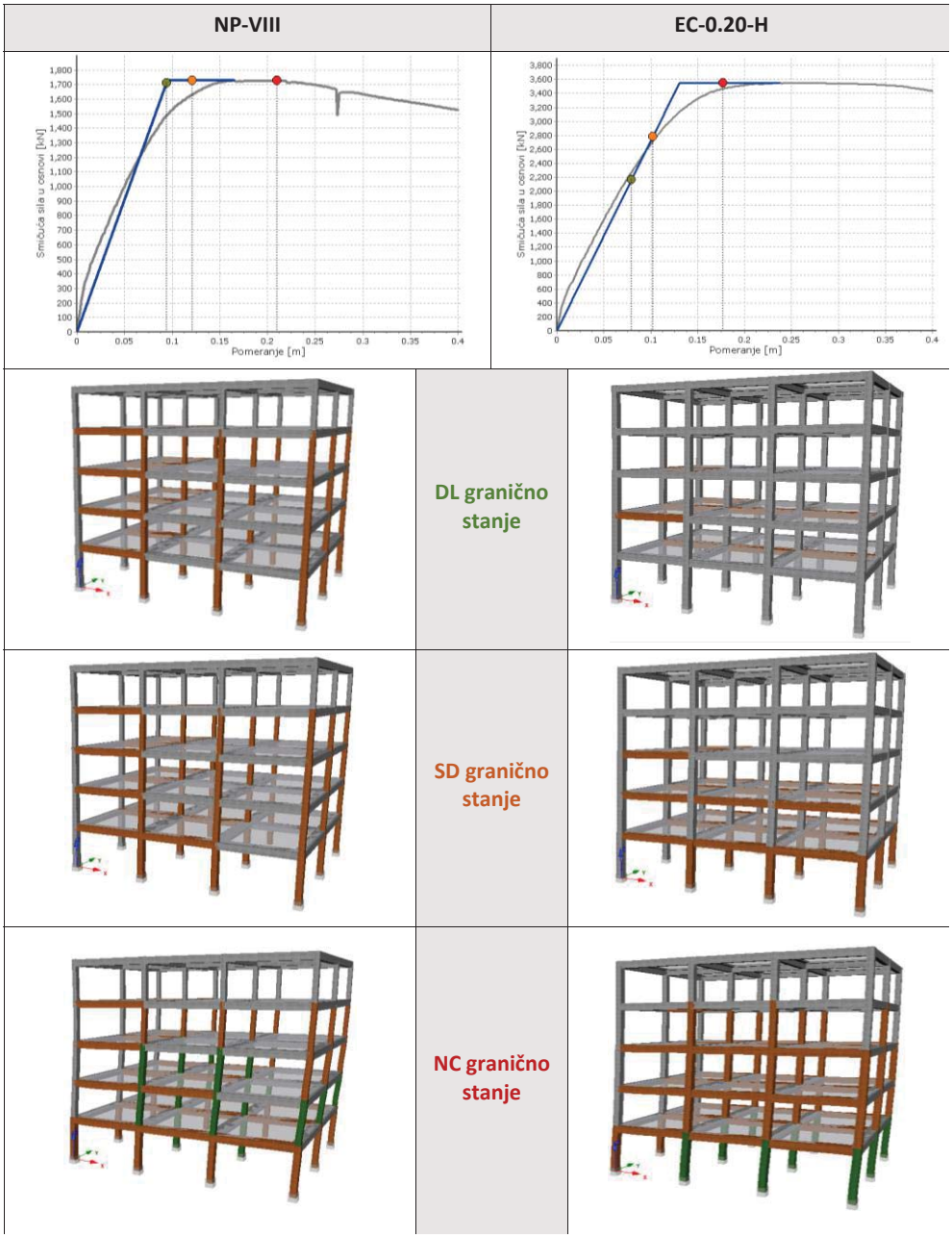
Kod konstrukcija projektovanih prema EC dolazi do formiranja plastičnih zglobova na krajevima greda pre nego što se razviju plastični zglobovi u uklještenju stubova. Kako je armatura stubova različita za ova dva proračunska modela, razlikuje se i maksimalno dostignuta smičuća sila u osnovi. Razvoj krivih kapaciteta se razlikuje jer dolazi do formiranja plastičnih zglobova u gredama pa se razlika u armaturi oslikava na krivu kapaciteta.

Razlika u maksimalno dostignutoj smičućoj sili u osnovi je za prvi par modela oko 1.5 puta, a za drugi par modela oko 2 puta. Ovo je posledica značajno veće armature u stubovima kod modela prema EC, koja kontroliše maksimalno dostignutu smičuću silu u osnovi. I sam razvoj krivih kapaciteta se razlikuje zbog rayli;ite prirode dva plastična mehanizma, mehanizma mekog sprata kod zgrada projektovanih prema NP i mehanizma sa plastičnim zglobovima u gredama pre plastifikacije uklještenja stubova kod zgrada projektovanih prema EC.

Na slikama 4 i 5 prikazana su stanja oštećenja elemenata konstrukcije prema kriterijumima po materijalu za ekvivalentene proračunske modele. Braon bojom označeni su elementi kod kojih je došlo do plastifikacije podužne armature, a zelenom kod kojih je došlo do drobljenja neutegnutog betona.



Slika 4 – Uporedni prikaz stanja oštećenja elemenata konstrukcije prema kriterijumima po materijalu za modele NP-VII i EC-0.08-M za DL, SD i NC granično stanje sa prikazom proračuna ciljnog pomeranja (SD) i pomeranja za stanja DL i NC



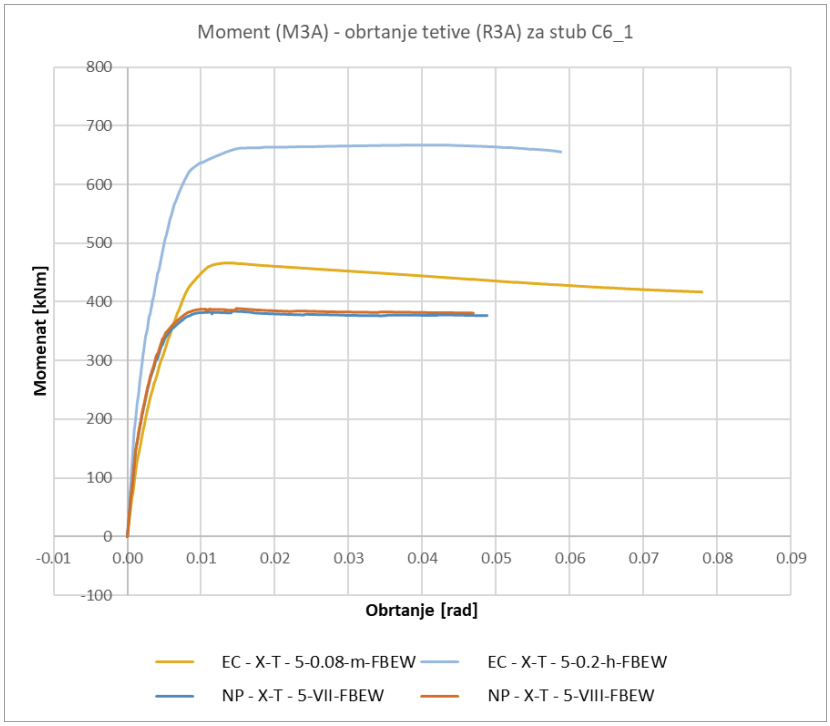
Slika 5 – Uporedni prikaz stanja oštećenja elemenata konstrukcije prema kriterijumima po materijalu za modele NP-VIII i EC-0.20-H za DL, SD i NC granično stanje sa prikazom proračuna ciljnog pomeranja (SD) i pomeranja za stanja DL i NC

Primetno je da su kod konstrukcija projektovanih prema nacionalnim propisima oštećenje veće nego za odgovarajuće konstrukcije koje su projektovane prema EC. Sa proračuna ciljnog pomeranja vidi se da je za modele prema NP ciljno pomeranje, pomeranje za SD granično stanje, "dalje" na krivoj kapaciteta od odgovarajućeg prema EC.

Oštećenja konstrukcija projektovanih prema nacionalnim propisima su takva da prvo dolazi do plastifikacije armature stubova, za razliku od konstrukcija koje su projektovane prema EC, gde prvo dolazi do plastifikacije armature greda. Ovo je zbog dosledne primene koncepta jaki stubovi – slabe grede kod modela prema EC. Oštećenja kod modela projektovanih prema NP su koncentrisana u stubovima, dok su kod zgrade projektovane prema EC ona bolje raspoređena po konstrukciji, pri čemu se oštećenja javljaju više u gredama nego u stubovima.

Za NC granično stanje kod druge grupe modela, lom neutegnutog betona se javlja kod stubova u prizemlju za proračunske modele prema EC, dok se kod modela prema NP javlja lom neutegnutog betona i kod stubova na prizemlju i na spratu.

Na slici 6 je dat uporedni prikaz veze momenat - obrtanje tetive oko lokalne ose 3 (u pravcu globalne ose Y) na donjem kraju unutrašnjeg stuba (C6) prvog sprata, za ekvivalentne modele prema EC i NP. Dobijeni rezultati ukazuju da je momenat nosivosti i deformacioni kapacitet značajno veći kod konstrukcija projektovanih prema EC. Moment nosivosti i deformacioni kapacitet stuba za oba proračunska modela prema nacionalnim propisima je približno isti jer ne postoji razlika u dimenzijama stuba i usvojenoj podužnoj i poprečnoj armaturi.



Slika 6 – Uporedni prikaz veze momenat – obrtanje tetive za unutrašnji stub za uporedne modele prema EC i NP

Deformacioni kapacitet konstrukcija projektovanih prema prema EC je za oba para ekvivalentnih modela je veći, za prvi par modela oko 1.2 puta, a za drugi par modela je oko 1.7 puta. Razlog za ovo je pre svega u većoj usvojenoj podužnoj armaturi i boljem utezanju poprečnih preseka. Ovaj odnos momenata nosivosti približno odgovara odnosu maksimalno dostignutih smičućih sila u osnovi.

3. ZAKLJUČAK

Rezultati sprovedenih nelinearnih statičkih analiza okvirnih AB zgrada ukazuju na povoljnije ponašanje za vreme zemljotresa zgrada projektovanih prema Evrokodu. Plastični mehanizam koji se javlja kod zgrada projektovanih prema nacionalnim propisima odgovara mehanizmu mekog sprata, dok se kod zgrada projektovanih prema Evrokodu javlja poželjan plastični mehanizam, sa plastičnim zglobovima na krajevima greda i u uklještenju stubova. Poređenjem krivih kapaciteta uočeno je da se kod modela prema Evrokodu dostižu više vrednosti maksimalne smičuće sile u osnovi u odnosu na modele prema nacionalnim propisima. Poređenjem stanja oštećenja elemenata konstrukcije, greda i stubova, uočeno je da su kod modela prema Evrokodu oštećenja ravnomernije raspoređena po konstrukciji i manja su za odgovarajuća granična stanja od oštećenja modela prema nacionalnim propisima. Kod modela prema nacionalnim propisima oštećenja su koncentrisana u stubovima na nižim etažama. Poređenja na lokalnom nivou, na nivou stubova, pokazala su znatno veći kapacitet i po pitanju nosivosti i deformacije kod konstrukcija projektovanih prema Evrokodu. Ključni razlog za povoljnije ponašanje ovih konstrukcija je dosledno sprovođenje koncepta jaki stubovi – slabe grede prilikom projektovanja ove vrste objekata u seizmički aktivnim područjima.

ZAHVALNOST

Rad je urađen u okviru istraživačkog projekta Departmana za građevinarstvo i geodeziju u Novom Sadu: "Primena novih tehnologija za projektovanje i građenje i unapređenje nastavnog procesa u građevinskom inženjerstvu".

LITERATURA

[1] EN 1998-1:2004 Evrokod 8: Proračun seizmički otpornih konstrukcija, Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd

[2] Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, Službeni list SFRJ, 1981.

[3] Pravilnik o tehničkim normativima za projektovanje i proračun inženjerskih objekata u seizmičkim područjima, Službeni list SFRJ, 1986.

[4] Fardis, N. M., Carvalho C. E., Fajfar P., Pecker A.: *Seismic design of concrete buildings to Eurocode 8*, CRC Press, London, **2015.**

[5] E. P. A. M.Fardis, Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8, London: CRC Press, 2015.

[6] A. Y. Elghazouli, Seismic Design of Buildings To Eurocode 8, London: Spon Press, 2009.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-3
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Slaviša Ćorić[1]

PROJEKAT I IZGRADNJA POTPORNE KONSTRUKCIJE ZAŠTITE TEMELJNE JAME HOTELSKOG KOMPLEKSA "ŽAGER",H.NOVI

Rezime:

U ovom radu dat je prikaz projekta i izgradnje potporne konstrukcije zaštite temeljne jame hotelskog kompleksa Žager u Herceg Novom.
Neposredno uz Jadransku magistralu projektovana je potporna konstrukcija zaštite temeljne jame dubine 15m, sa rešenjem bušenih AB šipova prečnika D=80cm bočno pridržanih privremenim prednapregnutim geotehničkim sidrima. U radu je posebno naglašen razvoj realizacije od izrade projekta do završetka izgradnje potporne konstrukcije,opisujući promene u projektu usled permanentne analize i utvrđivanja uslova na licu mesta i prilagođavanja projekta istim.
Potporna konstrukcija je projektovana u junu 2015.godine, a izvedena u periodu oktobar 2015-januar 2016 godine.

Ključne reči:zaštita temeljne jame, armiranobetonski šipovi, geotehnička sidra

DESIGN PROJECT AND CONSTRUCTION OF DEEP EXCAVATION SUPPORT STRUCTURE - HOTEL „ŽAGER", H.NOVI

Summary:

This paper presents the design project and construction of deep excavation support structure for hotel "Žager" in Herceg Novi.
Near the "Jadranska magistrala" road, it is designed support structure for 15m deep excavation, with the technical solution which includes drilled reinforced concrete piles D=80cm in diameter, supported by temporary prestressed geotechnical anchors. In this paper it is especially accentuated development of realization from the point of designing till the moment of finishing the construction of the structure, by describing the changes in the project due to permanent analysis and determining real conditions and adapting the design project to it.

Key words: deep excavation support structures, RC piles, geotechnical anchors

[1] *Master ,dipl.građ.inž, Comprehensive structural solutions doo Tivat, slacoric@gmail.com*

1. UVOD

Hotelski kompleks Žager se nalazi u mestu Bijela u Herceg Novom, oivičen Jadranskom magistralom sa sjeverne strane i obalom mora sa južne strane. Objekat hotela je trenutne spratnosti Po+2Su+P+3.Kota fundiranja objekta je -3.4mnm, što predstavlja samo po sebi problem sa jedne strane obzirom na blizinu obale mora, a sa druge strane imajući u vidu da je Jadranska magistrala sa visinskom kotom +12.00mnm udaljena svega 5m od ivice objekta.

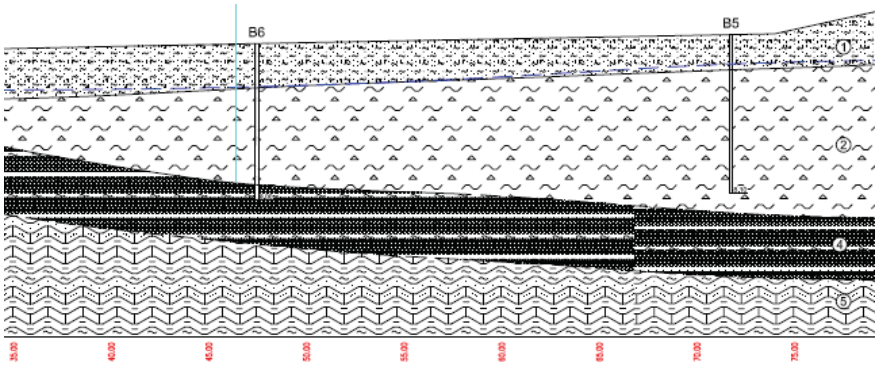
Ukupna dužina potporne konstrukcije je 62m.

Slika 1.1. – Izgled potporne konstrukcije u izgradnji objekta

2. GEOMEHANIČKI USLOVI TLA

Geomehanička ispitivanja tla urađeni su u martu 2013.godine. Utvrđene su sledeće geomehaničke sredine u zoni potporne konstrukcije zaštite temeljne jame:

1) Drobina sa pjeskovitom glinom
2) Aluvijalno-deluvijalni nanos: šljunak,drobina, pesak i glina
3) Degradirani laporci i glinci
4) Laporci i glinci sa blokovima krečnjaka-samaca, dominiraju glinci



Slika 2.1. – Geomehanički profil u zoni potporne konstrukcije

Geotehnički sloj 1
Pjeskovita glina sitnom drobinom, (DR,G)d, sredina 1 na inženjerskogeološkom presjeku
Usvojeni parametri: $\gamma = 19\ kN/m^3$ $\varphi = 16°$ $c = 10\ kN/m^2$ $Ms=5\ 000\ kN/m^2$
Prosečna debljina sloja 2,0 m

Geotehnički sloj 2
Proluvijalna glina sitnom drobinom, (G,DR)pr, sredina 2 na inženjerskogeološkom presjeku
Usvojeni parametri: $\gamma = 19{,}5\ kN/m^3$ $\varphi = 30°$ $c = 14\ kN/m^2$ $Ms=6\ 000\ kN/m^2$
Prosečna debljina sloja 6 m

Geotehnički sloj 3
Eluvijalne tvorevine fliša (G,DR)et, sredina 4 na inženjerskogeološkom presjeku
Usvojeni parametri: $\gamma = 20{,}50\ kN/m^3$ $\varphi = 20°$ $c = 20\ kN/m^2$ $Ms= 6\ 000\ kN/m^2$

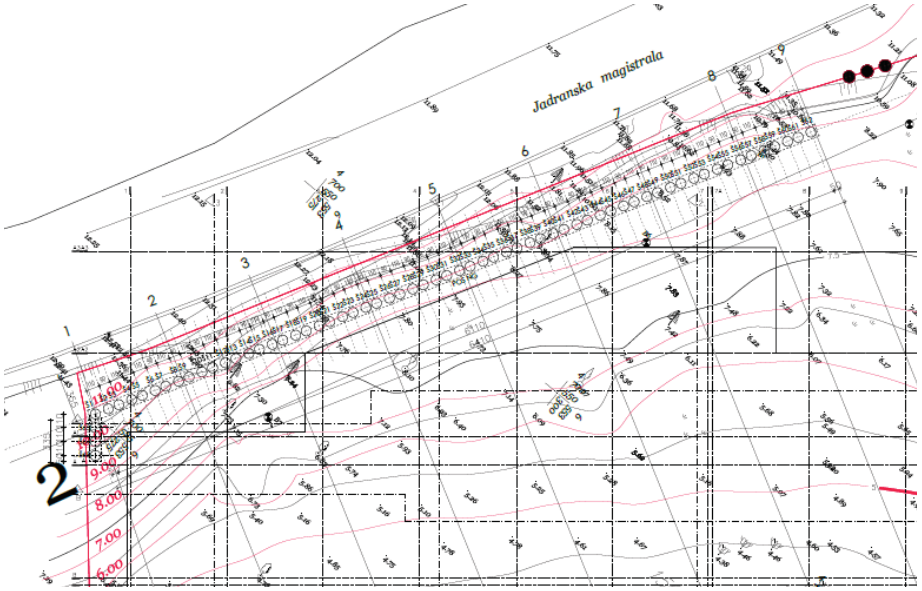
Geotehnički sloj 4
Osnovna stijena – fliš: (LC,GC), sredina 5 na inženjerskogeološkom presjeku
Usvojeni parametri: $\gamma = 23\ kN/m^3$ $\varphi = 30°$ $c = 40\ kN/m^2$ $Ms= 50\ 000\ kN/m^2$
Pojavljuje se na koti oko -1,5 mnm do -4 mnm

Slika 2.2. – Proračunski parametri slojeva tla(geomehanički elaborat)

3. USVOJENO REŠENJE POTPORNE KONSTRUKCIJE

Za zaštitu temeljne jame predviđena je konstrukcija od AB bušenih šipova prečnika D=80cm postavljenih na međusobnom rastojanju 0.9m i 1.1m i poduprtih po visini sa dva reda geotehničkih prednapregnutih sidara. Svako sidro podupire kolonu od dva šipa na međusobnom rastojanju 0.9m.

Armiranobetonski šipovi su projektovani dominantno u jednom pravcu. Šipovi su povezani u vrhu AB naglavnom gredom dimenzije 1.0x1.0m,kaskadnom po visini zbog uslova terena.Kota vrha naglavne grede je +10mnm sa zapadne strane, odnosno +9mnm sa istočne strane.



Slika 3.1. – Dispozicija potporne konstrukcije sa ucrtanom linijom objekta

Bočne strane temeljne jame u široj zoni nije potrebno dodatno štititi jer je moguć širok iskop.

Šipovi su predviđeni kao bušeni , sa zacevljenjem po potrebi u zonama vodopropusnih slojeva, klasično armirani (podužne šipke sa sučeono automatski varenim nastavcima i spirale varene za svaku drugu podužnu šipku).Prostor između šipova je predviđen za dreniranje vode i smanjenje hidrostatičkih pritisaka vode iza šipova.

Geotehnička PN sidra se postavljaju u dva reda po visini šipova, na koti +6.00m i +1.50m, a na međusobnom razmaku 2.0m. Sidra se izvode između šipova i pridržavaju iste pomoću sekundarne konstrukcije od čeličnih višedjelnih U profila koji služe i kao oslonac kotvi sidra pri prednaprezanju.

U zavisnosti od raspodjele slojeva tla, projektovana su četiri tipa sidara:

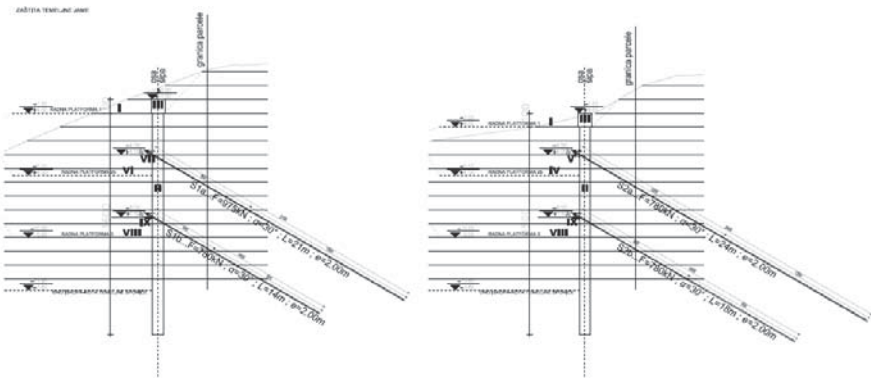
a) sidro S1a – na koti +6.00mnm, ukupne dužine 21m sa sidrenom dužinom 13m.

b) sidro S1b – na koti +1.50mnm, ukupne dužine 14m sa sidrenom dužinom 9m.

c) sidro S2a – na koti +6.00mnm, ukupne dužine 24m sa sidrenom dužinom 12m.

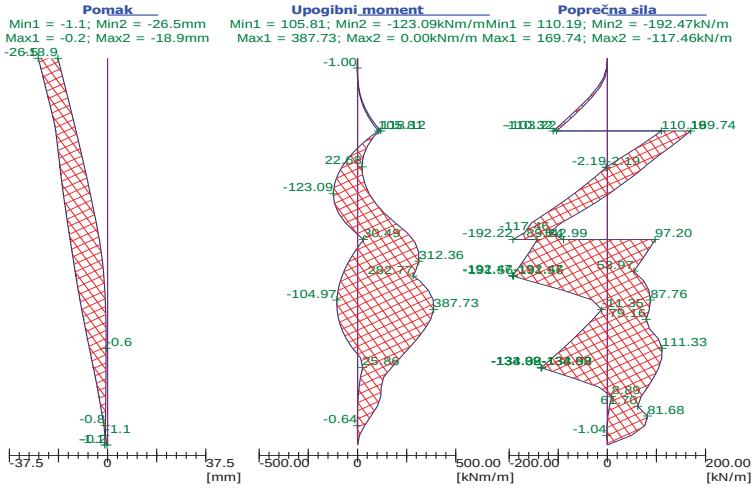
d) sidro S2b – na koti +1.50mnm, ukupne dužine 18m sa sidrenom dužinom 9m.

Sva sidra su nagiba 30°, koristi se 4-5 kablova SPB SUPER sa oznakom Y1860S7, prečnika 15.2mm.Prečnik svih sidara u sidrenoj zoni iznosi 152mm.



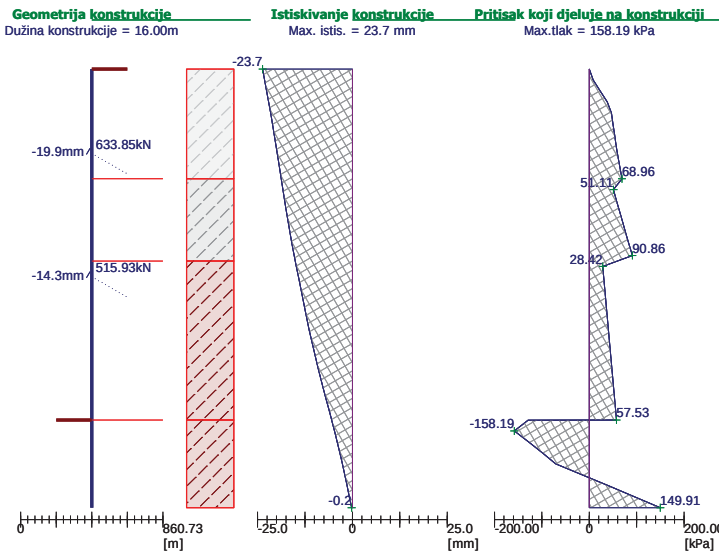
Slika 3.2. – Merodavni preseci kroz potpornu konstrukciju

Proračun geotehničke konstrukcije je rađen kroz faze koje prate tehnologiju izvođenja iste, kako bi se obuhvatili svi ekstremni slučajevi merodavni za dimenzionisanje i kontrolu stabilnosti.



Slika 3.3. – Ekstremne vrednosti statickih uticaja u konstrukciji (sve faze)

Proračun je rađen u ravanskom modelu, što je adekvatan nivo analize imajući u vidu topografiju terena i iskopa, kao i dispoziciju potporne konstrukcije. Osrednjene su debljine slojeva i geomehaničke karakteristike tla, uz obaveznu sveobuhvatno analizu zavisnosti vrednosti pritiska tla i pomeranja potporne konstrukcije u svakoj fazi analize.



Slika 3.4. – Pritisci tla i pomeranja konstrukcije (faza V)

4. IZGRADNJA POTPORNE KONSTRUKCIJE

Izvođenje radova na potpornoj konstrukciji je započeto početkom oktobra 2015.godine,sa bušenjem AB šipova. Šipovi su bušeni u proseku 7kom/dan.

Slika 4.1. – Izgled potporne konstrukcije i bušenje geotehničkih sidara (kota sidara +1.5mnm)

U toku izvođenja potporne konstrukcije ustanovljena je pojava velike količine podzemnih voda,pojava permanentnog klizanja sloja aluvijalno-deluvijalnog nanosa po sloju laporaca/glinaca usled prisustva velike količine podzemne vode, takođe razlika u dubini sloja laporaca/glinaca u odnosu na geomehanički elaborat, kao i velika neslaganja u geomehaničkim karakteristikama sloja laporaca/glinaca uzetih na licu mjesta nakon širokog iskopa u odnosu na karakteristike date u geomehaničkom elaboratu, što je izazvalo značajna povećanja pomeranja konstrukcije i zahtevalo ojačanje iste u vidu dodatnih geomehaničkih sidara, kao i dodatna dva kontrafora.

Parametri	**Raspon vrijednosti**
γ (kN/m^3)	23,1
φ (^{0})	16
c (kN/m^2)	31

Slika 4.2. – Uprosečeni stvarni parametri sloja laporaca/glinaca uzoraka uzetih na licu mesta

Slika 4.3. – Permanentno klizanje sloja aluvijalno-deluvijalnog nanosa preko sloja laporaca/glinaca

Slika 4.4. – Dotok vode između šipova i sa placa (2 kišna dana-1000m^3)

Slika 4.5. – Izgled konstrukcije nakon ispumpavanja vode

Slika 4.6. – Iskop za objekat nakon ojačanja konstrukcije

Pri izvođenju potporne konstrukcije, pokazalo se da je od krucijalnog značaja svakodnevno (pa i noćno) prisustvo odgovornog projektanta potporne konstrukcije kao nadzora na gradilištu. Permanentno je vršena analiza geomehaničkih uslova tla, ponašanja konstrukcije, načina izvođenja konstrukcije(posebno bušenja,ugradnje i prednaprezanja geotehničkih PN sidara) i pravovremeno su ukazivane primedbe i sugestije koje su usmeravale izvođača da kvalitetno i sigurno izvede radove. Od izuzetne važnosti su bili rezultati ispitivanja probnog sidra, koje je obavezno predvideti u dovoljnom broju u svakom projektu potporne konstrukcije u kojem su predviđenja geotehnička sidra.Broj ovakvih probnih sidara zavisi od različitosti merodavnih geomehaničkih profila tla.

Neke od glavnih analiza i zaključaka pri izgradnji potporne konstrukcije su sledeće:

- Pri bušenju AB šipova ustanovilo se značajno veće prisustvo podzemne vode i to u sušnom periodu kada je vršeno bušenje.Geomehanički elaborat je definisao beznačajne količine procedne podzemne vode i to u kišnom periodu.
- Takođe, pri bušenju AB šipova ustanovljeno je da postoji razlika u dubini rasprostiranja slojeva tla u odnosu na geomehanički elaborat.
- Pri bušenju geotehničkih sidara, prešlo se na tehnologiju sa zacevljenjem a iz uslova pojave značajno veće količine podzemne vode u odnosu podatke iz geomehaničkog elaborata.
- Pri ispitivanju probnog PN geotehničkog sidra ustanovilo se da isti može imati projektovanu nosivost u ovoj vrsti tla i na projektovanoj dubini, što je otklonilo sumnje koje su se pojavile naknadno kada je utezano prvih par izvedenih PN geotehničkih sidara,za koje se nije mogla dobiti projektovana nosivost a iz razloga tehnologije izvođenja bez zacevljenja u prisustvu vode pri bušenju.
- Pri probnom i konačnom utezanju PN sidara na koti +6.00mnm utvrđeno je da se za određeni inkrement opterećena na presi dobijaju različita „izduženja“ kablova. U nekim slučajevima su te razlike bile i preko 100% u odnosu na teoretski iznos izduženja kablova. Utvrđen je način analize uzroka ove pojave, utvrđen je uzrok i ispitane posledice istog, koje nisu imale značaj na ponašanje samog PN geomehaničkog sidra u eksploataciji nakon zakotvljenja.
- Pri iskopu na kotu +4.5mnm utvrđena su pomeranja konstrukcije veća od projektovanih,što je navelo na dodatne analize pri daljem iskopu.Pripremljeno je rešenje ojačanja konstrukcije ukoliko se pri iskopu na kotu +0.00mnm utvrdi opravdanost za isto.
- Pri iskopu na kotu +0.00mnm, uzeti su uzorci iz geomehaničkog sloja laporaca/glinaca i utvrđeni su znatno lošiji geomehanički parametri u odnosu na one prikazane u geomehaničkom elaboratu.Takođe, pomeranja konstrukcije su bila znatno veća od očekivanih. U tom momentu,pristupilo se ojačanju konstrukcije u vidu dodatnih geomehaničkih sidara i dodatna dva kontrafora od AB šipova veće dubine.
- Vršene su stalne vizuelne analize konstrukcije. Pojave značajnih prslina kako u naglavnoj gredi,tako i u šipovima, ukazivale su na značajna opterećenja u istima, kao i na „slabe zone“ koje treba ojačati a iz razloga nerelevantnih podataka u geomehaničkom elaboratu koji je bio polazni osnov za projekat potporne konstrukcije.
- Obzirom na bliskost potporne konstrukcije i objekta (1.6m u najbližem delu), projektom potporne konstrukcije je predviđeno nasipanje tampona u slojevima sa nabijanjem do određene stišljivosti, kako bi se obezbedilo sigurno preuzimanje dela bočnih pritisaka sa potporne konstrukcije na objekat.Međutim, obzirom na veliku količinu podzemne vode koja se pojavila u izgradnji, a koja nije bila ustanovljena geomehaničkim ispitivanjima, pojavila se potreba za izradom sveobuhvatnog rešenja koje osim obezbeđenja preuzimanja bočnih pritisaka ima zadatak dreniranja velike količine vode, usvojeno je rešenje betoniranja kanala uz sipove koji prati liniju pada vodonepropusnog sloja i prihvata vodu u

zoni između šipova i sprovodi u more. Ovaj kanal je u zoni bliskosti objekta i potporne konstrukcije rađen u punoj širini prostora (1.6m).

5. ZAKLJUČAK

Pri izgradnji složenih potpornih konstrukcija, potrebno je stalno prisustvo projektantskog nadzora kako bi se u toku izvođenja radova utvrđivali stvarni uslovi tla,stvarna ponašanja konstrukcije i zajedno sa izvođačem radova (koji mora imati dovoljno iskustva na izvođenju ovakvih konstrukcija) i nadzornim organom reagovalo pravovremeno i uspešno usmeravao tok izvođenja radova ka cilju-kvalitetno izvedenoj potpornoj konstrukcija koja obezbeđuje siguran i kvalitetan rad na izgradnji samog objekta za cije se potrebe i gradi potporna konstrukcija.Svedoci smo velikih problema koji su nastali pri izgradnji autoputeva kroz Srbiju (prvenstveno Koridor X), prema tome nameće se mišljenje da je za ovakve konstrukcije potrebno zakonski(?) obavezati angažovanje stalnog projektantskog nadzora, kako bi „put“ od geomehaničkih istraživanja do završetka izgradnje konstrukcije bio bez „šupljina“.

OSNOVNI PODACI O PROJEKTU

Investitor: Green club doo Tivat, Crna Gora
Projektna organizacija: Comprehensive structural solutions doo Tivat
Izvođači: YU Briv doo Kotor i Geosonda konsolidacija ad Beograd
Odgovorni projektant potporne k-je zaštite tem.jame: MSc Slaviša Ćorić
Vodeći nadzorni inženjer: MSc Slaviša Ćorić
Konačna vrednost izvedenih radova: 489 000eur

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-4
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Miloš Lazović[1], Marija Lazović[2], Janko Radovanović[3]

REŠENJE OJAČANJA TEMELJNE KONSTRUKCIJE POSLOVNOG OBJEKTA ''AUTOCENTAR STOJANOVIĆ'' U BEOGRADU

Rezime:

U radu je prikazano projektovano i izvedeno rešenje ojačanja temeljne konstrukcije poslovnog objekta "Autocentar Stojanović" u Beogradu, za potrebe nadziđivanja objekta za osam nadzemnih etaža. Postojeća temeljna konstrukcija u stanju je da prihvati nadziđivanje tri nove etaže. Zbog toga je neohodno da se izvrši ojačanje postojeće temeljne konstrukcije. Projektom je predviđeno da se ojačanje temeljne konstrukcije izvede utiskivanjem "MEGA" šipova ispod temeljne ploče. Primenom predložene tehnologije izvođenja radova svi radovi na ojačanju temeljne konstrukcije su uspešno završeni i u predviđenom roku. Takođe, izmerena sleganja dobro se slažu sa računskim sleganjima datim u projektu.

Ključne reči: temeljna konstrukcija, tehnologija građenja, "MEGA" šipovi, sleganje

SOLUTION FOR STRENGTHTENING OF FOUNDATIONS ON BUISSINES OBJECT "AUTOCENTER STOJANOVIC" IN BELGRADE

Summary:

This paper presents the designed and executed solution for strenghtening existing foundations on business object "Autocentar Stojanovic" in Belgrade for the purpose of constructing 8 additional above ground levels. The existing foundations can accept three additional levels. Therefore, it is necessary to perform strenghtening of the foundations. According to the design strenghtening will be performed with "MEGA" piles bellow existing foundation slab. By use of the proposed technology for work execution, all existing works were finished successfully and in given deadline. Additionally, all calculated settlements are in close range with the measured values.

Key words: foundation slab, technology for work execution, "MEGA" piles, settlement

[1]*Prof. dr, profesor u penziji, Građevinski fakultet Univerzitet u Beogradu, Bulevar Kralja Aleksandra 73, Beograd, mmmlazovic@gmail.com*
[2] *Dr, dipl. inž. građ, asistent, Građevinski fakultet Univerzitet u Beogradu, Bulevar Kralja Aleksandra 73, Beograd, mlazovic@grf.bg.ac.rs*
[3]*Dipl. inž. građ, "Beoexpert Design" d.o.o., Ruzvaltova 23, Beograd, jankoradovanovic87@gmail.com*

1. UVOD

Projektom rekonstrukcije poslovnog objekta "Autocentar Stojanović" u bloku 45 na Novom Beogradu, predviđeno je ojačanje temeljne konstrukcije kako bi se omogućilo nadziđivanje objekta za 8 etaža. Ovaj projekat urađen je na osnovu arhitektonsko-građevinskog projekta postojećeg stanja i geomehaničkog elaborata. Ojačanje temeljne konstrukcije treba izvesti tako da se opterećenje sa objekta prenese na tlo sa dovoljnim faktorom sigurnosti i da pri tome deformacije i sleganja temeljne konstrukcije budu takva da ona ne utiču nepovoljno na konstrukciju objekta iznad temelja i ostale elemente objekta. Pri rešavanju problema fundiranja u konkretnom slučaju dominantna su vertikalna opterećenja od sopstvene težine objekta, kao i od korisnih opterećenja. Uticaj ostalih opterećenja je dosta manji i on praktično ne utiče na izbor fundiranja. Pored zahteva da predloženo rešenje fundiranja bude tehnički ispravno, potrebno je da predloženo rešenje bude racionalno i da se relativno brzo može izvesti. Na sl. 1 prikazan je izgled postojećeg stanja poslovnog objekta.

Slika 1 - Izgled postojećeg stanja poslovnog objekta "Autocentar Stojanović"

Postojeći objekat fundiran je na temeljnoj ploči debljine 60cm. Ispod temeljne ploče izveden je sloj tucanika debljine 60cm i tamponski sloj debljine 10cm. Na osnovu izvršenih računskih analiza zaključeno je da postojeća temeljna konstrukcija može da prihvati nadziđivanje tri nove etaže bez potrebe za njenim ojačanjem. Pri tome, sleganje temeljne konstrukcije iznosilo bi oko 8cm. Pošto je projektom predviđeno nadziđivanje osam nadzemnih etaža, neohodno je da se izvrši ojačanje temeljne konatrukcije objekta, kao i ojačanje postojeće konstrukcije objekta.

2. PREDLOŽENI NAČIN OJAČANJA TEMELJNE KONSTRUKCIJE

Na osnovu postojeće projektne dokumentacije, kao i na osnovu novoprojektovanog rešenja nadziđivanja objekta, izvršena je analiza mogućih varijantnih rešenja ojačanja postojeće temeljne konstrukcije. Osnovni zahtev Investitora bio je da se ojačanje temeljne konstrukcije

izvodi tako da se ne remeti rad servisnog centra i radionice, koje se nalaze u podzemnoj etaži objekta, kao i da se paralelno sa izvođenjem ojačanja temeljne konstrukcije mogu izvoditi radovi na ojačanju postojeće konstrukcije objekta i nadziđivanju objekta. Na osnovu analize mogućih varijantnih rešenja ojačanja temeljne konstrukcije, odlučeno je da se ojačanje izvede utiskivanjem potrebnog broja ''MEGA'' šipova ispod postojeće temeljne ploče. Ukupno je potrebno da se ispod stubova i zidova objekta utisne 95 šipova čija je dozvoljena nosivost 1600kN po šipu. Na ovaj način, postiže se to da se postojeća temeljna ploča maksimalno iskoristi po pitanju nosivosti armature u njoj, a da se ostatak opterećenja od nadzidanog objekta prihvati ''MEGA'' šipovima. Iz hodnika (galerija) koje se izvode ispod postojeće temeljne ploče izvršeno je utiskivanje armiranobetonskih ''MEGA'' šipova osmougaonog poprečnog preseka dimenzija 45x45cm. Dužine segmenata šipova su 1.50m. Šipovi su utiskivani hidrauličkom presom do 2400kN, a kao kontra teret korišćena je temelja ploča i konstrukcija iznad nje.

3. NAČIN PRORAČUNA OJAČANJA TEMELJNE KONSTRUKCIJE

Na osnovu parametara otpornosti i deformabilnosti tla, određene su vrednosti granične i dozvoljene nosivosti utisnutih armiranobetonskih šipova čije su dužine oko 12.00m i koji ulaze u sloj dobro zbijenog šljunka. Sračunata dozvoljena sila u šipu je oko 1600kN. Korišćenjem MKE i programskih paketa TOWER6 i PLAXIS 2D formiran je proračunski model za proračun uticaja u temeljnoj konstrukciji prema fazama izvodjenja radova.

Krutosti šipova sračunate su na osnovu veličina sleganja usled opterećenja radnim silama. Ovim sleganjima dodato je i sleganje usled uticaja grupe šipova, kao i sleganje u nivou baza šipova usled opterećenja koje se prenosi preko temeljne ploče. Krutosti šipova sračunate su kao odnos opterećenja šipova i njihovih ukupnih sleganja. Takođe, i krutost podloge ispod temeljne ploče određena je na osnovu sleganja karakteristične tačke ploče za očekivano reaktivno opterećenje. Na sl. 2 prikazani su rezultati proračuna programa za proračun krutosti podloge ispod temeljne ploče.

PRORACUN SLEGANJA

ULAZNI PODACI **9/BN3**

OPTERECENA POVRSINA		A=	50.00	m
		B=	25.00	m
TACKA	S	X=	6.50	m
		Y=	3.25	m

Slojevi	H	Dubine	Gam	Mv
1	0.80	0.80	14.00	8000
2	0.40	1.20	14.00	2500
3	1.40	2.60	14.00	5000
4	1.90	4.50	14.00	4000
5	5.00	9.50	14.00	18000
6	5.00	14.50	14.00	26000
6	5.00	19.50	14.00	28000
6	5.00	24.50	14.00	30000

Neto opterecenje	σ_n=	100	kN/m^2
	σ_0=	60	kN/m^2
Sracunato sleganje iznosi:	**s=**	**7.352**	**cm**
Krutost podloge je:	**Kt=**	**1360.10**	**kN/m^3**

Slika 2 - Proračun krutosti podloge ispod temeljne ploče

Na ovaj način određeni su svi potrebni elementi za proračun uticaja u temeljnoj ploči usled ukupnog opterećenja od postojećeg i nadzidanog objekta. Pored uticaja u ploči određena je i raspodela opterećenja na šipove i tlo ispod temeljne ploče.

Prema proračunima ispod objekta potrebno je ukupno utisnuti 95 šipova sa prosečnim silama u njima u toku eksploatacije objekta posle nadziđivanja od 1500kN. Pored šipova, deo opterećenja preuzima i postojeća temeljna ploča.

Prema izvršenim proračunima, veličine maksimalnih sleganja temeljne konstrukcije objekta biće oko 35mm, a što je manje od dozvoljenih vrednosti. Ova sleganja su približno ravnomerna, pa neće doći do oštećenja na postojećem delu objekta.

4. TEHNOLOGIJA IZVOĐENJA RADOVA NA OJAČANJU TEMELJNE KONSTRUKCIJE

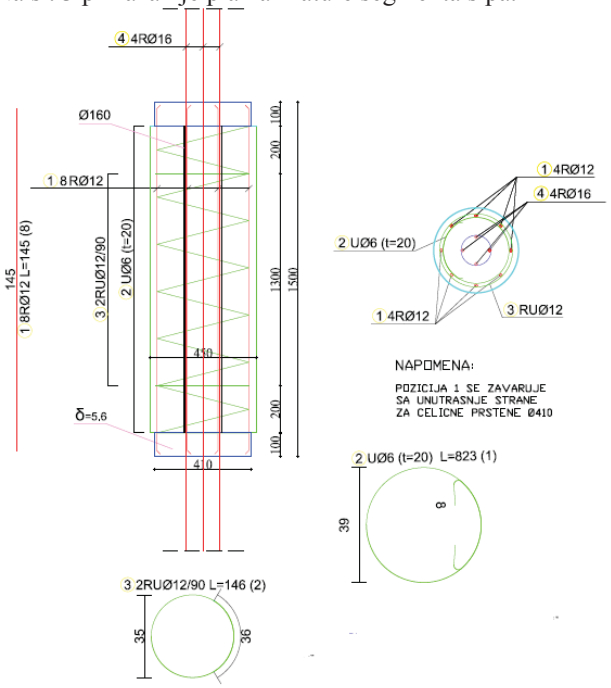
Da bi se izvršilo utiskivanje "MEGA" šipova ispod temeljne ploče, potrebno je predhodno da se ispod ploče formiraju radni prostori iz kojih se utiskuju šipovi. Sa bočne strane objekta izvedene su dve vertikalne šahte do dubine 2.50m ispod kote temeljne ploče. Iz ovih šahti vršen je iskop dve galerije (hodnika) u pravcima središnih osa objekta. Ove šahte su poslužile da se kroz njih izvodi vertikalni transport iskopanog zemljanog materijala, kao i da se kroz njih vrši unos elemenata ''MEGA'' šipova. Iskop galerija ispod temeljne ploče u najvećoj meri vršen je mini bagerom, a horizontalni transport iskopanog materijala mini bobcedom. Manji delovi iskopa i transporta vršeni su ručno.Visina formiranih galerija je 2.50m, a njihova širina 1.60m. Iz ovih podužnih galerija, iskopom poprečnih galerija, dolazilo je se do mesta na kojima treba utiskivati šipove. Da bi se sprečilo obrušavanje bočnih strana iskopa, na ovim

stranama vrši se montaža gotovih armiranobetonskih ploča (talpi) koje se čeličnim razupiračima razupiru sa gornje strane. Na donjoj strani iskopa betonira se na licu mesta podna ploča, tako da se dobija hodnik koji je sa svih strana zaštićen betonskim elementima. Transport iskopanog materijala i elemenata šipova vršen je navedenim mini mašinama i kolicima.

Pošto su radovi izvođeni u zatvorenom prostoru u kojem rade i mašine, posebna pažnja bila je posvećena pravilnom provetravanju radnog prostora. Zbog toga je primenjena posebna oprema za ubacivanje svežeg vazduha u prostor, kao i oprema za izbacivanje zagađenog vazduha i izdzvnih gasova. Ova oprema je fuknkcionisala za sve vreme izvođenja radova, tako da su radnici u prostoru ispod temeljne ploče mogli raditi bez ikakvih problema.

4.1 IZRADA I UTISKIVANJE "MEGA" ŠIPOVA

Šipovi se izvode kao prefabrikovani betonski elemementi osmougaonog poprečnog preseka dimenzija 45x45cm. Na krajevima elemenata, čija je dužina 1.50m, nalaze se čelični prstenovi za koje je zavarena podužna armature šipova. Oko ove armature izvedene su spiralne uzengije. Unutar elementa formira se cilindrični otvor prečnika oko 160mm, ugradnjom kablovica od profilisanog lima. Ovi betonski elementi izvode se na samom gradilištu i oni se betoniraju u čeličnim kalupima. Na sl. 3 prikazan je plan armature segmenta šipa.



Slika 3 - Plan armature segmenta šipa

Pre utiskivanja šipova vrši se montaža kule za njihovo utiskivanje. Kula se sastoji iz četiri vertikalna nosača (vođica) i donje i gornje osnove. Na gornjem delu montira se hidraulička

presa pomoću koje se vrši utiskivanje elemenata šipova. Kao balast za utiskivanje šipova koristi se sopstvena težina konstrukcije objekta i sama temeljna ploča. Za utiskivanje koristi se hidraulički cilindar čija je površina 800cm^2, što znači da se sa pritiskom od 300 bari, postiže sila utiskivanja od 2400kN. Ova sila je za oko 50% veća od dozvoljene sile u šipu. Na sl. 4 prikazana je kula za utiskivanje šipova.

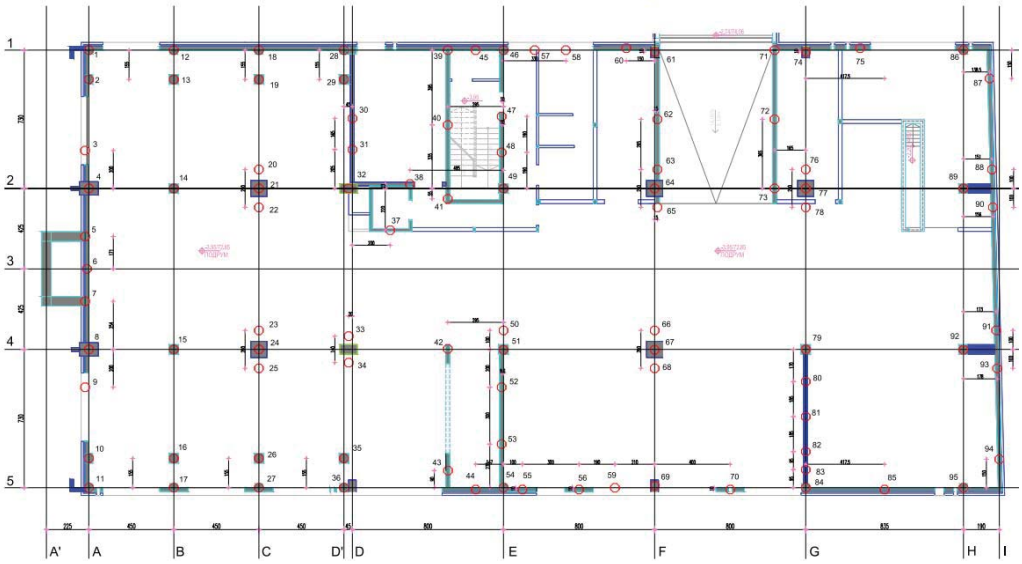
Elementi se utiskuju postupno jedan za drugim sve do postizanja sile utiskivanja od 2400kN. Prema proračunima dobijena je potrebna dužina šipova oko 12.00m. Pošto se završi utiskivanje šipova u otvor u sredini šipa montira se armature i vrši betoniranje otvora. Na ovaj način ostvaruje se dodatni kontinuitet između elemenata šipova, odnosno šipovi se mogu smatrati kao jedinstveni elementi. Na kraju, vrši se njihovo aktiviranje "kajlovanjem", tako da se u šipove unosi sila koja je jednaka oko 1/3 od sile utiskivanja šipova. Na ovaj način u najvećoj meri eliminiše se inicijalno sleganje šipova, odnosno povratna deformacija posle njegovog utiskivanja i opuštanja.

Slika 4 - Kula za utiskivanje šipova

4.2. POVEZIVANJE UTISNUTIH ''MEGA'' ŠIPOVA SA TEMELJNOM PLOČOM

Nakon utiskivanja šipova, izvršeno je betoniranje izvedenih galerija (hodnika ispod temeljne ploče). Na stubnim mestima i ispod zidova vršeno je konstruktivno armiranje ovih greda armaturnim mrežama. Ovo betoniranje vršeno je kroz otvore koji su kernovanjem izvedeni kroz temeljne ploču. Broj i raspored ovih otvora određen je tako da se ostvari dobro podlivanje betona ispod temeljne ploče. Nalivanje betona kroz otvore vršeno je sve dok se na susednim otvorima ne pojavi beton. Na ovaj način ispod stubova i zidova konstrukcije objekta iznad temeljne ploče, formirane su armiranobetonske grede velikih dimenzija. Ove grede imaju funkciju da spreče proboj ovih elemenata kroz temeljnu ploču usled izuzetno velikog povećanja sila u njima, koje nastaju nadziđivanjem objekta. Takođe, ove grede doprinose i

povećanju nosivosti tla ispod temeljne poče, jer se sa njma na dubini od oko 7.50m ispod površine terena ulazi u slojeve tla boljih karakteristika.



Slika 5 - Osnova temeljne konstrukcije

5. ZAKLJUČAK

Primenom projektovanog rešenje uspešno su izvedeni radovi na ojačanju temeljne konstrukcije poslovnog objekta "Autocentar Stojanović" na Novom Beogradu. Na osnovu parametara otpornosti i deformabilnosti tla i primenom računarskih programa koji se zasnivaju na MKE izračunati su uticaji u temeljnoj konstrukciji prema fazama izvodjenja radova. Za potrebe utiskivanja"MEGA" šipova konstuisana je specijalna kula sa hidrauličnim cilindrom. Ovom kulom za utiskivanje omogućeno je izvodjenje dva do tri "MEGA" šipa u jednoj radnoj smeni. Primenom navedene tehnologije izvođenja radova omogućeno je paralelno izvodjenje radova na ojačanju temeljne konstrukcije i nadziđivanje objekta za 4 etaže, dok nisu bili završeni radovi na ojačanju temeljne konstrukcije objekta. Na ovaj način, značajno je skraćen rok izvodjenja radova. Projektovano rešenje se pokazalo i kao veoma racionalno.Takođe, izmerena sleganja u toku izvođenja ojačanja temeljne konstrukcije, kao i kasnija sleganja usled nadziđivanja objekta sa ojačanim temeljeima, veoma dobro se slažu sa sleganjima određenim u projektu.

LITERATURA

[1] "GEOALFA"d.o.o.: *Geotehnički elaborat za potrebe izvođenja radova narekonstrukcije poslovnog objekta "Autocentar Stojanović"*, 2015, Beograd.

[2] Radimpex Software: *User Manual for TOWER 6*, 2016, Beograd.

[3] Brinkgreve R.B.J., Kumarswamy S., Swolfs W.M.: *PLAXIS 2D user' s manual*, Delft University of Tehnology &Plaxis bv, The Netherlands, 2016.

[4] Evrokod 2: *EN 1992-1-1:2004 Proračun betonskih konstrukcija, Beograd,* februar 2006.

[5] Lazović M., Lazović M., Radovanović J.: *Analiza nosivosti privremenih stubova kod "Top Down"metoda gradnje*, Međunarodni naučno-stručniskup, Novi Sad, Društvo građevinskih konstruktera Srbije, Beograd,septembar 2014., str.407-422.

[6] Deretić-Stojanović B., Kostić S., Stošić S.: *Proračun spregnutih stubova od čelika i betona*, Građevinski materijali i konstrukcije, vol.54, br. 1, (2011), str. 62-79.

[7] Khodair, Y.; Abdel-Mohti, A.: *Numerical Analysis of Pile–Soil Interaction under Axial and Lateral Loads*, International Journal of Concrete Structures and Materials. 8, 3(2014), pp.239–249.

[8] Lymon C. Reese, William F. Van Impe: *Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading*, Balkema, 2007. Netherlands.

[9] Lazović M., Lazović M., Radovanović J.: *Projekta konstrukcije podzemnog dela koji je deo Projekta zagrađevinsku dozvolu REKONSTRUKCIJA DOGRADNJA-NADZIĐIVANJEPOSLOVNOG OBJEKTA „NAPRED"*, 2017, Novi Beograd.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-5
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Marina Aškrabić[1], Dimitrije Zakić[2], Aleksandar Savić[3], Dragica Jevtić[4], Enida Mušović[5], Stefan Stanimirović[6]

KREČNI MALTERI SA DODATKOM RECIKLIRANE OPEKE NAMENJENI ZA RESTAURACIJU ISTORIJSKIH OBJEKATA

Rezime:

U radu su prikazani rezultati ispitivanja fizičko-mehaničkih svojstava krečnih maltera kod kojih je rečni agregat delimično zamenjen agregatom od reciklirane drobljene opeke sa 25, 50 i 75% (zapreminski), pri različitim zapreminskim odnosima kreča i agregata. Ispitivanja su vršena pri starostima od 7, 14, 28 i 56 dana. Čvrstoće pri pritisku pri starosti od 7 dana veće su za malterske mešavine sa dodatkom drobljene opeke u odnosu na referentne mešavine. Najveće vrednosti čvrstoće pri pritisku i adhezije za podlogu ostvarene su kod mešavine sa zapreminskim odnosima komponenata 1:3 i sa 75% učešća agregata od drobljene opeke i iznosile su redom 1,47 MPa i 0,21 MPa.

Ključne reči: istorijski malteri, kreč, drobljena opeka, adhezija, kompatibilnost, reciklaža

LIME RENDERS WITH ADDITION OF RECYCLED CRUSHED BRICK FOR RESTORATION OF HISTORICAL BUILDINGS

Summary:

Paper presents the investigation of physical and mechanical properties of lime mortars with crushed brick as a partial replacement (25, 50 and 75%) of natural aggregate, by volume. Tests were conducted on mixtures with different volumetric ratios of lime and aggregate at the ages of 7, 14, 28 and 56 days. Compressive strength at the age of 7 days was higher for the mixtures with addition of crushed brick, when compared to the referent mixtures. The highest values of compressive and pull-off strengths (1,47MPa and 0,21 MPa respectively) were measured for the mixture with volumetric ratio lime to aggregate of 1:3 and 75% of crushed brick aggregate.

Key words: historical mortars, lime, crushed brick, pull-off strength, compatibility, recycling

[1]*Asistent-student doktorskih studija, mast.inž.građ., Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, amarina@imk.grf.bg.ac.rs*
[2] *V. prof, dr dipl.građ.inž., Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, dimmy@imk.grf.bg.ac.rs*
[3] *Doc. dr dipl.građ.inž., Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, savic.alexandar@gmail.com*
[4] *Prof. dr dipl.tehn.inž., Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, dragica@imk.grf.bg.ac.rs*
[5] *Mast.inž.građ., enidamusovic@hotmail.com*
[6] *Student master studija Građevinskog fakulteta, Univerzitet u Beogradu, stefan.stanimirovich@gmail.com*

1. UVOD

Malteri na bazi kreča korišćeni su prilikom zidanja i malterisanja građevina tokom najvećeg dela razvoja ljudske civilizacije. Najstariji materijalni dokazi o proizvodnji kreča datiraju iz 11000 – 10000 godina pre n.e., a pronađeni su u jugoistočnoj Anadoliji, današnjoj Turskoj. Postoje podaci i da je u razdoblju od 6000. do 4000. godine pre n.e. kreč bio korišćen kao vezivo za zidanje opekom na području Palestine.

U Evropi jedna od prvih upotreba krečnih maltera bila je pri izradi podova 6200-5400 godina pre n.e. otkrivenih na lokalitetu Lepenski Vir.

Pored inertnih prirodnih agregata, u malterima je povremeno prisutna i drobljena opeka kao delimična ili potpuna zamena agregata u delovima konstrukcija ili na površinama koje su izložene vlažnim uslovima i uticajima sredine. Prvi dokazi o korišćenju dodataka na glinenoj bazi u krečnim malterima pronađeni su u vavilonskim građevinama 3000 godina p.n.e. Prvi dokumenti u kojima se pominje primena drobljene opeke u malterima su zapisi Catonea i Vitruvijusa iz perioda procvata Rimskog carstva.

Najveći razvoj maltera sa spražnjenom opekom ili agregatom od drobljene opeke nastupio je u vreme Rimskog carstva, ali je praksa korišćenja ovih maltera nastavljena i u doba Vizantijskog carstva i Otomanske imperije, pa čak i do 19. veka. Primeri upotrebe ovakvih maltera su i crkva Svete Sofije u Istambulu, srednjovekovni grad Rodos, crkve, manastiri i katedrale u Kijevu i Izraelu, kula u Baču. Pored njihove značajne karakteristike vodonepropustljivosti, ističe se i njihova uloga u izradi elemenata seizmički stabilnih zidanih konstrukcija. Ovi malteri su zatim korišćeni i na drugim kontinentima, npr. u Indiji i arapskim zemljama [1].

Autori koji su se bavili ispitivanjima istorijskih maltera iz različitih perioda i na različitim teritorijama (Grčka, Kipar, Portugalija, Italija, Turska, Srbija) pronašli su na više mesta maltere sa agregatom od drobljene opeke, a često i prisutne sitne čestice od istog materijala. U najvećem broju slučajeva prilikom hemijske analize, u ovim malterima je zabeleženo prisustvo proizvoda nastalih kao posledica hidraulične reakcije [2, 3]. Sitnije frakcije agregata od drobljene opeke imale su ulogu hidrauličkog dodatka, dok je ispitivanjem kontaktne zone između veziva i zrna drobljene opeke primećeno da njena širina iznosi oko 10 μm, da je kompaktna i da na njoj nije zabeleženo prisustvo većih pora [4, 5].

Iako su malteri na bazi kreča krajem 19. i tokom 20. veka skoro sasvim zamenjeni malterima sa hidrauličkim vezivima, pre svega na bazi cementa, ponovno interesovanje za ovaj tip maltera javlja se već u drugoj polovini 20. veka. U tom periodu je primećeno da je usled korišćenja maltera na bazi cementa prilikom intervencija na nekim od starih objekata, došlo do pojave novih oštećenja osnovnih materijala. Sa druge strane, iako je došlo do promena u tehnologiji proizvodnje građevinske keramike, postoje različiti pokušaji primene recikliranog agregata od drobljene opeke, posebno u betonskim i malterskim kompozitima [6]. Matias et al. [1] u svom preglednom radu sugerišu da prethodna istraživanja u najvećoj meri obuhvataju primenu drobljene keramike kao agregata u cementnim malterima, dok su istraživanja vezana za krečne maltere ređa i da ova saznanja nisu bila sistematizovana. Zaključci ovog preglednog rada su da je potrebno posvetiti posebnu pažnju razumevanju pojava u krečnim malterima sa agregatom ili filerom od opeke i reakcija koje se u ovom sistemu odvijaju. Temperature pečenja gline na kojima je najveća verovatnoća dobijanja keramičkog materijala sa

pucolanskim svojstvima, a posebno njihove najviše preporučene vrednosti, bliske su i temperaturama korišćenim u savremenoj proizvodnji keramičkih proizvoda.

Isti autori [2] istražili su upotrebu keramičkog otpada nastalog od 7 različitih proizvoda iz fabrika opeka i crepa, kao i fabrika za proizvodnju keramičkih pločica kao dodataka krečnim malterima. Rad je inspirisan činjenicom da zbog povećanih zahteva kvaliteta za keramičke proizvode, kao i visokih temperatura pečenja koje mogu da izazovu pojave prslina ili oštećenja, fabrike keramike proizvode određene količine otpada u vidu proizvoda koji nisu zadovoljili kriterijume proizvodnje, a nisu upotrebljeni u druge svrhe.

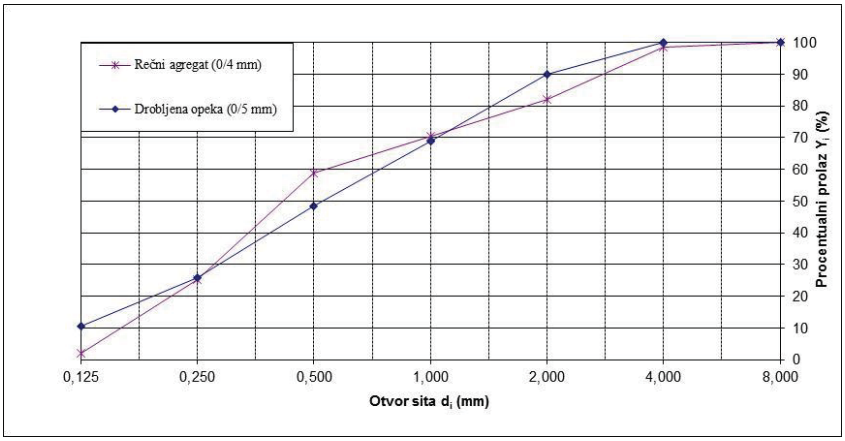
Zaključeno je da se dodavanjem drobljenog keramičkog otpada poboljšavaju mehaničke karakteristike krečnih maltera, kao i njihova otpornost na dejstvo mraza. Krečni malteri sa visokim sadržajem drobljene keramike i malteri sa prirodnim hidrauličkim krečom i niskim sadržajem drobljene keramike pokazali su najbolja svojstva. Upijanje vode se povećava, a paropropustljivost se smanjuje sa dodatkom drobljene keramike. Ove razlike nisu bile značajne u odnosu na referentne maltere.

Takođe, Corinaldesi [7] je spravljala mešavine sa hidrauličkim krečom i dva tipa agregata od drobljene opeke različitih granulacija 0-2 mm i 0-4 mm. Zaključeno je da malteri sa krupnijim agregatom od drobljene opeke imaju procentualno veći sadržaj makro pora koje omogućavaju bolju paropropustljivost uz smanjenje kapilarnog upijanja.

Pored vrste agregata, značajan uticaj na svojstva maltera ima i odnos veziva i agregata [5]. Prema navodima iz literature najčešće su korišćeni zapreminski odnosi između 1:4 i 1:2 [4].

2. MATERIJALI I MEŠAVINE

U radu su ispitivana fizičko-mehanička svojstva krečnih maltera kod kojih je rečni agregat delimično zamenjen agregatom od reciklirane drobljene opeke u količini od 25, 50 i 75% (zapreminski). Tri referentne mešavine spravljene su sa krečnim testom kao vezivom i prirodnim rečnim agregatom sa zapreminskim odnosima kreča (suve materije) i agregata 1:2, 1:3 i 1:4. Količina vode za svaku mešavinu određena je iz uslova dostizanja ciljane konzistencije tj. prečnika rasporostiranja za referentne mešavine u granicama od 130-140 mm.



Slika 1 – Granulometrijske krive korišćenih agregata

Pri spravljanju svih mešavina korišćen je rečni agregat "Dunavac", I frakcija od 0 do 4 mm, čija je zapreminska masa u rastresitom stanju iznosila 1,610 g/cm^3. Agregat od drobljene opeke, proizvođača "Univerzum" iz Aranđelovca, veličine od 0 do 5 mm, nastaje drobljenjem odbačenog materijala prilikom proizvodnje giter blokova deklarisane marke 100/80. Zapreminska masa ovog agregata u rastresitom stanju iznosila je 1,081 g/cm^3 a izmereno upijanje vode 12,3%. Granulometrijske krive oba korišćena agregata prikazane su na slici 1.

Krečno testo proizvođača "Javor" iz Veternika nastaje gašenjem živog kreča proizvedenog u fabrici "Jelen Do" kod Požege. Pre pakovanja i upotrebe krečno testo odležava najmanje 40 dana u odgovarajućim bazenima. U korišćenom testu sadržaj slobodne vode iznosio je 19,9%. Ova količina vode uzeta je u obzir prilikom formiranja konačnih receptura mešavina. Ukupan sadržaj aktivnog CaO i MgO iznosio je 95,4%. Zapreminska masa kreča iznosila je 0,6 g/cm^3.

Sastav svih 12 mešavina prikazan je u tabeli 1. Referentne mešavine označene su prema odnosu upotrebljenog kreča i peska ("1/2", "1/3" i "1/4"), dok su nazivi mešavina sa delimičnom zamenom rečnog agregata drobljenom opekom dopunjeni zapreminskim procentom zamene (npr. kod mešavine sa oznakom "1/2-25" 25% rečnog agregata je zamenjeno drobljenom opekom). Količina slobodne vode je kod mešavina sa drobljenom opekom povećana u odnosu na količinu korišćenu za referentnu mešavinu za vrednost upijanja vode ovog agregata.

Tabela 1 – Sastav ispitivanih mešavina (kg/m^3)

Oznaka mešavine	m_{kt}	m_p	m_{do}	m_v
1/2	***349***	***1500***	***-***	***210***
1/2-25	***349***	***1124***	***252***	***241***
1/2-50	***349***	***750***	***503***	***272***
1/2-75	***349***	***375***	***755***	***303***
1/3	***250***	***1610***	***-***	***230***
1/3-25	***250***	***1208***	***270***	***263***
1/3-50	***250***	***805***	***540***	***297***
1/3-75	***250***	***402***	***811***	***330***
1/4	***193***	***1657***	***-***	***270***
1/4-25	***193***	***1243***	***278***	***305***
1/4-50	***193***	***828***	***556***	***339***
1/4-75	***193***	***414***	***834***	***373***

Legenda: m_{kt} – masa krečnog testa, m_p –masa rečnog agregata, m_{do} – masa drobljene opeke, m_v – masa vode

3. ANALIZA REZULTATA ISPITIVANJA

U svrhu ispitivanja fizičko-mehaničkih svojstava navedenih malterskih mešavina napravljena su dva tipa uzoraka. Ispitivanja čvrstoće pri pritisku, kao i kapilarnog upijanja, vršena su na uzorcima oblika prizme dimenzija 4×4×16 cm, dok je ispitivanje prianjanja (adhezije) maltera vršeno na uzorcima opeke na koju je nanet sloj maltera debljine 1 cm. Ugrađivanje maltera je vršeno ručno, bez naknadnog vibriranja. Neposredno pre nanošenja malterskog sloja opeke su potapane u vodu da bi se izbegla difuzija vode iz sveže malterske mešavine. Nekoliko minuta nakon nanošenja maltera izvršeno je ručno zasecanje uzoraka, samo kroz malterski sloj, kružnom burgijom prečnika 50 mm, kao priprema za ispitivanje adhezije. Obe vrste uzoraka u svežem i očvrslom stanju prikazane su na slici 2.

Slika 2 – Izgled uzoraka u svežem (gore) i očvrslom stanju (dole)

Svi uzorci su negovani na sobnoj temperaturi 20±2°C u uslovima relativne vlažnosti 50±10%. Ispitivanja su vršena pri starostima od 7, 14, 28 i 56 dana. Ispitivanje čvrstoće pri pritisku, kao i ispitivanje kapilarnog upijanja vršeno je na uzorcima osušenim do konstantne mase na temperaturi od 60°C.

3.1. KAPILARNO UPIJANJE

Uzorci za ispitivanje kapilarnog upijanja pripremljeni su prema standardu SRPS EN 1015-18:2008 pri starostima od 28 i 56 dana. Uzorci su pri svakoj od starosti prvo osušeni u sušnici na temperaturi od 60°C, ohlađeni na sobnoj temperaturi, a zatim premazani slojem parafina sa

bočnih strana i podeljeni na dve polovine. Tako pripremljeni uzorci su postavljeni u posude, blago odignuti od dna posude, i potopljeni u vodu do visine od 10 mm. Tokom ispitivanja nivo vode je održavan konstantnim. Merena je masa uzoraka u nekoliko vremenskih intervala do 90 min, a zatim i nakon 48 sati od početka ispitivanja. Na osnovu nagiba početnog dela dijagrama zavisnosti količine upijene vode po površini poprečnog preseka i korena vremena određene su vrednosti koeficijenata kapilarnog upijanja (A) prikazane u tabeli 2. U istoj tabeli prikazane su i konačne vrednosti upijanja (U - nakon 48 h od trenutka potapanja uzoraka).

Tabela 2 – Rezultati ispitivanja kapilarnog upijanja malterskih mešavina nakon 28 i 56 dana

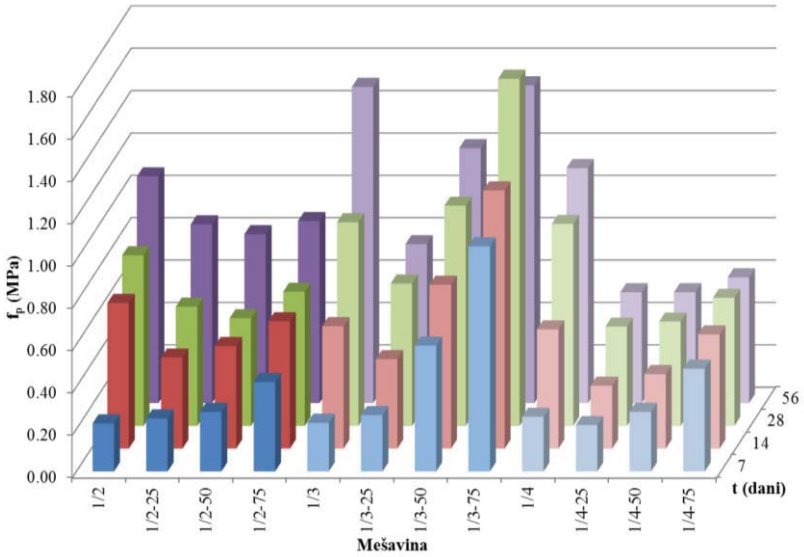
Oznaka mešavine	***A (kg/(m^{2}h$^{1/2}$))***		***U (%)***	
	nakon 28 dana	***nakon 56 dana***	***nakon 28 dana***	***nakon 56 dana***
1/2	***18,65***	***16,91***	***11,2***	***10,3***
1/2-25	***23,53***	***17,99***	***15,2***	***16,5***
1/2-50	***25,67***	***16,30***	***19,6***	***21,5***
1/2-75	***20,84***	***14,85***	***23,6***	***26,3***
1/3	***18,50***	***17,43***	***10,9***	***9,6***
1/3-25	***23,96***	***24,34***	***14,7***	***16,2***
1/3-50	***21,84***	***21,59***	***18,6***	***20,5***
1/3-75	***18,57***	***19,06***	***20,2***	***25,0***
1/4	***17,77***	***14,80***	***10,4***	***9,6***
1/4-25	***28,37***	***14,62***	***15,4***	***16,1***
1/4-50	***27,50***	***18,68***	***19,3***	***20,5***
1/4-75	***21,26***	***20,51***	***23,6***	***26,0***

Kao što je i očekivano s obzirom na veću poroznost agregata od drobljene opeke u odnosu na agregat rečnog porekla, sa povećanjem procenta zamene agregata rastu i konačne vrednosti upijanja za sve tri vrste mešavina. Ove vrednosti se kod mešavina sa drobljenom opekom uvećavaju i sa starošću uzoraka. Međutim, kada se posmatra koeficijent kapilarnog upijanja primećuje se nešto drugačiji trend. Naime sa povećanjem starosti dolazi do njegovog opadanja, pri čemu su kod mešavina sa najvećim procentom zamene agregata vrednosti koeficijenta kapilarnog upijanja manje od referentne vrednosti za 12% kod mešavina sa odnosom kreča i agregata 1:2, a za 9, odnosno 19% veće od referentnih vrednosti kod mešavina sa odnosom kreča i agragata od 1:3 i 1:4. Kod mešavina sa 25% i 50% zamene rečnog agregata vrednosti ovog koeficijenta su po pravilu veće za mešavine označene sa 1/2 i 1/3, dok mešavina 1/4-25 ima najmanju vrednost koeficijenta kapilarnog upijanja od svih ispitivanih mešavina pri starosti od 56 dana. Dakle, malteri sa dodatkom agregata od drobljene opeke imaju po pravilu veću ukupnu poroznost od referentnih mešavina, što utiče na veće konačne vrednosti upijanja. Koeficijent kapilarnog upijanja zavisi pre svega od raspodele veličina pora, pa razlike u izmerenim vrednostima nastaju usled većeg procenta makro pora u malterima sa dodatkom drobljene opeke. Ovakav zaključak saglasan je sa nalazima iz literature [7], gde su malteri sa hidrauličkim krečom kao vezivom i krupnim agregatom od drobljene opeke imali najmanji koeficijent kapilarnog upijanja koji je iznosio 12.1 *kg/(m^{2}h$^{1/2}$)*. U istom radu pokazano je da je ova mešavina imala manju ukupnu poroznost u odnosu na mešavinu sa sitnijim agregatom od

drobljene opeke, ali veći procenat makro pora u odnosu na ovaj, ali i referentni malter sa rečnim peskom kao agregatom.

3.2. ČVRSTOĆA PRI PRITISKU

Ispitivanje čvrstoće pri pritisku vršeno je prema standardu SRPS EN 1015-11:2008, pri starostima od 7, 14, 28 i 56 dana. Rezultati ispitivanja prikazani su na slici 3. Pri starosti od 7 dana čvrstoće pri pritisku kod svih mešavina rastu sa povećanjem sadržaja agregata od drobljene opeke. Najveća vrednost pri ovoj starosti, koja je iznosila 1,06 MPa, dostignuta je kod mešavine oznake 1/3-75.



Slika 3 – Čvrstoća pri pritisku malterskih mešavina pri starostima od 7, 14, 28 i 56 dana

Pri većim starostima primetan je brži priraštaj vrednosti čvrstoća kod referentnih mešavina u odnosu na mešavine sa drobljenom opekom, osim u slučaju mešavine 1/3 u poređenju sa mešavinom 1/3-75 kod kojih su se vrednosti čvrstoća pri pritisku izjednačile tek pri starosti od 56 dana. Ovakvo ponašanje može se objasniti aktivnošću agregata od drobljene opeke koji pri malim starostima u vlažnoj sredini reaguje sa kalcijum-hidroksidom iz kreča. Kako sa vremenom reakcija karbonatizacije preuzima primat u svim mešavinama, referentne mešavine dostižu veće vrednosti. Brzina odvijanja reakcije karbonatizacije u svim mešavinama praćena je fenolftaleinskim testom. Površine poprečnih preseka uzoraka neposredno nakon ispitivanja čvrstoće pri savijanju prskane su rastvorom fenolftaleina u 70% etil-alkoholu. Izmerene vrednosti širine karbonatizovanog sloja (dela preseka koji ostaje bezbojan nakon nanošenja rastvora fenolftaleina posmatrano od spoljašnje ivice preseka) kretale su se od 6,3 mm za mešavinu 1/2 do 7,9 mm za mešavinu 1/4 pri starosti od 28 dana i od 11,1 mm za mešavinu 1/4 do 14,6 mm za mešavinu 1/2 pri starosti od 56 dana. Karbonatizovana površina je kod svih mešavina sa dodatkom drobljene opeke imala manje vrednosti u odnosu na referentne mešavine pri starosti od 28 dana. Širine karbonatizovanog sloja kretale su se od 2,1 mm za

mešavinu 1/2-75 do 4,9 mm za mešavinu 1/2-25. Pri starosti od 56 dana mešavine sa zapreminskim odnosom kreč:agregat=1:4 i dodatkom drobljene opeke pokazale su veći stepen karbonatizacije u odnosu na referentnu mešavinu, dok je kod ostalih mešavina sa dodatkom drobljene opeke zabeležena manja širina karbonatizovanog sloja u odnosu na referentne mešavine. Najmanja širina karbonatizovanog sloja zabeležena je kod mešavine 1/2-50 i iznosila je 8,5 mm, dok je najveća vrednost zabeležena kod mešavine 1/4-25 i iznosila je 19 mm (presek je bio skoro u potpunosti karbonatizovan). Ovi podaci govore da proces karbonatizacije nije završen pri starosti od 56 dana za veliki deo mešavina, kao što je i bilo očekivano, pa bi trebalo nastaviti ispitivanja i pri većim starostima. Prema rezultatima istraživanja sprovedenim u okviru projekta Oldrenders minimalne čvrstoće pri pritisku maltera za spoljašnje malterisanje trebalo bi da se kreću između 0,4 i 2,5 MPa pri starosti od 90 dana [8]. Svi rezultati ispitivanja pri starosti od 56 dana prikazani u sklopu ovog rada zadovoljavaju navedeni uslov.

3.3. ADHEZIJA ZA PODLOGU

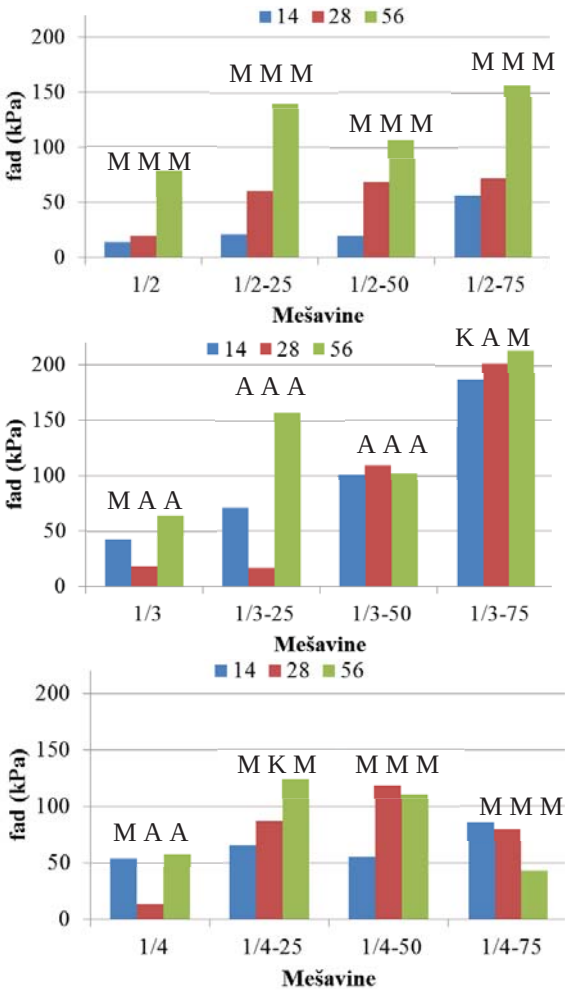
Ispitivanje prianjanja (adhezije za podlogu od opeke) izvršeno je uz pomoć Pull-off aparature proizvođača Controls opsega 16 kN, tačnosti 0,001 kN. Rezultati ispitivanja prikazani su grafički na slici 4.

Kod mešavina oznake 1/2 i 1/3 primećen je porast vrednosti adhezije kod mešavina sa agregatom od drobljene opeke. Ovaj priraštaj najmanji je kod mešavina sa 50% zamene rečnog agregata, dok je najveći kod mešavina sa 75% zamene rečnog agregata, drobljenom opekom. Pri starosti od 56 dana mešavina 1/2-75 ima dva puta veću vrednost adhezije od referentne mešavine 1/2, dok mešavina 1/3-75 ima 3,5 puta veću vrednost adhezije od mešavine 1/3 pri istoj starosti. Ovakvi rezultati poklapaju se sa nalazima datim u radu [7], gde je zaključeno da veza između maltera i opeke zavisi pre svega od kvaliteta kontaktne zone, a manje od mehaničkih karakteristika samog maltera. U ovom radu najveća čvrstoća ostvarena je između maltera sa finim agregatom od drobljene opeke i opeke niže marke, iako je ovaj malter pokazao manje čvrstoće pri pritisku u odnosu na referentnu mešavinu.

Niske vrednosti adhezije kod mešavina 1/3 i 1/3-25 pri starosti od 28 dana mogu se objasniti lošijom ugradnjom uzoraka i vrstom nastalog loma, kao i malim brojem ispitanih uzoraka. Lom je prilikom ispitivanja nastajao na tri načina: kao lom po malteru (kohezioni lom - M), lom po vezi malter-opeka (adhezioni lom - A) ili kombinovani lom (K) malter-lepak. Prema rezultatima istraživanja sprovedenih u okviru projekta Oldrenders minimalne čvrstoće prianjanja maltera za spoljašnje malterisanje trebalo bi da se kreću između 0,1 i 0,3 MPa pri starosti od 90 dana [8]. Svi rezultati ispitivanja pri starosti od 56 dana na malterima sa dodatkom drobljene opeke zadovoljavaju navedeni uslov, osim mešavine oznake 1/4-75.

4. ZAKLJUČAK

U radu su prikazani rezultati ispitivanja osnovnih fizičko-mehaničkih svojstava krečnih maltera sa delimičnom zamenom rečnog agregata recikliranom drobljenom keramikom nastalom drobljenjem škarta iz proizvodnje giter blokova proizvođača „Univerzum“ iz Aranđelovca. U ispitivanim malterskim mešavinama variran je sadržaj agregata od drobljene opeke, kao i odnos između veziva i agregata.



Slika 4– Adhezija za podlogu malterskih mešavina pri starostima od 14, 28 i 56 dana: mešavine sa odnosom kreč:agregat a) 1:2, b) 1:3 i c)1:4

Konačne vrednosti upijanja, kao što je bilo očekivano, rastu sa povećanjem sadržaja agregata od drobljene opeke. Koeficijent kapilarnog upijanja kod mešavina sa odnosom veziva i agregata od 1:2, najmanji je kod mešavine kod koje 75% agregata čini agregat od reciklirane drobljene opeke, dok kod mešavina sa oznakom 1/3 najmanji koeficijent kapilarnog upijanja ima referentna mešavina, a za njom mešavina označena kao 1/3-75.

Iako je kod većine maltera sa dodatkom agregata od drobljene opeke dostignuta niža vrednost čvrstoće pri pritisku u poređenju sa odgovarajućom referentnom mešavinom, svi rezultati pri starosti od 56 dana zadovoljavaju minimalne uslove za maltere za malterisanje prikazane u radu [8]. Mešavina 1/3-75 imala je veće vrednosti čvrstoće pri pritisku u odnosu na

referentnu mešavinu 1/3 pri starostima od 7, 14 i 28 dana, dok su ove dve mešavine pri starosti od 56 dana imale vrlo bliske vrednosti čvrstoća. Objašnjenje za više vrednosti čvstoća pri pritisku kod svih mešavina sa dodatkom drobljene opeke pri starosti od 7 dana jeste mogući efekat pucolanske reakcije praškaste komponente korišćenog agregata, što bi trebalo potvrditi dodatnim ispitivanjima.

Sa druge strane prianjanje je u većini slučajeva bilo veće kod maltera sa drobljenom opekom u odnosu na referentne mešavine. Na ovaj način je potvrđeno stanovište da veza između maltera i opeke zavisi pre svega od kvaliteta kontaktne zone, a manje od mehaničkih karakteristika samog maltera. Na svim mešavinama sa dodatkom agregata od drobljene opeke, osim mešavine oznake 1/4-75 dobijene vrednosti čvrstoće prianjanja pri starosti od 56 dana zadovoljavaju minimalne uslove za maltere za malterisanje prikazane u radu [8].

U radu je prikazano da pored velikog pozitivnog ekonomskog i ekološkog uticaja, zamena prirodnog agregata recikliranom drobljenom opekom ima i pozitivne efekte na fizičko-mehanička svojstva krečnih maltera, posebno pri većim procentima zamene.

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] Matias G., Faria P., Torres I.: Lime mortars with heat treated clays and ceramic waste: A review, Construction and Building Materials, 73, 2014, 125-136

[2] Matias G., Faria P., Torres I.: Lime mortars with ceramic wastes: Characterization of components and their influence on the mechanical behavior, Construction and Building Materials, 73, 2014, 523-534

[3] Vujović, S., Vučetić S., Ducman V., and Ranogajec I.: Pucolanski mortovi za konzervatorsku obradu starih zidanih konstrukcija, Gradjevinar 65 (8), 2013, 721–29.

[4] Böke, H., Akkurt S., Ipekoğlu B., and Uğurlu E.: Characteristics of Brick Used as Aggregate in Historic Brick-Lime Mortars and Plasters, Cement and Concrete Research 36 (6), 2006, 1115–22

[5] Manita P., Triantafilou T.C: The effect of aggregate composition on physical and mechanical characteristics of repair mortars, Transactions on the Built Environment 66, 2013, 781-90

[6] Vojnović Ćalić, T., Jevtić, D., Krstić-Furundžić, A.: The use of recycled crushed clay brick aggregate for the purpose of forming a prefabricated facade panel, Facta Universitatis, Series Architecture and Civil Engineering, 8 (10), 2008, 1-15

[7] Corinaldesi V.: Environmentally friendly bedding mortars for repair of historical buildings, Construction and Building Materials, 35, 2012, 778-784

[8] Carvalho F., Rosário Veiga M., Santos Silva A.: Methodologies for Characterization and Repair of Mortars of Ancient Buildings, Historical Constructions. International Seminar, 2001, 353–62.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-6
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Muamer Đulović[1], Merima Salčin[2], Marko Ćećez[3], Merima Šahinagić-Isović[4]

DIJAGNOSTIKA STANJA I PRIJEDLOG SANACIJE OBJEKTA "NAMA" U MOSTARU

Rezime:

Objekat "Nama" u Mostaru izgrađen je za vrijeme Austro – Ugarske vladavine oko 1900. godine. U toku životnog vijeka mijenjao je vlasnike nekoliko puta, a time su se i mijenjale namjene objekta. Objekat je u konačnici činio kompleksnu konstrukciju sačinjenu od kamenih nosivih zidova (kamen miljevina) sa čeličnim ojačanjima, čeličnih, drvenih, te armirano betonskih međuspratinih konstrukcija. Objekat je pretrpio znatna oštećenja i požar u periodu 1992. – 1995., međutim nije u potpunosti uništen. "Nama" se nalazi u granicama Historijskog gradskog područja grada Mostara, proglašenog nacionalnim spomenikom BiH. U radu će se prikazati dijagnostika stanja objekta "Nama", te odgovarajući prijedlog mjera sanacije.

Ključne reči: dijagnostika stanja, sanacija, miljevina

DIAGNOSTICS AND REHABILITATION PROPOSAL OF THE BUILDING "NAMA" IN MOSTAR

Summary:

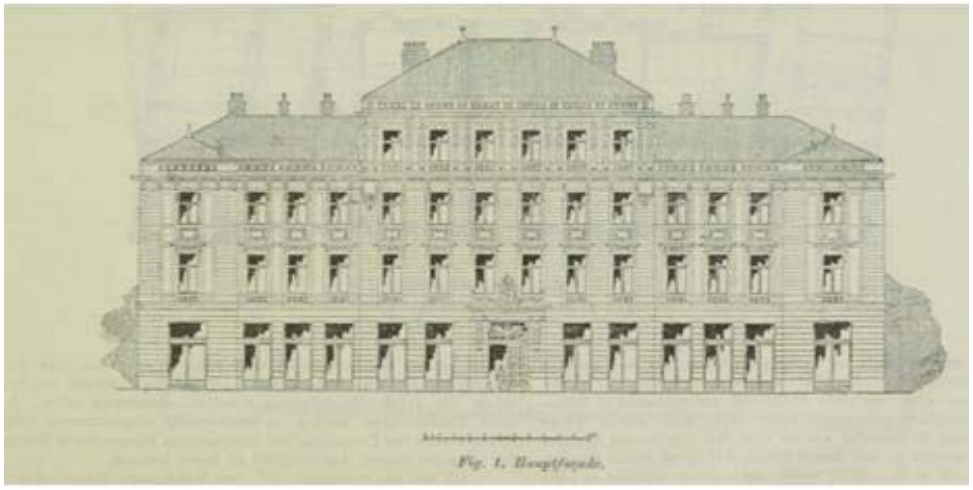
The building "Nama" in Mostar was built during the Austro - Hungarian rule around 1900. During the lifetime, the owners changed several times, thus changing the purpose of the building. In the end the building is a complex construction made up of stone bearing walls (stone miljevine) with steel reinforcement, with steel, wood and concrete slabs. The building suffered considerable damage and fire in the period 1992 – 1995, however it was not completely destroyed. "Nama" is located in the borders of the Historical urban area of the city of Mostar, proclaimed as a national monument of BiH. The paper will present the "Nama" building diagnostics and the proposal for appropriate rehabilitation.

Key words: diagnostics, rehabilitation, miljevina

[1] *Dipl.ing.građ., Univerzitet "Džemal Bijedić" u Mostaru, Građevinski fakultet USRC "Mithat Hujdur Hujka", 88104 Mostar BiH, muamer.djulovic@unmo.ba*
[2] *Mr, viši asistent, Univerzitet "Džemal Bijedić" u Mostaru, Građevinski fakultet, merima.salcin@unmo.ba*
[3] *Mr, viši asistent, Univerzitet "Džemal Bijedić" u Mostaru, Građevinski fakultet, marko.cecez@unmo.ba*
[4] *Dr, vandredni profesor, Univerzitet "Džemal Bijedić" u Mostaru, Građevinski fakultet, merima.sahinagic@unmo.ba*

1. UVOD

Prostor na kome se nalazi objekat "Nama" poznat je po imenu "Džinovina" jer se ovom mjestu nalazio Džinovića han, najveći mostarski han u vrijeme Osmanskog carstva. Nakon uništenja hana, poznato je da je zemljište kupio Mustafa Komadina i na tom mjestu u periodu od 1898. do 1900. izgradio novu neoklasičnu zgradu sa tri etaže i prostranim unutrašnjim dvorištem (slika 1) [1]. Arhitekta ovog objekta bio je Josip Vancaš iz Sarajeva. Objekat je prvobitno iznajmljena Austro – Ugarskoj vojsci, a u periodu nakon Prvog svjetskog rata imao je različite namjene. Potomci Mustafe Komadine su prodali zgradu 1920. godine, te je ugledni mostarski graditelj Miroslav Loose izveo određene modifikacije eksterijera i interijera na zgradi 30tih godina dvadesetog vijeka [1]. U tom periodu u objektu je otvoreno i kino, koje je radilo sve do 1947. godine, kada su prostorije preuređene za potrebe Zemaljskog magazina (ZEMA). Od 1950. godine, veći dio prizemlja objekta se pretvara u Narodni magazin (NAMA), dok se u preostali dio smješta Učiteljska škola i Skupština opštine. Na prvom spratu je otvorena robna kuća "Nama" koja je bila najveći trgovački centar regije. Za potrebe mostarskog Gradskog vijeća, 1970. godine, objekat je pretrpio još jednu veliku nadogradnju, gdje je sjeverni dio nadograđen sa još jednim spratom i potkrovljem. Do 1992. godine u objektu je bio smješten I dio Skupštine opštine [2]. Iako je u periodu 1992. – 1995. zgrada oštećena, ona nije do kraja uništena, međutim do danas nije rekonstruisana.

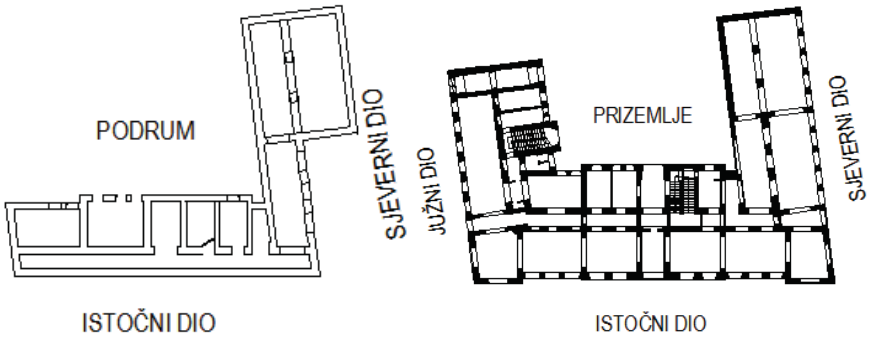


Slika 1 – Originalni izgled objekta "Nama" iz projekta Josipa Vancaša [2]

2. ORIGINALNI IZGLED OBJEKTA

U trenutku kada je izgrađen objekat, predstavljao je jednu od najvećih građevina u Mostaru i dominirao je pejzažom grada [2]. Izgrađen u secesionističkom stilu, koji preovladava objektima Austro – Ugarske krajem 19-tog vijeka, objekat je nepravilne osnove sa masivnim

kamenim zidovima kao osnovnim elementom konstrukcije objekta. Osnova objekta je približno zakošeno slovo U na lijevo i sastoji se od centralnog dijela koji je orijentiran na istočnu stranu, sjevernog krila i južnog krila (slika 2). Južni i sjeverni dijelovi su malo zakošeni u odnosu napravi ugao prema istočnom dijelu (83 odnosno 97 stepeni respektivno). Spratnost centralnog dijela i krila je različita. Centralni dio (istočni dio) ima spratnost P+3 sprata, a južno i sjeverno krilo P+2 sprata. Podrum zauzima samo dio istočnog (centralnog) dijela zgrade i dio sjevernog krila zgrade.



Slika 2 – Skica tlocrta objekta, podrum i prizemlje

Glavna fasada zgrade usmjerena je prema istoku i u skladu s tim je najbogatije ukrašena. Bočne fasade (sjeverna i južna) ukrašene su na sličan način kao i prednja fasada ali sa manje bogatim naglašenim ukrasima. Zadnja odnosno dvorišna strana je jednostavno izvedena bez ikakvih ukrasnih elemenata ili istaka.

Konstrukciju objekta čine masivni kameni zidovi izvedeni klesanim kamenom u krečnom malteru debljina od 90 cm (podrumski zidovi i temelji) i 80 cm (dio zidova prizemlja) do 50 cm (zidovi III sprata). Uz zidove ističu se masivni kameni lukovi kao najvažnije dijelove konstruktivnog sklopa zgrade. U sklopu nosivih zidova ugrađene su čelične zatege od željeza koje su bile putem željeznih klamfi vezane za međuspatne konstrukcije spratova objekta. Uz ove zatege postojali su i poprečni valjani "I" profili kao horizontalno ukrućenje zidova zgrade. Svi nadvratnici i nadprozornici, kao i veći otvori u unutrašnjim zidovima, izvedeni su kao kameni lukovi.

Stepeništa objekta su izvedena pomoću čeličnih profila preko kojih su montirani kameni stepenici. Podesti su izvedeni na plitkim lukovima od opeke. Međuspratne konstrukcije su izvedene u vidu plitkih svodova (Pruski strop) od pune opeke ozidanih preko nosivih čeličnih profila u podrumu, prizemlju, stubištima i hodnicima dok su međuspratne konstrukcije spratova izvedene od drvenih greda i dasaka. Krovna konstrukcija je klasična drvena i pokrivena je crijepom. Sve istake i vijenci na fasadama izvedene su od klesanog kamena uzidanog u osnovnu strukturu zidova. Završni vijenci ispod krovišta zaštićeni su limenim opšavom preko kojih su postavljeni oluci od pocinčanog lima što se odnosi i na veće istake iznad prozora i srednjih horizontalnih vijenaca.

Oblaganje fasade izvedeno je uziđivanjem velikih blokova kamena tenelije debljine 20 cm u prizemlju, odnosno 10 cm na spratovima objekta. Visine pojedinih etaža veoma su velike i kreću se od 5,50 m u prizemlju, 4,80 m na I spratu, 4,30 m na II spratu, do 4,00 m na III spratu, tako da je ukupna visina objekta (bez podruma) iznosi cca 20,00 m, a visina zidova u dijelu sa

podrumom 22,50 m. Zbog promjena u interijeru tokom životnog vijeka konstrukcije, nije moguće precizno odrediti položaj i dimenzije prostorija unutar objekta. U odnosu na ovako opisano izvorno stanje, mogu se definisati dvije faze intervencije izvršene tokom godina.

Originalnom izgledu objekta, 1930tih godina pridonijela je prva intervencija na promjeni namjene objekta nakon prodaje novom vlasniku [1]. Intervencija se ogleda u dodavanju vertikalnih i horizontalnih ojačanja u vidu I i U čeličnih profila. Tokom 1970tih godina, provedena je druga intervencija na objektu [1]. Na sjevernom krilu objekta dodate su dvije etaže sjevernom krilu zgrade i novo armirano betonsko stubište, te prizemni objekat na zapadnoj strani objekta. Dograđene etaže su zidane punom opekom i ojačane armirano betonskim serklažima. međuspratna konstrukcija iznad I sprata je u vidu "Avramenko" sitnorebraste armiano betonske tavanice, dok je međuspratna konstrukcija iznad II sprata izvedena u vidu čeličnih rešetkastih nosača preko kojih su postavljene stropna obloga i krovni pokrivač. Za potrebe dogradnje dvije etaže u ovom dijelu objekta, postojeći kameni stubovi u podrumu i prizemlju ojačani su armirano betonskim plaštem preko kojih je izvedena greda kombinovana od kamena, čeličnih profila i betona.

3. DIJAGNOSTIKA STANJA OBJEKTA "NAMA"

Pravilna i tačna ocjena stanja ključna je osnova za uspješan popravak konstrukcije koja je izložena degradacijskim procesima. U okviru ocjene stanja postojeće konstrukcije potrebno je poštovati opću metodologiju koja uključuje [3]:

- Prikupljanje postojeće dokumentacije (nacrta i proračuna)
- Pregled građevine
- Ispitivanja i praćenja
- Proračuni
- Ocjena i odluka o daljnjem postupanju.

Najjednostavniji način za prikupljanje informacija o bilo kojem objektu je pregled postojeće projektne dokumentacije. No, obično za objekte iz Austro – Ugarskog perioda, kao što je predmetni objekat, projektna dokumentacija je izgubljena ili uništena. Također, na predmetnom objektu su u više navrata vršene intervencije, čime sagledavanje originalnog projekta nema smisla. Stoga su napravljeni novi crteži zasnovani na mjerenju geometrije strukture.

3.1. VIZUELNI PREGLED KONSTRUKCIJE

Vizuelni pregled obično se koristi za detaljnu inspekciju konstrukcije u smislu formiranja pukotina, pojave vlage, deformacija konstrukcije itd. [3]. Vizuelni pregled ovako oštećenih konstrukcija obuhvata detaljno mjerenje konstrukcije i opis oštećenja konstrukcije, odnosno procjenu oštećenja konstrukcije.

Vanjska dužina objekta sa istočne strane je 49,90 m, sa sjeverne strane cca 38,00 m, a sa južne cca 29,00 m. Sa unutrašnje strane dimenzije objekta su respektivno 25,00 m, 21,00 m i 15,50 m. Podrumski kameni zidovi (vanjski i unutrašnji) su debljine 90 cm, što predstavlja i debljinu kamenih temelja. Dubina temeljenja je u prosjeku 50 cm. Na prizemlju i I spratu vanjski kameni zidovi istočnog i južnog krila su debljine 80 cm, dok su unutrašnji 70 cm i 50 cm. Sjeverno krilo je izgrađeno djelimično od kamenih vanjskih zidova debljine 80 cm, a

djelimično 60 cm. Unutrašnji zidovi su 65 cm. Na II spratu kameni zidovi se sužavaju i iznose 70 i 50 cm. Svi kameni zidovi izrađeni su pretežno od kamena miljevine, a vidljiv je i kamen tenelija, te sedra. Preostali pregradni zidovi su od opeke. Visine pojedinih etaža veoma su velike i kreću se od 5,50 m u prizemlju, 4,80 m na I spratu, 4,30 m na II spratu, do 4,00 m na III spratu, tako da je ukupnavisina objekta (bez podruma) iznosi cca 20,00 m, a visina zidova u dijelu sa podrumom 22,50 m.

Vizuelnim pregledom objekta vidljivo je veliko oštećenje uslijed požara kojem je objekat bio izložen. Prije svega, vršeni su mjestimični otkopi kamenih temelja i vidljivo je da su temelji uopšteno u lošem stanju. Malter koji je povezivao blokove dosta je ispran i potrebna je odgovarajuća sanacija. Istočni i sjeverni vanjski fasadni zidovi nemaju značajnijih rušenja dijelova zida, osim lokalnih odlamanja kamenih blokova, te su postojani i u relativno dobrom stanju. Južni fasadni zid je znatno porušen, kao i središnji dio ovog zida iznad prizemlja, (slika 3). Zapadna fasada nema značajnih oštećenja.

Slika 3 – Istočna i južna fasada

Zbog potpuno uništenog krova dio zidova potkrovlja je dosta oštećen od požara (naročito gornji redovi blokova), te je ovaj dio kamenih blokova potrebno zamijeniti. Oštećena koja su nastala na unutrašnjim nosivim zidovima su mehaničke prirode i ogledaju se u ispadanju većeg broja kamenih blokova i pojave pukotina. Također, na mjestima ispadanja drvenih stropnih greda i nosivih željeznih greda stropa, vidljiva su oštećenja zidova koji su posljedica obrušavanja stropova i "čupanja" tih greda. Unutarnji nosivi zidovi su obloženi krečnim malterom. Malteri su u veoma lošem stanju, a na pojedinim zidovima je došlo do potpunog odlamanja postojećeg maltera. Vertikalna i horizontalna željezna ojačanja kamenih zidova, lukova i vijenaca izvedenih od I i L profila u potpunosti su korodirali, (slika 4).

Degradacija kamena i opeke uslijed atmosferskih uticaja su prisutna na cijelom objektu. Vidljiva su na svim zidovima objekta i glavni su uzročnik smanjene čvrstoće kamena miljevine. Uslijed uticaja smrzavanja i odmrzavanja, te varijacija u temperaturi zraka nastale su pukotine u kamenim blokovima, koje su vidljive kao vertikalne ili mrežaste pukotine. Lokalno vidljivo je i ispiranje kamena, koje je najvjerovatnije posljedica reakcija CO_2 i krečnjaka. Na pojedinim zidovima od kamena i opeke vidljive su bijele mrlje, koje su posljedica "iscvjetavanja".

Svi drveni stropovi su u potpunosti izgorjeli. Podrumski stropovi su Pruski strop i u vrlo dobrom su stanju, te se mogu koristiti pri rekonstrukciji objekta. Pruski stropovi su bili i iznad prizemlja, djelomično su porušeni a preostali dio je u lošem stanju. Vidljiva su brojna ispadanja opeke na čitavom stropu, te pojava bijelih mrlji na opeci što je najvjerovatnije rezultat kristalizacije soli uslijed kiselih kiša i zelene mrlje koje su rezultat prisutnosti lišajeva, te njihove hemijske reakcije sa opekom. Željezni nosači pruskih stropova su u potpunosti korodirali, a lokalno su prisutne deformacije nosača i ispadanje iz mjesta oslanjanja uslijed rušenja gornjih dijelova konstrukcije.

Slika 4 – Oštećenja unutarnjih zidova i stropova

"Avremenko" stropovi u sjevernom dijelu objekta nisu direktno oštećeni od mehaničkih uticaja (slika 5). Uslijed izloženosti požaru i atmosferskim uticajima došlo je do odlamanja zaštitnog sloja betona što je rezultiralo korozijom armature. Strop nije doživio značajnije ugibe, međutim zbog stanja armature i betona pri rekonstrukciji bi se trebao ukloniti. Strop od čeličnih rešetki u sjevernom dijelu objekta je u požaru potpuno uništen. Deformacije izazvane velikim temperaturama su izražene kod svih čeličnih rešetki i one su potpuno neupotrebljive i moraju se ukloniti. Objekat je u nekoliko navrata čišćen, međutim prisustvo različitih biljaka je i danas evidentno.

Slika 5 – "Avremenko" stropovi (lijevo) i mjesta oslanjanja greda Pruskih stropova (desno)

Stepeništa su izvedena od čeličnih I profila preko kojih su postavljena gazišta od kamena. Na gornjim spratovima stepeništa su u potpunosti uništena. U nižim spratovima stepeništa su prohodna, vidljiva su odlamanja dijelova kamena stepenika, koja su posljedica urušavanja dijelova stropova.

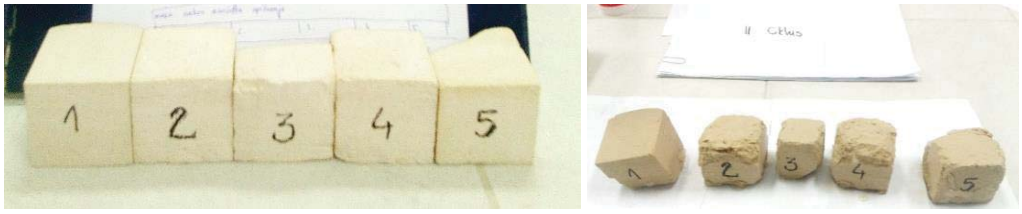
3.2. LABORATORIJSKA ISPITIVANJA KAMENA

Nosivi zidovi objekta "Nama" izrađeni su pretežno od kamena miljevine, u manjem obimu kamena tenelije, te je vidljivo prisustvo sedre mjestimično. Stoga laboratorijska ispitivanja obuhvataju isključivo ispitivanja kamena miljevine. Miljevina je krečnjak oolitne strukture, lijepo naslojen sa različitom debljinom slojeva, dosta mek, bjeličaste do žućkaste boje, s tamnijim mikroslojevima smeđe žućkaste boje. Miljevina i tenelija se u Mostaru intenzivno eksploatiraju i koriste u građevinarstvu kao arhitektonsko-građevinski kamen od 1550-ih godina i karakteristični su isključivo za područje Hercegovine [4].

Kamen za ispitivanje fizičko – mehaničkih osobina uzet je iz nosivog zida u unutrašnjosti objekta i uzorci miljevine su srezani iz većeg komada kamena. Ispitane su slijedeće osobine: zapreminska masa, upijanje, poroznost, čvrstoća pri pritisku u suhom i vodom zasićenom stanju, čvrstoća pri savijanju u suhom stanju i postojanost prema dejstvu mraza metodom Na_2SO_4. Mehaničke osobine su ispitane na po pet uzoraka (za pritisak kocke 50/50/50 mm, za savijanje prizme 50/50/200 mm), kao i postojanost na dejstvo mraza (kocke 50/50/50 mm), dok su zapreminska masa, upijanje i poroznost ispitane na svim uzorcima. U tabeli 1 date su srednje vrijednosti rezultata provedenih ispitivanja, a na slici 6, uzorci prije i nakon ispitivanja postojanosti prema dejstvu mraza. Sva ispitivanja su vršena prema JUS standardima.

Tabela 1 – Srednje vrijednosti rezultata ispitivanja fizičko – mehaničkih osobina kamena

Osobina	Zapreminska masa (kg/m^3)	Čvrstoća pri pritisku (suho) (MPa)	Čvrstoća pri pritisku (vodom zasićeno) (MPa)	Čvrstoća pri savijanju (suho) (MPa)	Upijanje (%)	Poroznost (%)
Sr. vrijednost	1834,45	24,84	17,30	3,18	12,5	22,92



Slika 6 – Uzorci prije i nakon II ciklusa ispitivanja

Nakon drugog ciklusa ispitivanja na postojanost prema dejstvu mraza vidljiva je značajna destrukcija uzorka i totalni gubitak mase, što se prema standardu klasifikuje kao kamen ne postojan na dejstvo mraza.

Rezultati ispitivanja kamena miljevine upućuju na opadanje mehaničkih osobina, uzrokovano izloženosti atmosferilijama u periodu od 20 godina, ali i požaru kojem je objekat bio izložen. Stoga, potrebno je predvidjeti odgovarajuća ojačanja nosivih zidova pri rekonstrukciji.

4. PRIJEDLOG MJERA SANACIJE

Analizom postojećeg stanja i oštećenja konstrukcije, te provedenih laboratorijskih ispitivanja, vidljivo je da prethodno rekonstrukciji objekta, potrebna je sanacija temelja i nosive kamene konstrukcije. Za sanaciju temelja preporučuje se izrada dvije armirano betonske grede (MB30, C25/30) sa obje strane temelja. Predložene dimenzije greda su 30/50 cm, čime će se povećati širina temelja na 1,50 m. Zbog pravilnog ostvarenja veze između greda i postojećeg temelja i ostvarenju monolitnosti konstrukcije preporučuje se izvođenje čeličnih ankera na svako 50 cm.

Zbog potpuno uništenog krova potrebno je jedan dio zidova potkrovlja srušiti i ponovno ozidati. Predlaže se da se postojeći kameni zidovi u što većem obimu zadrže sa ojačanjem, da bi se očuvala nematerijalna vrijednost izvornog ugrađenog kamena u objekat kulturno historijskog naslijeđa. Zidovi i dijelovi zidova koji se neće rušiti, trebaju se ojačati. Za ojačanje preporučen je mikroarmirani prskani beton uz primjenu polipropilenskih vlakana. Pri sanaciji zidova sa površina je potrebno prethodno odstraniti postojeći malter.

Postojeće stanje međuspratnih konstrukcija je veoma loše, te je prijedlog da se u potpunosti poruše (osim međuspratne konstrukcije prizemlja) i izvedu nove međuspratne konstrukcije. Također, prijedlog je da se svi kameni lukovi poruše, zbog izuzetno narušene nosivosti. Ovim radom su analizirane dvije varijante sanacija međuspratnih konstrukcija i to:

- Varijanta 1: sanacija izvođenjem armirano betonskih ploča debljine 20 cm,
- Varijanta 2: sanacija izvođenjem međuspratne konstrukcije u vidu I profila i ispune od olakšanih betonskih ploča.

Obe analizirane varijante su realno izvodive i zadovoljavaju sve projektne zahtjeve. Međutim, varijanta 2 mnogo više odgovara izvornom izgledu objekta, manje narušava stabilnost zidova, jer nisu potrebna značajnija uštemavanja što je neophodno za varijantu 1. Pored toga, nakon proračuna je vidljivo da varijanta 2 predstavlja znatno lakšu konstrukciju, uticaji u tlu i zidovima su manji nego kod varijante 1, te joj se daje prednost pri eventualnoj snaciji.

Stepenište treba biti sanirano na način da odgovara izvornom izgledu. Prema tome, nosivi čelični I profili zbog korozije i temperaturnih uticaja trebaju se zamijeniti novim, a kamene stepenike treba izraditi sa izvorno korištenim kamenom i dimenzijama. Krovna konstrukcija se treba izvesti kao drvena, da što približnije odgovara izvornom stanju.

Sve elemente fasade je potrebno vratiti u izvorni oblik. Oblik i dimenzije otvora, kamenu podlogu fasadnih ploha, nadvratnike, nadprozornike, ukrasne elemente, krovne vijence u potpunosti je potrebno restaurirati na identičan način kao u izvornom stanju uzimajući za uzorak prisutne neoštećene elemente.

Elementi fasadne ornamentike su skoro u potpunosti uništeni te je potrebno izvršiti restauraciju na osnovu istih ili sličnih elemenata sa drugih objekata iz ovog perioda ili manjeg broja sačuvanih elemenata u sadašnjem stanju.

5. ZAKLJUČAK

U radu je predstavljena dijagnostika stanja i prijedlog mjera sanacije postojeće konstrukcije objekta "Nama" u Mostaru. Objekat je izgrađen za vrijeme Austro – Ugarske vladavine oko 1900. godine i sastoji se od tri krila i tri sprata. U gradu Mostaru, kao i u cijeloj Bosni i Hercegovini postoji još uvijek veliki broj devastiranih objekata iz Osmanskog i Austro – Ugarskog perioda. Većinom se radi o kamenim konstrukcijama, izvedenim od lokalnog kamena. Za područje Mostara karakteristični su kamen miljevina i tenelija. Očekuje se da će svi ti objekti na neki način biti rekonstruisani, te bi bilo veoma korisno kreirati bazu podataka sa informacijama o tipu konstrukcije, prethodnim laboratorijskim ispitivanjima, stanju i td.

LITERATURA

[1] Dodds J.D. and Pašić A.: Reclaiming historic Mostar, opportunities for revitalization. World Monuments Fund, Istanbul, 1999., p. 95 – 96.

[2] Miletić K. D.: Mostar, glavna ulica. Mostar, 2005., p. 195.

[3] Radić J.: Trajnost konstrukcija I. Sveučilište u Zagrebu, Zagreb, 2010.

[4] Bilopavlović V., Šaravanja K., Pekić S.: Ispitivanje petrografskih i fizičko-mehaničkih svojstava kamena tenelije i miljevine. e-Zbornik radova Građevinskog fakulteta Sveučilišta u Mostaru, br. 6, 2013., pp. 104 – 111.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-7
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Goran Tadić[1]

FAZE IZGRADNJE, NIVELETA I TIPOVI MOSTOVA I PROPUSTA KORIŠĆENI U PROJEKTU REKONSTRUKCIJE PRUGE

Rezime:

Za rekonstrukciju jednokolosečne pruge i njeno pretvaranje u dvokolosečnu poboljšanih saobraćajnih karakteristika, potrebno je izabrati faze gradnje koje najmanje ometaju železnički saobraćaj. Ukoliko je isplativa izgradnja drugog koloseka, tehnički je lakše prvo pristupiti njegovoj izgradnji, pa zatim rekonstrukciji postojećeg. Uvođenje većih poluprečnika krivine radi veće brzine dovodi do mestimičnog udaljavanja novih koloseka od postojećeg. Veće pokretno opterećenje i deblji slojevi gornjeg stroja dovode do podebljanja konstruktivne visine nosača mostova i propusta. Ukoliko hidraulički uslovi ne dozvoljavaju spuštanje donje ivice konstrukcija, ostaju tri rešenja: dizanje nivelete, promena tipa nosača ili vrste gornjeg stroja.

Ključne reči: pruga, rekonstrukcija, mostovi, propusti, projekat, gradnja, faznost, saobraćaj

CONSTRUCTION SEQUENCE, LEVEL AND TYPES OF BRIDGES AND CULVERTS USED IN RAILWAY RECONSTRUCTION DESIGN

Summary:

In order to reconstruct the single-track railway and convert it into two-track with improved traffic characteristics, it is necessary to choose the construction stages that least disturb the rail traffic. If the construction of second track is feasible, it is technically easier to start with construction of the second track, and then to reconstruct the existing one. The introduction of larger curves' radius for higher speeds leads to the partial displacement of new tracks from the existing one. The larger live load and thicker layers of permanent way lead to a thickening of constructive height of bridges and culverts. If the hydraulic conditions do not allow lowering of decks' bottom edge, there are three solutions: raising the level, changing the bridge deck's or permanent way's types.

Key words: railway, reconstruction, bridges, culverts, design, construction, sequence, traffic

[1] *Diplomirani građevinski inženjer, Vodeći projektant konstrukcija i mostova, EGIS d.o.o., Trg Nikole Pašića 2, Beograd, goran.tadic-int@egis.fr*

1. FAZE IZGRADNJE

1.1. REKONSTRUKCIJA POSTOJEĆEG KOLOSEKA PA IZGRADNJA NOVOG

Smatra se da je kod postojećih pruga uobičajeno prvo izvršiti rekonstrukcju postojećeg koloseka pa, u slučaju potrebe, gradnju novog. Tako je i bila koncipiranja gradnja u Projektnom zadatku. Tek ako prethodna studija opravdanosti dokaže potrebu gradnje drugog koloseka, može se razmišljati o drugim načinima gradnje.

1.1.1. Uslovi Projektnog zadatka

Po projektnom zadatku za Studiju opravdanosti, Idejni i Glavni projekat unapređenja, obnove, izgradnje drugog koloseka i izgradnje nove dvokolosečne pruge na deonicama železničke pruge Dugo Selo – Novska, novi dvokolosečni objekti imaju šine tipa 60E1 zavarene u dugi šinski trak na betonskim pragovima, razmak koloseka otvorene pruge 4,50 m, tucanički zastor minimalne širine 2,20 + 4,50 + 2,20 = 9,90 m, minimalnu debljinu ispod praga na mestu niže šine 40 cm i, kao dodatnu želju Investitora, podzastorni uložak 2 cm debljine.

Postojeći jednokolosečni objekti treba da ispune osnovne geometrijske karakteristike:

- Udaljenost kolosečne ose od bliže ivice parapeta treba da je minimum 2,20 m. Ako rasponska konstrukcija nema ovu širinu na njoj nije moguće vršiti mašinsko održavanje gornjeg stroja. Da bi dobili potrebnu širinu, ploču je potrebno zameniti ili proširiti.
- Debljina zastorne prizme treba da je minimum 40 cm ispod donje ivice praga

Ukoliko se, usled zadovoljavajuće geometrije i stanja, zadržava postojeći most ili propust, mora se sprovesti postupak kategorizacije njegove nosivosti. Statički proračun treba da pokaže da objekti zadovoljavaju kategoriju nosivosti E5.

Novi most se proračunava za model opterećenja M71 s tim da se vrednosti opterećenja po projektnom zadatku množe multiplikativnim koeficijentom $\alpha = 1{,}33$, u skladu sa projektnim zadatkom, iako je vrednost multiplikativnog koeficijenta $\alpha = 1{,}21$ prema hrvatskim EN nacionalnim parametrima.

1.1.2. Stanje postojećih i projekat novih mostova i propusta

Sem činjenice da most ili propust ne ispunjava tražene geometrijske karakteristike, najčešći problemi su proceđivanje vode kroz konstrukciju i dotrajala trakasta elastomerna ležišta.

Na prednjim površinama krajnjih stubova česti su tragovi curenja vode koja je tamo dospela preko ležišne grede ili kroz zid krajnjeg stuba. To je pokazatelj da je hidroizolacija dotrajala ili da nije ni izvedena. Dugotrajno proceđivanje vode je štetno za konstrukciju i može izazvati koroziju armature i pojavu leda koji razara konstrukciju smrzavanjem vode u porama betona.

Ukoliko težimo zadržavanju postojećih mostova i propusta sa navedenim nedostacima, bilo bi potrebno obnoviti postojeću hidroizolaciju i drenažu i zameniti postojeća, dotrajala ležišta. Zamena ležišta zahteva podizanje rasponske konstrukcije, a obnova hidroizolacije otkopavanje nasipa iza krajnjeg stuba. U tom slučaju treba ugraditi železnički provizorijum po kojem bi se odvijao saobraćaj u režimu laganih vožnji jer je potrebno osigurati odvijanje saobraćaja na

pruzi za vreme trajanja radova. Po sanaciji imamo mostove koji bi uskoro zahtevali nova ulaganja zbog starosti pojedinih elemenata.

U drugoj fazi radova gradi se drugi kolosek. Da bi zadržali postojeće konstrukcije, u drugoj fazi bi ih trebalo produžiti za drugi kolosek ili zameniti novim dvokolosečnim konstrukcijama.

Slabe tačke produženja mostova i propusta su:

- Sanacija postojećih konstrukcija

Troškovi sanacije postojećih konstrukcija bili bi značajni.

- Uzdužna dilatacija na spoju postojeće i nove gredne konstrukcije

Na tom spoju može doći do pucanja dilatacije, a onda i proceđivanja vode. To je dugoročno štetno zbog smrzavanja koje postepeno razara dilataciju a zatim i grednu konstrukciju.

- Spoj između postojećeg i novog krajnjeg stuba

Postojeći krajnji stub se nalazi na već konsolidovanom tlu jer je sleganje završeno usled dugotrajne eksploatacije a na novom krajnjem stubu će tek nastupiti sleganje. To može izazvati pojavu pukotina na spoju postojećeg i novog krajnjeg stuba.

- Različit statički proračun postojeće i nove konstrukcije

Opterećenja koja su predviđena za projektovanje novih objekata i rekonstrukciju postojećih su mnogo veća od onih koja se koriste za kategorizaciju nosivosti objekata na prugama. Ni postojeće rasponske konstrukcije, ni stubovi, nisu dimenzionisani za ta opterećenja. Kao posledicu bi imali dve različito sračunate konstrukcije, predviđene za isto stvarno opterećenje.

Obzirom na gore navedeno i pošto bi rezultat radova na zameni izolacije i ležišta, produženju mosta ili propusta bila delom nova a delom stara konstrukcija, prikladnije je, jednostavnije, brže i jeftinije postojeći most ili propust zameniti novim mostom ili propustom istog otvora za dva koloseka.

Kako će nova pruga i nove konstrukcije biti dvokolosečne, ukupna širina objekata će biti 10,60 m. U slučaju montažne gradnje delovi armirano betonskog rama, ili ceo ram, mogu biti izrađeni neposredno uz postojeći objekat, tako da se u relativno kratkom vremenu zatvora saobraćaja na pruzi, delovi ili ceo objekat mogu ugraditi u konačan položaj. Ugradnja se može vršiti uz pomoć hidraulike bočnim guranjem, ili uz upotrebu dizalica odgovarajuće nosivosti.

Neki mostovi i propusti će biti napušteni zbog izmeštanja trase. U tom slučaju se rade novi mostovi i propusti za dva koloseka.

1.2. IZGRADNJA NOVOG KOLOSEKA PA REKONSTRUKCIJA POSTOJEĆEG

Za vreme izvođenja radova na građenju mostova i propusta, biće potrebno osigurati kontinuirano odvijanje saobraćaja na pruzi, po postojećem koloseku.

Promjena redosleda građenja (prvo izgradnja novog pa rekonstrukcija postojećeg koloseka) nameće upotrebu mostova sa uzdužnom dilatacijom i način gradnje može biti:

- Izrada na licu mesta ili montaža celog ili delova zatvorenog armirano betonskog okvira za novi kolosek.
- Izrada na licu mesta ili montaža celog ili delova zatvorenog armirano betonskog okvira za postojeći kolosek.

Prikladnost korišćenja standardnih provizornih mostova se ispituje na nivou Glavnog projekta. Kako je most na drugom koloseku prva faza gradnje, korišćenje provizornih mostova se može smanjiti ili izbeći. Postoji mogućnost povezivanja leve i desne konstrukcije monolitizacijom betonom tokom gradnje druge faze.

Ako se novi most drugog koloseka i postojeći most delom preklapaju, novi most se neće moći graditi bez zadiranja u postojeći. Zbog toga će se za vreme građenja građevinskka jama na trasi postojećeg koloseka premostiti privremenim željezničkim provizorijumom, a delovi postojećeg mosta koji smetaju izgradnji novog će se tada moći ukloniti.

1.2.1. Proces izgradnje

- Maksimalno smanjenje brzine u radnim područjima je do 20 km/h. Između radnih područja sa smanjenjem brzine mora biti najmanje 1500 m bez ograničenja brzine.
- Projektni zadatak navodi da je minimalno rastojanje od osovine koloseka do bliže ivice parapeta mosta 2,20 m radi potpuno mehaničkog rada na podbijanju balasta.
- Bezbednosna udaljenost radnicima kada prolaze vozovi sa ograničenjima brzine je navedeno u hrvatskim standardima koji su navedeni u Dodatku 5 Projektnog zadatka.
- Vreme zatvaranja železničkog saobraćaja potrebno za montažu privremenih mostova u objektima ispod koloseka je 8 h i za postavljanje i povezivanje skretnica 36 h; moguće dnevno vreme zatvaranje za železnički saobraćaj je 8 h noću ili čak 72 h vikendom.
- Sistemi podupiranja pri zemljanim radovima trupa pruge uopšte i za krajnje stubove konstrukcija (mostovi, propusti, podvožnjaci) su Larsen talpe i moraju se koristiti gde je to potrebno za izgradnju novog, katkad višeg od postojećeg, nasipa ili objekata.

2. NIVELETA I TIPOVI MOSTOVA I PROPUSTA

2.1. DIZANJE NIVELETE

Za železničku prugu Dugo Selo - Novska rađena je analiza alternativnih debljina nosača mostova i propusta.

Posebno poglavlje Uslova vodoprivrede u fazi I (Idejni Projekat rekonstrukcije postojećeg koloseka pruge) je tražilo sledeće:

“Rekonstrukcija postojećih mostova i propusta na trasi i na dionici ovog dela železničke pruge i izgradnji novih mostova i propusta na dijelovima gdje se postojeća pruga preusmerava moraju se dimenzionisati na način da donja ivica mostova i propusta nije niža od postojećih, zadržavajući postojeće čiste otvore nepromenjene, osim na propustima cevi dimenzija manjih od dimenzije Ø1,3 m, koje treba zameniti odgovarajućim dimenzijama, ne manjim od Ø1,3 m”.

Problem nastupa jer većina mostova i propusta projektovanih u prethodnoj fazi projekta (većina njih na nivou Idejnog projekta) ne dostižu prethodno stanje, jer je njihova donja ivica niža od postojećih.

Razlozi zbog kojih se pojavljuje ovaj problem su sledeći:

- Železničko opterećenje na objektima je mnogo veće nego u vreme kada je projektovana postojeća železnička pruga, te se statičkim proračunom dobija povećava debljina konstrukcija.
- Prema Projektnom zadatku za projektovanje pruge, debljina tucaničkog zastora na mostovima i propustima je veća nego na postojećoj pruzi. Usvojen je minimalni sloj tucanika na mostovima i propustima od 42 cm ispod praga na mestu niže šine, uzimajući u obzir propisano opterećenje, projektovanu brzinu, prognozu prometa robe i putnika, itd.

Štaviše, u ranim fazama Idejnog projekta, kao i kasnije u primedbama, projektant je primio zahtev od železničke uprave za upotrebu elastičnog materijala pod tucanikom.

- Postoje određena ograničenja za železničku prugu koja onemogućava povećanje njene nivelete, kao što su postojeće i projektovane željezničke stanice, nadvožnjaci, veze sa postojećim železničkim linijama itd.
- Osnova za projekat faze 2 (Idejni projekat novog koloseka) i faze 3 (Glavni projekat rekonstrukcije postojećeg i gradnje novog koloseka) bila je faza 1 koja se držala nivelete podužnog profila postojeće pruge što je više moguće, ali se ovaj uslov sada razmatra.

Mostovi i propusti su projektovani uzimajući u obzir prethodne stavke. Minimalna potrebna debljina gornjeg stroja i konstrukcija provjerena je statičkim proračunom na nivou Glavnog projekta. Pregledana je niveleta železničkog koloseka projektovanog u fazi 1, kao i niveleta saobraćajnica na ukrštajima i modifikovane što je više moguće. Međutim, donja ivica nekih novih grednih konstrukcija je i dalje niža od postojeće.

Uticaj tipa mostovskog nosača na cenu gradnje pruge je zanemarljiv u poređenju sa veličinom uticaja koju ima dizanje trupa pruge ili razmicanje osovina koloseka:

- Dodatna količina zemljanih radova
- Dodatna eksproprijacija
- Izmeštanje postojećih kanala za odvodnjavanje i gradnja novih
- Količina Larsen talpi za razdvajanje novog, višeg trupa, od starog, nižeg trupa pruge
- Troškovi pobijanja Larsen talpi tokom izgradnje novog koloseka
- Troškovi izvlačenja Larsen talpi tokom rehabilitacije postojećeg koloseka
- Troškovi isključenja struje u kontaktnim vodovima tokom pobijanja Larsen talpi
- Troškovi isključenja struje u kontaktnim vodovima tokom izvlačenja Larsen talpi

Prosečna Larsen talpa bez zatega treba da je uklještena u tlo približno 2/3 visine koju štiti. Pošto štitimo visinu od 35 cm do 125 cm, potrebna visina talpi varira duž štićenih delova pruge od 1,00 m to 3,75 m. Talpe je potrebno kupiti jer se iznajmljivanje ne bi isplatilo zbog dužine vremenskog perioda između izgradnje novog koloseka i rehabilitacije postojećeg koloseka.

Sve gornji podatke je potrebno analizirati da bi odobrilo dizanje nivelete pruge.

2.2. PROMENA TIPA NOSAČA

Proučavan je "U" nosač mostova kako bi se smanjila njegova debljina, što je prikazano u sledećim skicama (izgradnju mosta u dve faze treba uzeti u obzir).

Ovo se mora detaljno proučiti i prepoznati sve probleme jer, ako je sa ovom vrstom smanjivanje debljine nosača značajno, železnička uprava će tražiti odustajanje od dizanja nivelete na mostovima. Analiza je morala biti urađena kako ne bi ostavila dileme kod Glavnog projekta.

Ako se konstruktivna visina može znatno smanjiti sa traženim tipom nosača, železnička uprava od nas može zahtevati da se spusti zamišljena niveleta u oblasti mostova. Pošto je rastojanje od osovine koloseka u stanicama 4,75 m, a širina korita za tucanik je 2 x 2,20 = 4,40 m, kada oduzmemo uzdužnu dilataciju od 0,04 m, ostaje 0,31 m, odnosno praktično širina unutrašnjeg nosača 0,15 m, što je nedovoljno. Visina nosača je ograničena dimenzijama voza. Za većinu mostova rastojanje koloseka iznosi 4,50 m, tako da nema prostora za unutrašnji nosač. Poprečni presek ne može izdržati pritisak u gornjoj zoni, čak i ako se prednapregne.

Proučavanje nosača tipa "U" sa tucanikom radi se za slučaj mosta sa rasponom L = 8,80 m, jer su već pripremljene dve varijante projekta ovog mosta:

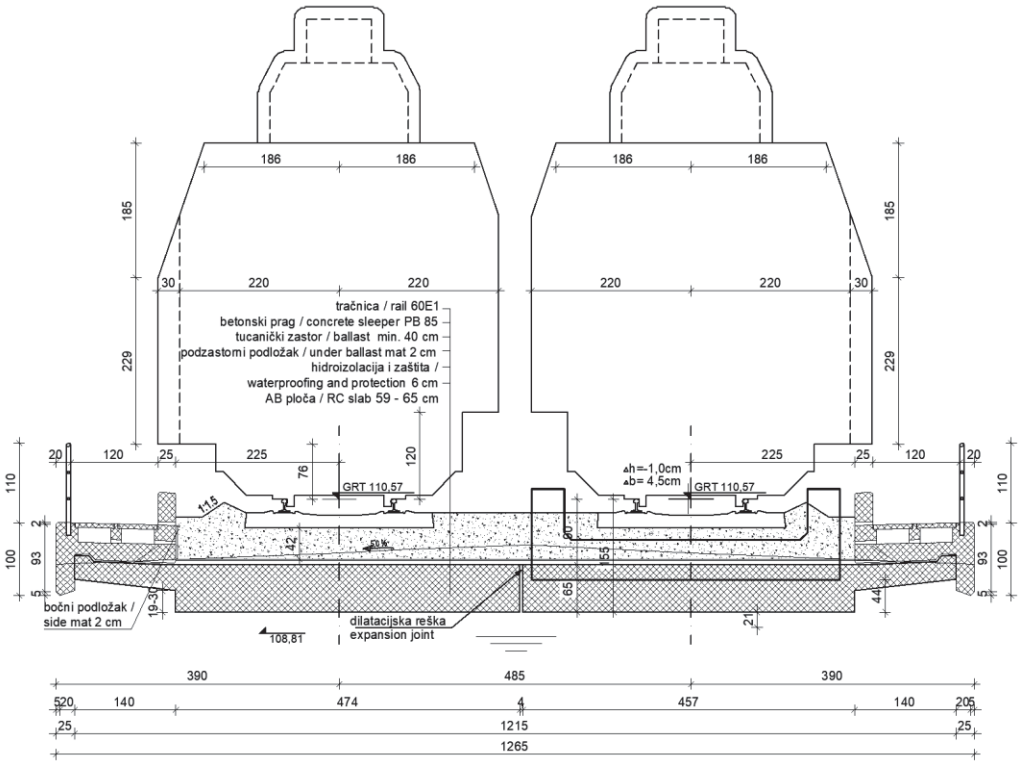
- "Pločasti" tip nosača sa tucanikom
- "U" tip nosača bez tucanika

Za most sa raspona L = 9,80 m potreban je veći razmak osa koloseka.

2.2.1. Smanjenje konstruktivne debljine mostova pomoću "pločastog" tipa nosača sa tucanikom

Most je prvi analiziran jer su već pripremljene dve varijante dizajna ovog raspona mosta. Donju ivicu nosača mosta raspona L = 8,80 m treba podići za 51 cm prema zahtevima Vodoprivredne ustanove.

Mostovski nosač debljine 65 cm ponovo je proveren statičkim proračunom (vidi Sliku 1). Debljina od 60 cm može se postići upotrebom više armature.



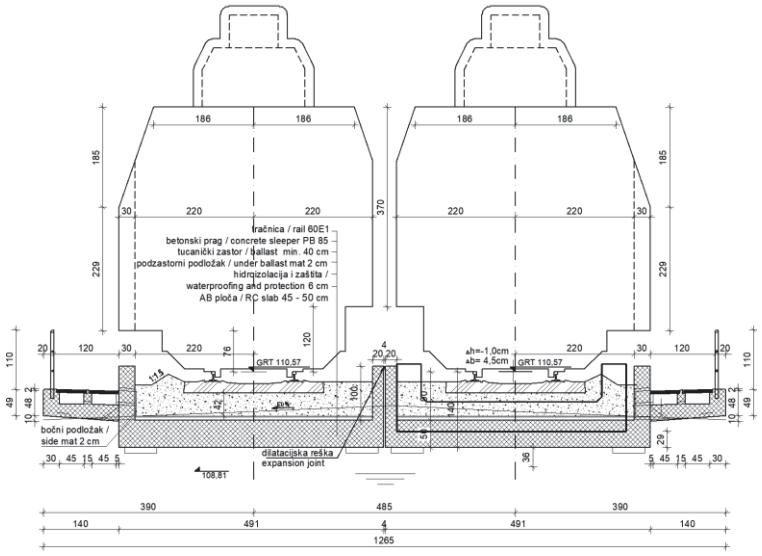
Slika 1 - Poprečni presek iz Glavnog projekta 8,80 m raspona nosač tipa"ploča" sa tucanikom

2.2.2. Smanjenje konstruktivne debljine mostova pomoću nosača "U" tipa sa tucanikom

Kada je rastojanje osa koloseka 4,85 m, a širina korita za tucanik je 2 x 2,20 = 4,40 m, oduzimanjem uzdužne dilatacije od 0,04 m, ostaje širina 0,41 m, odnosno praktično unutrašnja

širina nosača od 0,20 m (vidi Sliku 2). Spoljni nosač je širok 0,30 m, a prednja ploča debljine 0,50 m. Visina nosača je ograničena dimenzijama voza. Za većinu mostova rastojanje koloseka iznosi 4,50 m, tako da nema prostora za unutrašnji nosač. Kontrola napona, ugiba i nagiba kod oslonca nosača "U" tipa sa tucanikom obavljena je statičkim proračunom. Rešenje nije idealno jer maksimizuje napone u betonu, povećava količinu armature i može dovesti do toga da revident ima sumnju u izdržljivost konstrukcije zbog tankih unutrašnjih nosača.

Donja ivica tipa nosača "U" tipa sa tucaničkim zastorom je 15 cm viša od mosta "pločastog" nosača sa tucanikom debljine 65 cm iz prve verzije Glavnog projekta.



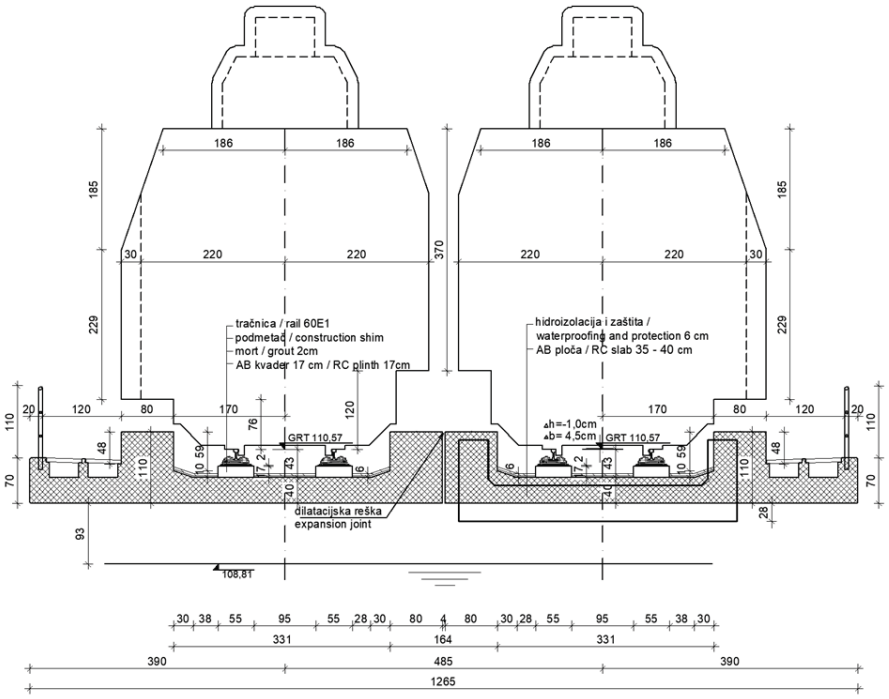
Slika 2 - Poprečni presek 8,80 m raspona nosača "U" tipa sa tucanikom

Kada je rastojanje osovina koloseka 4,75 m, a širina korita za tucanik je 2 x 2,20 = 4,40 m, oduzimanjem uzdužne dilatacije od 0,04 m, ostaje 0,31 m, odnosno unutrašnja širina nosača 0,15 m. Visina nosača je ograničena dimenzijama voza. U skladu sa rezultatima dobijenim statičkim proračunom, nosač raspona "U" tipa sa tucanikom neće izdržati pritisak u gornjoj zoni za raspon 9,80 m, čak i ako bi se prednapregnuo. Nema prostora za unutrašnji nosač odgovarajuće širine (min 30 cm) sa ovim rastojanjem koloseka. Rastojanje koloseka 5,00 m bi omogućilo prostor za oba nosača širine 28 cm i sa pločom od 50 cm, sa 30 cm višom donjom ivicom. Ova širina unutrašnjeg nosača bi bila dovoljna za mostove većih raspona.

2.2.3. Smanjenje konstruktivne debljine mostova pomoću nosača "U" tipa bez tucanika

Rešenje može biti most bez tucanika sa rasponom od 8,60 m, za koji su urađeni statički proračuni i crteži za verzije sa tucanikom (videti sliku 1) i bez tucanika.

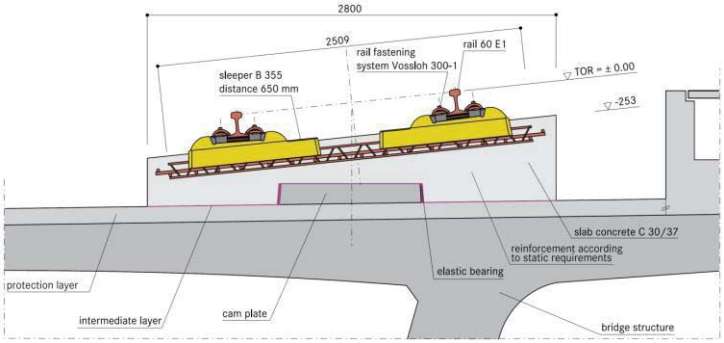
Uz korišćenje šinskog sistema Pandrol VIPA SP na mostu bez tucanika raspona 8,80 m, potrebno rastojanje između gornje ivice šine i donje ivice mosta je 83 cm (vidi sliku 3).



Slika 3 - Poprečni presek iz Glavnog projekta nosača "U" Pandrol tipa raspona 8,80 m

For the use of Rheda 2000 track support system, the needed distance between the upper rail edge and lower bridge-deck edge is approximate minimum 105 cm (see Figure 4), or 95 cm (see Figure 5) if the steel dowels are used. As the the freely chosen and alterable solution of ballastless track system on the bridge is advisable, the needed distance should be about 105 cm.

Uz korišćenje šinskog sistema Rheda 2000, potrebno rastojanje između gornje ivice i donje ivice mosta na donjoj površini najmanje je 105 cm (vidi sliku 4) ili 95 cm (vidi sliku 5) ako se koriste čelični čepovi. Pošto se preporučuje slobodno izabrano i promenljivo rešenje za slučaj rešenja bez tucanika na mostu, potrebno rastojanje bi trebalo da bude oko 105 cm.



Slika 4 - Šinski sistem Rheda 2000 sa pozitivnom kvaderom nad zaštitnim slojem

2.3. SMANJENJE KONSTRUKTIVNE DEBLJINE MOSTOVA SA TUCANIKOM KORIŠĆENJEM DRUGIH MATERIJALA I TIPIČNIH PRESEKA

- Prednaprezanje mostovskih nosača oblika ploče ne pomaže mnogo zbog nepovoljnog odnosa otpornog momenta i površine. Za oba rešenja ograničavajući faktor smanjenja debljine je nagib tangente na osloncu deformisanog nosača tokom prolaza voza.
- Upotreba čeličnog mosta sa čeličnom ortotropnom pločom za postavljanje tucanika se ne preporučuje zbog dugotrajnog zamora materijala ortotropnih ploča.
- Ploče mostove sa čeličnim profilima okruženim betonom su predložene u Idejnom projektu [1] za raspon mosta 16,70 m sa debljinom konstrukcije 1,00 m i rasponom 23,70 m sa debljinom konstrukcije 1,30 m. U glavnom projektu [2] ploča mostova raspona 16,70 m zamenjuje se prednapregnutom betonskom pločom iste debljine 1,00 m. U Idejnom projektu [3] za raspon od 23,70 m ta ploča mostova zamenjuje se prednapregnutim betonom, iste debljine 1,30 m. Nema smanjenje debljine mosta.
- Mostovi koritastog čeličnog poprečnog preseka mogu biti moguće rešenje kako bi se minimizirala konstruktivna debljina, ali ih mora prethodno odobriti železnička uprava. Da bi se smanjila debljina donje ploče, glavni nosači su postavljeni što bliže koloseku. Položaj nosača i gabarit zavise od visine od gornjeg dela nosača nad gornjom ivicom šine. Visina gornjeg dela nosača iznad nivoa šine zavisi od raspona mosta. Postoje tri osnovna slučaja [4]. Ova vrstu mostova treba da je odobrena od strane železničke uprave. Koritasti mostovi sa čeličnim nosačima bi bili značajno skuplji od armiranog betona i prednapregnutih mostova. Moguće je očekivati debljinu donje ploče od 0,50 m.

2.3.1. Smanjenje konstruktivne debljine mostova izbacivanjem ili smanjenjem slojeva

Projektni zadatak, stavka "Zahtevi za projektovanje novih železničkih mostova" dopuštaju sledeću mogućnost: "... Mostovi na železnici moraju biti projektovani tako da je kolovoz zatvorenog tipa, sa gornjim strojem i tucanikom pod pragom, na mestu donje šine, od najmanje 40 do maksimalno 50 cm (može biti manja, zavisno od izabranog tipa gornjeg stroja i konstrukcije koloseka na mostu), a svi ostali elementi moraju biti projektovani u skladu sa propisima za projektovanje železničkih mostova...".

- Maksimalno moguće smanjenje debljine konstrukcije vrši se statičkim proračunom za armirano betonske i prednapregnute ploče.
- Izbegavanje zaštite hidroizolacije debljine 5 cm, tj. korišćenje elastičnog materijala od 2 cm ispod tucanika, kao jedine zaštita hidroizolacije, mora odobriti železnička uprava. Tehnički preduslov je da se za hidroizolaciju mora koristiti dugotrajniji i nekoliko puta skuplji materijal od bitumena, npr. metil metakrilat (MMA) premaz na bazi smole. Ovaj materijal ima hemijske veze sa različitim podlogama sa vrlo snažnim molekularnim vezama u okviru MMA koje se prave tokom očvršćavanja. Čvrstina veze između MMA i različitih podloga je od > 1,0 MPa na betonu do > 2,5 MPa na čeliku, a same sile su veće od 10 MPa (zatezna čvrstoća > 11,0 MPa). Zaštitni sloj nije potreban.
- Smanjenje debljine tucanika kada se koristi pod-tucanički materijal. Na primer, neke evropske železnice dozvoljavaju takvu mogućnost. U UIC 719-1, Dodatak B, Strana 26, Smanjenje visine balasta na mostovima, maksimalno smanjenje je: SCNF - 50 mm, DB - izuzetno, SBB - 25 mm, INFRABEL - 50 mm, OBB - moguća, ali smanjenje debljine

nepoznato, PKP - da, ali smanjenje debljine nepoznato, OSE - izuzetno. Takvo rešenje mora odobriti železnička uprava.
- Uslovni i približni zbir koji je tako postignut može biti 15 + 5 + 5 = 25 cm.
- Ušteda troškova dobijena smanjenjem debljine tucanika i eliminacijom zaštite hidroizolacije je poništena višim troškovima za hidroizolaciju MMA.

2.3.2. Smanjenje konstruktivne debljine propusta

Debljina gornje ploče ramovskih propusta se ne može smanjiti. Debljina gornje ploče propusta sa tucanikom zavisi od raspona i varira od 32 cm do 39 cm sa potrebnim prostorom do gornje ivice šina od 90 cm. Čak i sistem bez tucanika potreban je prostor od gornje ivice ploče do gornje ivice šina u rasponu od 48 cm u Pandrol VIPA SP sistemu do 65 cm u sistemu Rheda 2000.

3. ZAKLJUČAK

Zaključak je da bi redosled odlučivanja o tipu gredne konstrukcije mogao biti sledeći:
- Pretpostavlja se da kota nivelete zadovoljava uslove Vodoprivrede sa normalnom debljinom nosača mostova i propusta i sa svim slojevima gornjeg stroja.
- Ako viša kota nivelete uzrokuje neželjene promene na železničkim stanicama, stanjivanje gredne konstrukcije mostova i propusta će biti provereno statičkim proračunom.
- Ako stanjivanje gredne konstrukcije nije moguće ili ne ispunjava zahteve železničke uprave, Vodoprivreda treba da omekša kriterijum iz posebnih uslova.
- Neuspeh u ispunjavanju zahteva Vodoprivrede podrazumeva smanjenje debljine ili uklanjanje slojeva gornjeg stroja ili zaštite hidroizolacije korišćenjem izdržljivijih materijala za hidroizolaciju (moraju biti odobreni od strane železničke uprave).
- Rešenje može biti korišćenje nosača "U" tipa sa tucanikom sa Slike 2, čeličnih koritastih mostova iz [4] ili mostova bez tucanika sa Slika 3 i 4. Korišćenje tih tipova za neke mostove mora biti praćeno povećanjem razmaka koloseka.

LITERATURA

[1] DB International, Granova, Željezničko projektno društvo: Idejni projekt rekonstrukcije, nadogradnje i obnove željezničke pruge M103 Dugo Selo – Novska, 2013.

[2] Granova, Željezničko projektno društvo: Glavni projekt rekonstrukcije, nadogradnje i obnove dionice Dugo Selo – Novoselec železničke pruge M103, 2014.

[3] Typsa, Egis Rail, Ineco, IPZ: Studija opravdanosti, Idejni i Glavni projekt: Unaprjeđenje, obnova, izgradnja drugog kolosijeka te izgradnja nove dvokolosiječne pruge na dionicama željezničke pruge Dugo Selo – Novska, 2013 until now.

[4] Iles D.C.: Publication 318 – Design Guide for Steel Railway Bridges, Steel Construction Institute (SCI), Ascot, United Kingdom, 2006.

[5] International Union of Railways (UIC), Capacity for Rail (C4R): Design requirements and improved guidelines for design (track loading, resilience & RAMS), Centro de Estudio Materiales y Control de Obras, Cemosa, Spain, 2014.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-8
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Mirza Memić [1], *Radomir Folić* [2]

MODEL SANACIJE AB POTPORNE KONSTRUKCIJE – STUDIJA SLUČAJA

Rezime:

Razvoj računara, programskih paketa, numeričkih metoda i savremenih modela tla umnogome pomaže potpunijem sagledavanju interakcije potpornih konstrukcija i tla. Sada su nam dostupni softwari iz geotehnike koji nam olakšavaju izrade pouzdanih numeričkih modela za prognozu ponašanja potpornih konstrukcija i tla uz grafički prikaz rezultata proračuna. To omogućuje brzu izradu varijantnih rešenja, i izbor adekvatnog (sigurnog) i racionalnog tehničkog rešenja prilikom izgradnje ili sanacije geotehničkih konstrukcija. Izbor modela sanacije može bitno uticati na cenu sanacionih radova. U konkretnom slučaju, nakon sprovedenih simulacija na numeričkim modelima, korišćenjem softverskog paketa Plaxis, predložena je izrada sidrene armiranobetonske (AB) grede sa uzbrdne strane saobraćajnice koja će AB zategama pridržati postojeću potpornu konstrukciju.

Ključne reči: stabilnost padine, sanacija, numerički model, armiranobetonske zatege, Plaxis

REPAIR MODEL OF RC RETAINING STRUCTURE–A CASE STUDY

Summary:

The development of computers, software packages, numerical methods and modern soil models in many ways helps to better understand the supporting (retainining) structure – soil interaction. Geomechanical software packages are now available which help in creating reliable numerical models for predicting the behaviour of retainining structures and soil by presenting the results of calculation graphically. This enables a variety of solutions to be quickly developed, and an adequate and rational technical solution to be selected when building or repairing geotechnical structures. Choosing a repair model can significantly affect the cost of repair works. In the presented case, after carrying out simulations on numerical models using the Plaxis software package, an anchored reinforced concrete (RC) beam has been proposed from the climbing side of the roadway that will retain the existing support structure using RC ties.

Key words: slope stability, repair, numerical model, reinforced concrete tie, Plaxis

[1] *Dr Sci Mr Sci. CE„JU„Direkcija regionalnih cesta TK“,Tuzla,B and Hercegovina, e-mail :mirza.memic@bih.net.ba l*

[2] *Professor Emeritus Dr. Ing. University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Serbia e-mail:* folic@uns.ac.rs

1. UVOD

Danas je nezamislivo rešavanje složenih geotehničkih problema bez primene numeričkih metoda i savremenih programskih paketa. Projektantima su danas na raspolaganju specijalizovani programi za geotehniku, kao što je Plaxis, npr. Oni su već pokazali u dosadašnjem stanju svoga razvoja da predstavljaju snažan alat za proučavanje i rešavanje geotehničkih problema. Pomoću njih, pre svega, možemo obaviti različita istraživanjima na velikom broju numeričkih modela – (numeričke simulacije), a što nam daje realniju sliku u prognoziranju i rješavanju određenih geotehničkih problema.

Izrada numeričkih modela podrazumijeva definisanje: geometrije modela, rubnih uslova, gustoće mreže, tipova elemenata, izbor odgovarajućeg konstitutivnog modela tla, određivanje (usvajanje) geomehaničkih parametara tla, karakteristika betonskih elemenata, faza iskopa i dr..

U ovom radu korišćen je programski paket Plaxis [1] čije su teorijske osnove i način numeričkog modeliranja opisani u radu [2] i šire sa uputstvima za korišćenje u [3]. Modeli tla su predmet rada [4]. Savremeni pristup modeliranju sidrenih (ankerovanih) potpornih konstrukcija opisan je u radu [5], a šire analize vezane za pritiske tla su predmet rada [6]. Problem analize potpornih konstrukcija sa opisom kompjuterskog programa za njihovu analizu razmatran je u radu [7].

Poznato je da je pored geotehničkih istraživanja od posebnog značaja proučiti uticaj promena pojedinih parametara tla na procenu ponašanja potpornih konstrukcija. U radu [8] je razmatran problem uticaj promena parametara kod AB dijafragmi, a u radu [9] su komparativno prikazani rezultati procene pomeranja fleksibilnih AB sidrenih dijafragmi. Elaborat o inženjersko-geološkim istraživanjima [10] korišćen je za izradu glavnog projekta sanacije kampada AB zidova [10].

U ovom radu je, u obliku studije slučaja (case study) analizirana, sanacija trupa jedne saobraćajnice, propraćena odgovarajućim istraživanjima sprovedenih na numeričkim modelima, na osnovu koje je obavljen izbor projektnog rešenja. Numeričke simulacije su sprovedene za postojeće stanje te za alternativne predloge sanacionih rješenja. Rezultati sprovedenih parametarskih analiza doprineli su donošenja odluke, tj. odredili su tip i elemente sanacije, koja je prikazana u ovom radu.

2. ISTRAŽNI RADOVI

Nakon elementarne nepogode i ekstremnih padavina, na području Tuzlanskog kantona u 2014. godini, pojavio se veliki broj klizišta. Tako je na regionalnoj cesti Kalesija – Sapna na lokaciji Mramorovi došlo do postepenog gubitka stabilnosti postojeće potporne konstrukcije – masivni potporni zid sa slabo armiranom AB naglavnom gredom. Provedena su detaljna inženjersko-geološka i geomehanička ispitivanja na osnovu čijih rezultata su predložene posebne mjere sanacije.

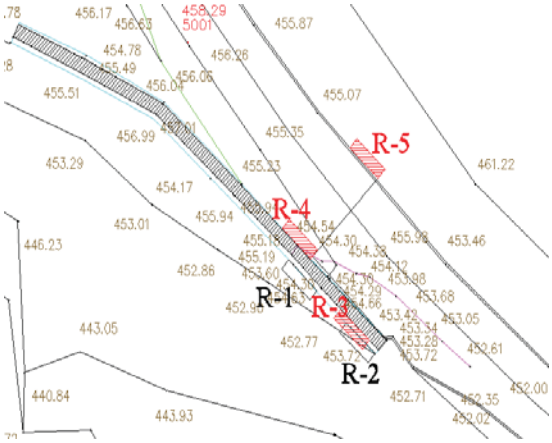
Istražnim radovima je utvrđeno da je jedan od osnovnih uzroka nestabilnosti padine i zida uticaj nekontrolisanog priliva površinskih voda koje dotiču sa brdske strane, te niz saobraćajnicu. Voda je prodirala direktno kroz ne-asfaltirani prostor između saobraćajnice i zida, ili pak kroz mrežaste pukotine u asfaltu u njegovo zaleđe. Direktno je uticala na slabljenje

karakteristika materijala u podlozi ceste, nasipu i kontaktnom sloju zida sa temeljnim tlom i supstratom. Sve navedeno je prouzrokovalo povećanje pritiska i naprezanja u postojećoj potpornoj konstrukciji što je za posljedicu imalo i lom iste te dodatno pomeranje pridržanog tla. Treba naglasiti da ne postoji izrađen drenažni sistem iza zida a barbakane su djelimično začepljene. Posljedica svega navedenog je verovatno i pojava klizanja terena i ispiranje tla ispod temeljne stope sa nizbrdne strane ceste. Može se konstatovati da je razvoj klizišta u početnoj fazi i da su deformacije svih betonskih elemenata relativno male. Međutim, posmatrajući šire područje nizbrdno, vidljivo je da je proces klizanja tla u stalnom razvoju, i ima progresivan karakter, te je stoga potrebno hitno pristupiti rješenju ovog problema imajući u vidu složenost i kategoriju objekta o kome je riječ, slika 1.

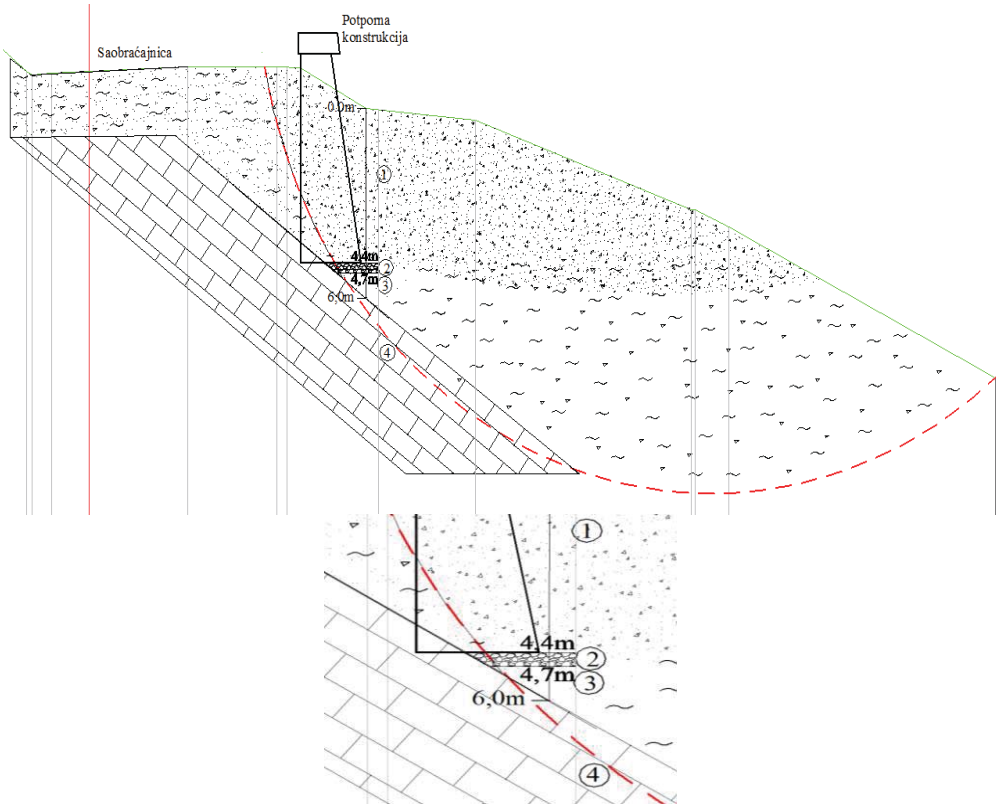
Slika 1 – Snim sa terena–Postojeća potporna konstrukcija

Slika 2 a. Istražni iskopi

Kao rezultat sprovedenih istražnih radnji izrađen je geomehanički model postojećeg stanja te definisani ulazni parametri tla, što je prikazano na slika 3 i u tabela 1.



Slika 2b. Istražni iskopi – situacija



Slika 3. Geomehanički model -Postojeće stanje i detalj temeljne spojnice, dole

Tabela 1. Geomehničke karakteristike tla- preuzeto iz [10]

R.b.	*Sloj*	*Type*	γ_{unstat}	γ_{sat}	E_{50}^{ref}	c_{ref}	φ	ν_{ur}
			[kN/m³]	*[kN/m³]*	*[kN/m²]*	*[kN/m²]*	*°*	-
1	Kameni nabačaj	Drained	19	19	30000	0(3)	30	0,3
2	Glina	Drained	20	20	15000	8	38	0,3
3	Drobina	Drained	19,5	19,5	34000	0	32	0,3
4	Supstrat	Drained	22,4	22,4	100000	80	40	0,3
5	Beton-zid	Drained	24	24	32500000	-	-	0,16

Za utvrđivanje inženjersko-geoloških uslova na terenu i geomehaničkih svojstava tla izveden je optimalan broj (5) istražna raskopa, slika 2. Iz istražnih raskopa uzeti su uzorci za laboratorijska ispitivanja, propisno obeleženi i zaštićeni. U toku izrade istražnih raskopa i poslije završenih istražnih radova nije registrovana pojava podzemne vode.

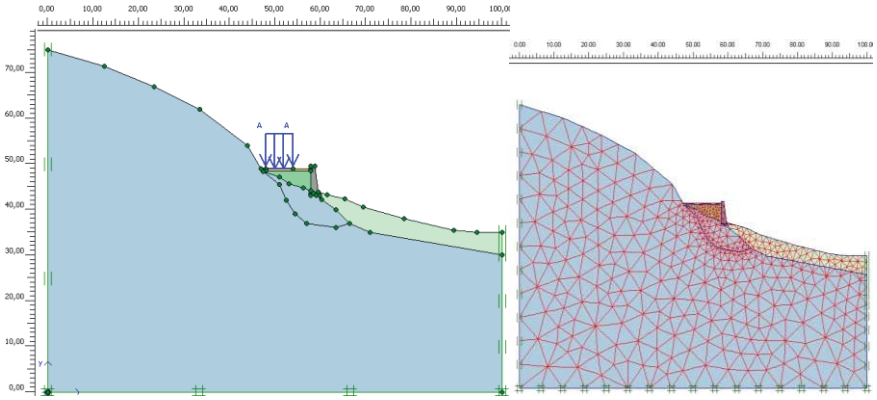
U istražnim iskopima na dubini od 4,5m – 6,0m konstatovani su laporci. Utvrđeno je da je potporna konstrukcija temeljena zadnjim dijelom u supstrat a sa prednje strane u sloju nabijenog kamenog materijala debljine oko 30cm [3].

3. NUMERIČKI MODEL

Modeliranje u geotehnici podrazumeva određivanje početnog stanja naprezanja u tlu/stijeni na osnovu laboratorijskih ispitivanja uzoraka i inženjersko-geoloških podataka. Potom sledi simulacija iskopa i izgradnje geotehničke građevine, te izračunavanje novoformiranog stanja naprezanja i deformacija. U radu je numerički model urađen u programskom paketu Plaxis za postojeće stanje kao i za predloženo sanaciono rješenje. Numerički model se sastoji od elemenata tla, elemenata postojeće potporne betonske konstrukcije, sidrene grede, AB zatege, statičkih uslova spoljašnjeg opterećenja, te rubnih uslova. AB sidrena greda i AB zatege su modelirane kao „plate“ elementi. Ponašanje materijala/slojeva tla, te geološkog substrata je opisano elastično-idealno plastičnim Mohr-Coulomb-ovim modelom tla, dok su betonski elementi opisani linearno-elastičnim modelom. Praksa je pokazala da su s aspekta numeričkog proračuna, trougaoni elementi mreže najstabilniji. Usvojeni su trougaoni element s 15 čvorova. Gustoća mreže konačnih elemenata prilagođena je geometrijskim karakteristikama modela tako da je gustina veća na mestima očekivane koncentracije naprezanja, a u ostalim područjima gustina mreže je manja, kako bi se smanjilo vreme proračuna [4]. Odabrana geometrija modela: visina 75 m, širina 100 m. Dužina AB zatega je 11 m. Opterećenje od saobraćaja 20 kN/m^2. Kontakt između betonskih elemenata i tla modeliran je kontaktnim elementima (interface elemenat) kojima se reducira čvrstoća i krutost tla na kontaktu, [1], [7] i [8].

Nakon izrade numeričkog modela izvršen je početni (inicijalni) proračun za postojeće stanje. Treba reći da se istražnim radovima utvrdilo da je dio temeljne spojnice postojećeg potpornog zida temeljen u supstratu a dio u mehanički zbijenom lomljenom krečnjačkom materijalu, a kako je definisano i u numeričkom modelu. Za pomenuti, karakterističan, sloj tla u temeljnoj spojnici izvršena je svojevrsna parametarska analiza za parametar tla *c* (koheziju). U dole prikazanim rezultatima proračuna vrijednost kohezije iznosi, *c*=0. Obzirom na dobijeni

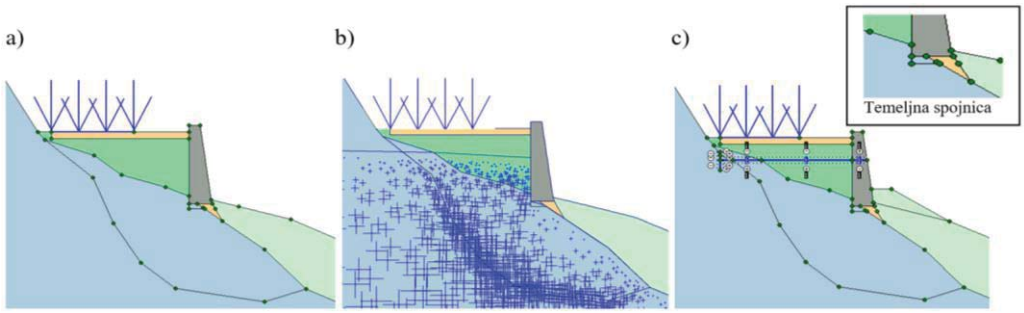
faktor sigurnosti izveden je zaključak da je postojeća potporna konstrukcija stabilna u dreniranim uslovima, slika 5, a). To se potkrepljuje i činjenicama da u proteklom periodu nije primijećen dalji razvoj klizišta niti povećanje pukotina. Povećanjem vrijednosti kohezije, (do vrijednosti iz elaborata *c*=3) očekivano se povećava i faktor sigurnosti. Naponi u temeljnoj spojnici su u dozvoljenim granicama.



Slika 4. Numerički model-geometrijske karakteristike

Tabela 2. Karakteristike betonskih elemenata

ID	Naziv Name	Tip Type	EA (kN/m)	EI (kNm^2/m)	w (kNm^2/m)	N (-)	Mp (kNm/m)	Np (kN/m)
1	Sidrena greda 1,0x1,5m	Elastic	4.5E+07	8,4375E+06	37.5	0.15	1.0E+15	1.0E+15
2	AB Zatega 0,5x0,6m	Elastic	9.0E+06	2.7E+05	7.5	0.15	1.0E+15	1.0E+15



Slika 5. Numerički model: a) postojeće, b) nedrenirano, c) projektovano

Kada je u numeričkom modelu pridodato dejstvo vode na zid došlo je do naglog gubitka stabilnosti, slika 5, b). Nameće se logičan zaključak koji podrazumijeva obaveznu izradu drenažnog sistema neposredno iza zida kako bi se eliminisao mogući neželjeni uticaj podzemne vode.

Imajući u vidu važnost objekta te moguću pojavu nepredviđenih okolnosti koje mogu imati neželjeni uticaj na potporni zid predložena je izrada dodatne mjere osiguranja stabilnosti. Shodno utvrđenim činjenicama kao racionalno tehničko rješenje predlaže se ugradnja AB zatega čija funkcija je prihvaćanje eventualnih dodatnih opterećenja na zid i njihovo prenošenje u supstrat, slika 6c). U numeričkom modelu nakon modeliranja zatega došlo je do mobilizacije cijele kosine uz znatno povećanje faktora sigurnosti.

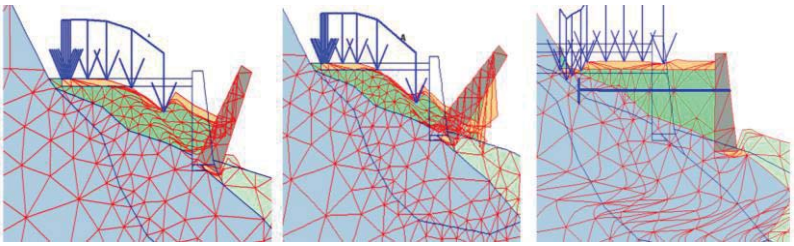
Kada se radi o proračunu stabilnosti u Plaxisu treba napomenuti da se on zasniva na redukciji unesenih parametara plastičnosti slojeva tla (c i φ) do trenutka kada nastupi slom. Pri tome se formira određeni oblik kritične ravni po kojoj se dešava klizanje. Tu kliznu ravan formira niz tačaka modela u kojima je dostignuto kritično naponsko stanje. Izražava se koeficijentom *Msf* koji predstavlja sljedeći odnos [1]:

$$\sum Msf = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} \tag{1}$$

Gde su:

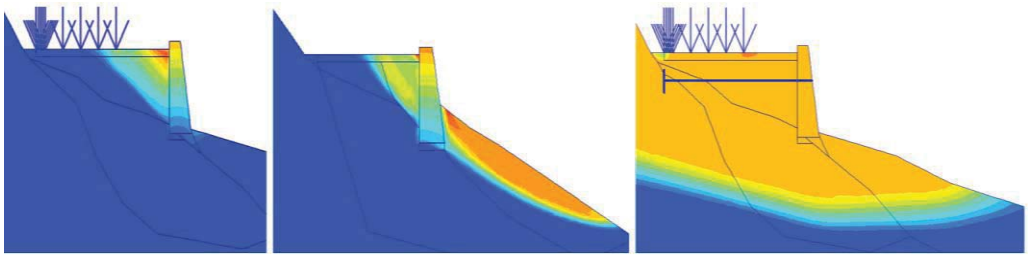
c_{input} – ulazi podaci u brojiocu, a redukovane vrednosti u imeniocu $c_{reduced}$.

Vizuelizacija rezultata proračuna u numeričkim modelima za početno i projektovano stanje data je na slici 6.



Slika 6. Deformisani modeli: a) početno stanje-drenirano(levo) b) početno-nedrenirano (sredina), c) predloženi model sanacije (desno)

Nakon sprovedenih numeričkih simulacija za usvojene parametre elemanata model dobijeni su faktori sigurnosti: za početno stanje-drenirano 1.261; za početno stanje-nedrenirano 1.0; a za predloženi model sanacije 2.577. Ovi slučajevi su prikazani na slici 7.

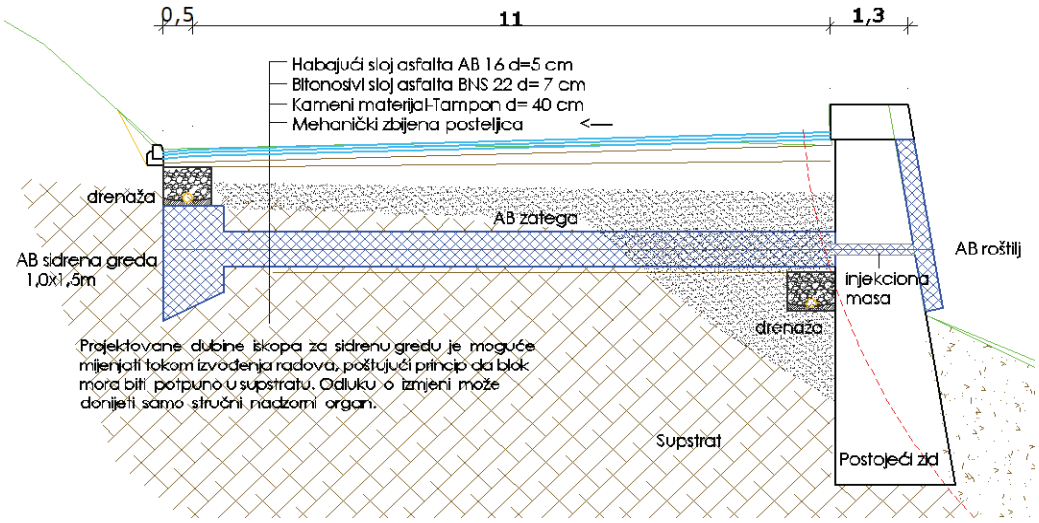


Slika 7. Karakteristične klizne ravni: postojeće (levo); nedrenirano (sredina) i projektovano (desno)

4. PREDLOŽENI MODEL SANACIJE

Sprovedene numeričke simulacije na modelima uz utvrđene činjenice i usvojene pretpostavke, uslovile su odabir modela sanacije potporne konstrukcije. Predložena je izrada sidrene grede sa zategama kao prihvatljiva sanaciona mjera datog problema. Model podrazumijeva izradu sidrene AB grede sa uzbrdne strane saobraćajnice koja će AB zategama pridržati postojeću potpornu konstrukciju. AB zatege, primaju direktne pritiske tla i dalje ih prenose u AB sidrenu gredu i zid. Postavljene su na odstojanju od 4,0m u gornjoj trećini visine postojeće potporne konstrukcije (na 1,85-2,3m ispod vrha postojeće naglavne grede) radi najpovoljnijeg statičkog dejstva na istu. Dimenzije poprečnog preseka su 50x60cm, promenljive su dužine od 11,5-12,5 m. Ukupna sanacija podrazumijeva ugradnju 6 zatega, slika 8.

Na mjestima sidrenja u zid predviđeno je bušenje postojeće potporne konstrukcije radi prolaska zatege sa injektiranjem otvora nakon ugradnje iste. Sa čeone strane zida je potrebno izraditi AB roštilj kako bi se postiglo adekvatno sidrenje zatega i obezbedilo od čupanja te sile što ravnomernije prenele u stenski masiv-supstrat. Prenos sila zatezanja iz zatega u stabilne zemljane/stenske mase u praksi, najčešće se postiže sidrenim AB gredama, usvajanjem dovoljnih dimenzija grede za aktiviranje pasivnog otpora tla po dužini grede uz određeni faktor sigurnosti. Usvojene dimenzije AB sidrene grede su 1,0x1,50x24,0m.



Slika 8. Predloženi model sanacije – poprečni presek

Sa ciljem sprečavanja ulaza oborinskih voda u dublje slojeve tla predviđeno je asfaltiranje kompletnog dela površine između saobraćajnice i potpornog zida (sa adekvatnim poprečnim i podužnim nagibima). Sa brdske strane saobraćajnice predviđena je izrada asfaltne rigole ispod kojeg je, na celoj dužini, predviđena izrada drenaže. Drenaža je predviđena i neposredno iza zida.

Ukoliko bi se pojavio dalji razvoj pomeranja (naročito zbog razvoja klizišta nizbrdno – van zone trupa saobraćajnice) neophodno je izvršiti dodatna istraživanja i sanaciju uz planiranje većeg obima radova. S obzirom da se radi o značajnom geotehničkom objektu tokom vremena je potrebno obavljati monitoring njegovog prostornog pomeranje (vertikalno i horizontalno). Upoređenjem rezultata merenja računaju se pomeranja i deformacije koje nastaju tokom izgradnje i eksploatacije objekata. U projektu [11] naglašena je neophodnost izrada elaborata sa početnim "nultim" rezultatima merenja nakon izvršene sanacije konstrukcije.

5. ZAVRŠNE NAPOMENE I ZAKLJUČCI

Primena programskih paketa, numeričkih metoda proračuna i savremenih modela tla danas je, uglavnom, neizostavna kod projektovanja složenih geotehničkih konstrukcija. Uz ulazne parametre dobijene izvođenjem kvalitetnih istražnih radova omogućuju projektantima-geotehničkih konstrukcija da odaberu ekonomična i pouzdana tehnička rješenja. Primenjena metodologija modeliranja i usvojeni model koji omogućuje uvid stvarno stanje napona i deformacija tla neposredno pored i oko potporne konstrukcije. Zbog toga se preporučuje da se posebna pažnja posveti numeričkom modeliranju sa osnovnim fazama rada:

- Analiza problema (gustoća mreže, tipovi elemenata),
- Izbor odgovarajućeg konstitutivnog modela,
- Određivanje geomehaničkih karakteristika za odabrani konstitutivni model,
- Određivanje graničnih uslova (boundary conditions) i opterećenja, uz upoređenje i analizu rezultata.

Rezultati su analizirani sa aspekta koeficijenata sigurnosti, karakterističnih kliznih ravni, i upoređenjem deformisanih modela. Ovo upoređenje: početnog stanja – drenirano tlo; početno-nedrenirano i za predloženi model sanacije. Iz toga se može sagledati primena i ograničenja predloženog modela sanacije. Predloženi model može poslužiti kao primer za rešavanje sličnih slučajeva u praksi.

Predloženi model je naročito primenjiv u slučajevima potrebe sanacije velikih masivnih zidova čije rušenje i izgradnja novih bi iziskivala značajna materijalna sredstva. Može se reći da je ponuđeni model racionalan i veoma ekonomičan.

Predložene mjere sanacije znatno će povećati sekundarnu stabilnost padine i trupa saobraćajnice. Preporučuje se redovno osmatranje da bi se uočila eventualna pomeranja zida ili njegovih delova.

ZAHVALNOST:

U radu je prikazan deeo istraživanja koje je pomoglo Ministarstvu za nauku i obrazovanje Republike Srbije u okviru Projekta TR 36043. R. Folić je zahvalan na finansijskoj pomoći.

REFERENCES

[1] PLAXIS version 8: Reference manual , Material models manual

[2] M. Memić, R. Folić: Teorijske osnove i numeričko modeliranje u Plaxis-u**,** SGIT Srbije: Zbornik radova „Zemljotresno inženjerstvo inženjerska seizmologija“, Divčibare, 22-24. Maj, 2012, 239-250

[3] Brinkgreve R.B.J.: Plaxis, Finite element code for soil and rock analyses, Users manual, Rotterdam: Balkema, 2002.

[4] Roje-Bonacci, T.: Modeli tla**,** IGH d. d, Zagreb, Split 2003.

[5] Sokolić I., A. Szavits-Nossan (2011): Savremeni pristup numeričkom modeliranju sidrenih zaštitnih konstrukcija, Građevinar, 63 (2011) 9/10, 847-857

[6] Gong, C.: Earth retaining structures, in Bridge Engineering Handbook-Substructure design, Ed. Wai_Fag C. and L. Duan, CRC Press, Boca Raton, 2014

[7] Dicleli: Computer-aided limit states analysis of bridge abutments, Electornic Journal of Structural Engineering, 1 (2001), 74 – 97.

[8] M. Memić, R. Folić, A. Ibrahimović: Uticaj promjene parametara tla na pomeranje armiranobetonskih dijafragmi, Zbornik radova - Geotehnički aspekti građevinarstva, Soko Banja, 2013, 93-102.

[9] M. Memić, R. Folić, A. Ibrahimović: Komparativna analiza metoda za procjenu pomeranja fleksibilnih sidrenih betonskih dijafragmi, Građevinski materijali i konstrukcije 56, Beograd, 2013, 19-43

[10] Elaborat o inženjersko-geološkim i geomehaničkim istraživanjima i ispitivanjima terena za izradu glavnog projekta sanacije kampada armirano-betonskog zida na cesti Kalesija-Sapna, lokacija Mramorovi, Institut ``IGMG``d.o.o. Tuzla, dec 2016.

[11] Glavni projekat sanacije kampada AB zida na cesti Kalesija - Sapna, lokacija Mramorovi, „ARTING BH“ doo Sarajevo, februar 2017.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-9
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Đerđ Varju[1], *Aleksandar Prokić*[2], *Miroslav Bešević*[3], *Martina Vojnić Purčar*[4], *Ljiljana Kozarić*[5]

SANACIONO REŠENJE POVEĆANIH VIBRACIJA NOSEĆE KONSTRUKCIJE CRPNOG AGREGATA

Rezime:

U radu je prikazano sanaciono rešenje povećanih vibracija noseće konstrukcije jednog crpnog agregata u JKP ”Subotička toplana”. Za utvrđivanje uzroka povećanih vibracija i za sanaciju iste, primenjena je procedura sa metodološkim pristupom: ispitivanje-analiza-dijagnoza-sanacija. Utvrđeni su mesto, vrsta i stepen neispravnosti, a time i adekvatni sanacioni zahvati. Nakon izvršene sanacije, ispitivanja su ponovljena u cilju provere uspešnosti preduzete sanacione mere.

Ključne reči: analiza vibracija, noseća konstrukcija, frekventni spektar vibracija, udarni test

RESTORATION SOLUTION OF INCREASED VIBRATIONS OF THE PUMP PLANT'S SUPPORT STRUCTURE

Summary:

This paper presents a restoration solution of increased vibration of the pump plant's support structure in the PUC „Subotička toplana”. Methodological approach testing-analysis-diagnosis-repair has been applied in order to determine and eliminate the causes of excessive vibrations. The location, the type and the degree of defect were determined, as well as the appropriate procedure of repair. Following the repair, the tests have been repeated in order to verify the efficiency of the applied remediation techniques.

Key words: vibration analysis, support structure, vibration frequency spectra, shock test

[1] *Assistant professor, PhD, University of Novi Sad, Faculty of Civil Engineering, varjugy@gf.uns.ac.rs*
[2] *Professor emeritus, PhD, University of Novi Sad, Faculty of Civil Engineering, aprokic@eunet.rs*
[3] *Full professor, PhD, University of Novi Sad, Faculty of Civil Engineering, miroslav.besevic@gmail.com*
[4] *Docent, PhD, University of Novi Sad, Faculty of Civil Engineering, vojnicm@gf.uns.ac.rs*
[5] *Docent, PhD, University of Novi Sad, Faculty of Civil Engineering, kozaric@gf.uns.ac.rs*

1. UVOD

U toplanama je od bitnog značaja neprekidan rad nekih ključnih mašina za vreme trajanja grejne sezone. Jedna takva mašina u JKP „Subotička toplana" je cirkulaciona pumpa br. „CP-2" (slika 1) koja obezbeđuje pritisak u gradskom toplovodu. Agregat je instaliran 2009. godine i na njega je odmah uvedeno sistematsko vibrodijagnostičko ispitivanje u cilju izbegavanja iznenadnih kvarova i poboljšanja efikasnosti održavanja. Merenja su vršena na početku, u sredini i na kraju grejne sezone. Na taj način su se neispravnosti u radu mogle na vreme dijagnosticirati, a termin za njihovo otklanjanje planirati, zahvaljujući čemu su u potpunosti izbegnuti neplanirani zastoji agregata, a samim tim i štetne posledice po korisnike.

Slika 1 - Cpni agregat „CP-2"

Savremeni trend našeg vremena je automatizacija procesa u industriji. U cilju automatskog upravljanja brojem obrtaja rotora agregata, 2010. godine ugrađen je frekventni regulator. Pored kontrole brzine rada mašine, korišćenje frekventnog regulatora daje niz drugih prednosti, među kojima se posebno izdavajaju sledeće:

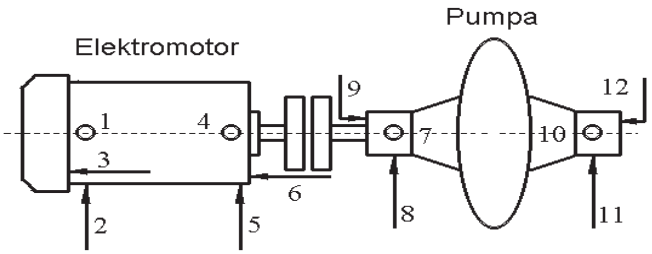
- Ušteda energije (kod pumpe utrošak energije je srazmerna trećem stepenu brzine).
- Mogućnost podešavanja brzine pruža brojne prednosti u pogledu povećavanja produktivnosti, smanjenja troškova održavanja, itd.
- Broj startovanja i zaustavljanja mašine može se drastično smanjiti.
- Korišćenjem laganog ubrzavanja i usporavanja izbegavaju se naprezanja i nagli udari u sklopovima.

Nakon ugradnje frekventnog regulatora već u toku prve grejne sezone, postignuta je znatna ušteda električne energije. Međutim pojavio se novi neočekivani problem: povremene prekomerne vibracije na agregatu [1]. Za utvrđivanje uzroka povećanih vibracija i za sanaciju iste primenjena je procedura sa metodološkom pristupom, ispitivanje-analiza-dijagnoza-sanacija. Sve to sa ciljem da se obezbedi pouzdano funkcionisanje postrojenja.

2. ISPITIVANJE

Pre ispitivanja, radi poboljšanja stanja agregata, urađeni su uobičajeni zahvati održavanja, kao što su: lasersko podešavanje saosnosti vratila i dinamičko uravnoteženje rotora elektromotora. Zahvaljujući ovim aktivnostima umanjen je intenzitet sile dinamičke pobude, a time i amplituda vibracije.

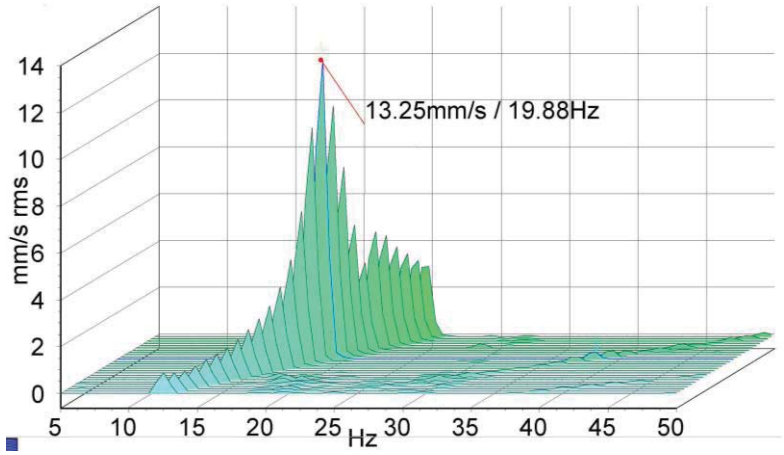
Prvo ispitivanje je bilo snimanje frekventnih spektara svih (četiri) ležišta u vertikalnom, horizontalnom i aksijalnom pravcu. Merna mesta (MM-1, MM-2, … , MM-12) su prikazana na slici 2.



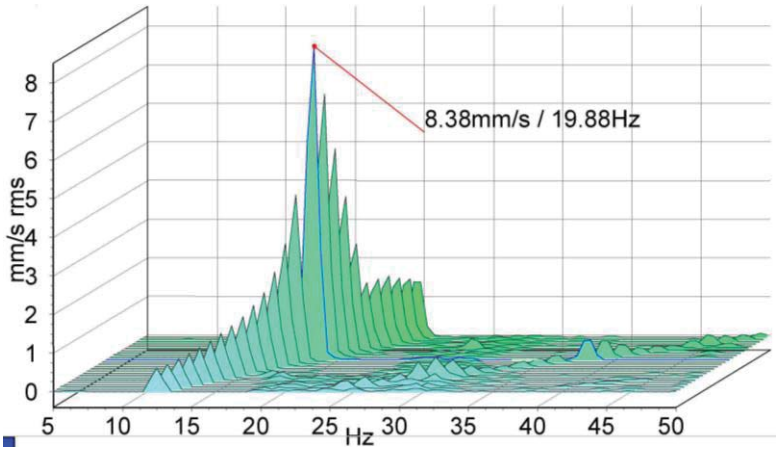
Slika 2 - Merna mesta na crpnom agregatu

S obzirom na to da frekventna regulacija nudi mogućnost promene broja obrtaja zavisno od zahtevane količine tople vode, ispitivanje su vršena na više frekvencija, u frekventnom opsegu u kojoj agregat radi tokom grejne sezone. U cilju što tačnije dijagnoze snimanja su rađena na frekvencijama od 12.5Hz do 25Hz sa koracima 0.5Hz.

Ovim merenjima je ustanovljeno da su se najveće vrednosti vibracione brzine javile na mernim mestima MM-2 i MM-11, tj. na ležaju elektromotora i pumpe u horizontalnom pravcu. Snimljeni spektri na navedenim frekvencijama prikazani su na slici 3 i na slici 4, u obliku „waterflow" dijagrama [2]. Na slikama je označena vrednost najveće amplitude i pripadajuća frekvencija pri kojoj je spektar snimljen.

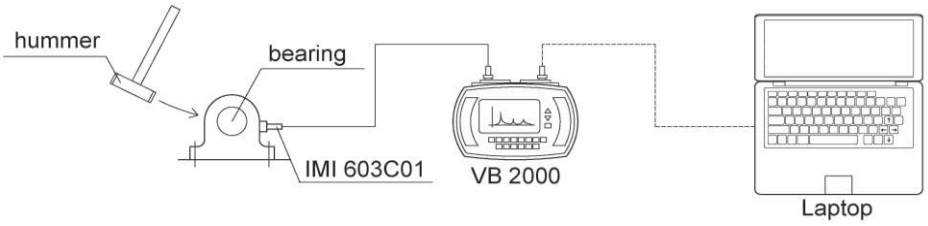


Slika 3 - Frekventni spektri snimljeni sa mernog mesta MM-2



Slika 4 - Frekventni spektri snimljeni sa mernog mesta MM-11

S obzirom na činjenicu da se prekomerne vibracije javljaju samo pri određenom broju obrtaja, postoji mogućnost da noseća konstrukcija ima sopstvenu frekvenciju u radnom frekventnom opsegu. Za određivanje ove frekvencije urađeno je merenje dinamičkog odziva noseće konstrukcije agregata. U tu svrhu korišćen je pretvarač vibracionog ubrzanja tipa IMI ICP®, model 603C01. Dobijeni signal je obrađen pomoću VB2000™ FFT analizatora dinamičkog signala, proizvođača Commtest Instruments sa Novog Zelanda. Analizator poseduje fabrički ugrađenu funkciju Bump Test, jednostavnu metodu za ispitivanje sopstvene frekvencije strukture. Pobuđivanje je vršeno čekićem mase 500g. Merni lanac je prikazan na slici 5.

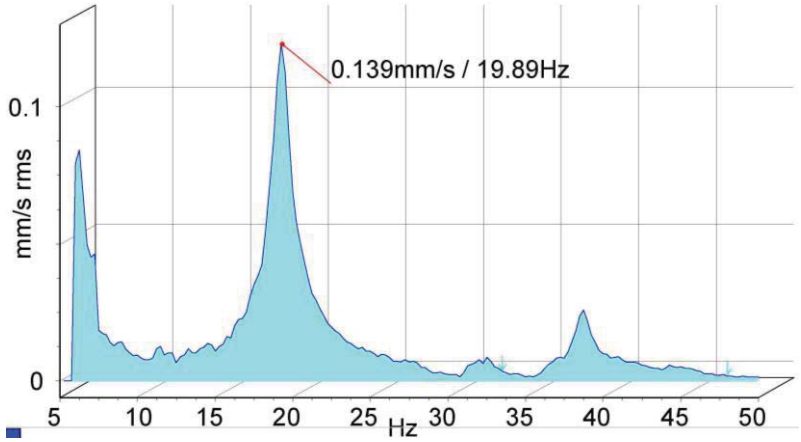


Slika 5 - Merni lanac za snimanje frekventnog odziva

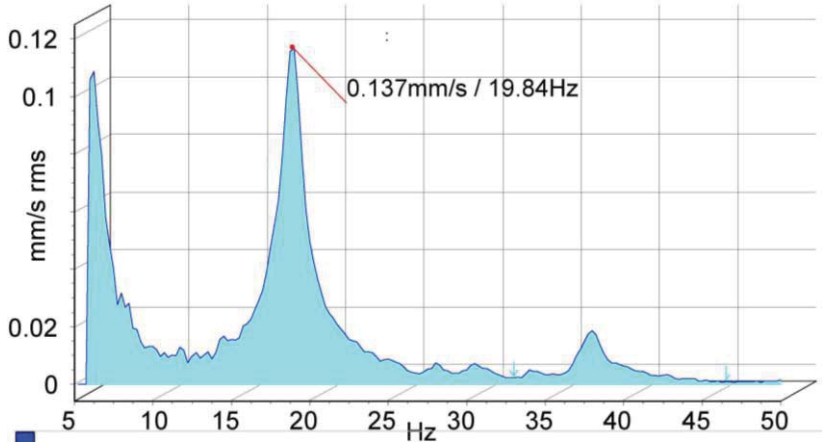
Obrada snimljenih podataka je vršena softverom ASCENT 2007+. Spektri frekventnog odziva sa mernih mesta MM-2 i MM-11 prikazani su na slici 6 i na slici 7.

3. ANALIZA

Posmatrajući frekventne spektre, prikazane na slici 2 i slici 3, može se uočiti da se najveća amplituda vibracione brzine javlja na frekvenciji oko 19.88 Hz-a, što ukazuje na mogućnost postojanja sopstvene frekvencije noseće konstrukcije u blizini te frekvencije. Dokaz ove tvrdnje je moguće dobiti analizom spektara frekventnog odziva (slika 6 i slika 7). Sopstvene frekvencije odgovaraju mestima vrhova na ovim dijagramima.



Slika 6 - Spektar frekventnog odziva snimljen sa mernog mesta MM-2



Slika 7 - Spektar frekventnog odziva snimljen sa mernog mesta MM-11

Na ovim dijagramima postoji samo jedan izražen vrh, a to je na frekvenciji oko 19.89Hz-a, odnosno 19.84Hz-a, koje se nalaze u radnom frekventnom opsegu, te iz tog razloga mogu biti direktno pobuđene pri radu agregata.

4. DIJAGNOZA

Analize pokazuju da je uzrok povećanih vibracija u tome što noseća konstrukcija ima sopstvenu frekvenciju oko 19.88Hz-a, koja može da bude pobuđena pri radu agregata. Odnosno, noseća konstrukcija agregata može biti dovedena u rezonantno stanje ako mašina radi pri ovoj frekvenciji.

Kako bi se ostvarilo pouzdano funkcionisanje agregata, neophodno je otkloniti navedeni uzrok prekomernih vibracija.

5. SANACIJA

Kao brzo, jednostavno, ali samo privremeno rešenje može poslužiti programiranje frekventnog regulatora tako da radna frekvencija „preskoči“ neželjene frekvencije. Pouzdano i trajno rešenje problema može da bude jedino promena sopstvenih frekvencija noseće konstrukcije crpnog agregata tako da one ne budu unutar radnog opsega. Mogući pravci sanacije u tu svrhu su:

- Povećavanje krutosti noseće konstrukcije tako da sopstvene frekvencije budu iznad radnog opsega. Ovo je moguće postići poboljšanjem veza postolja sa temeljem [3], kao i ukrućenjem postolja.
- Smanjenje sopstvene frekvencije se postiže dodavanjem masa, npr. ispunjavanjem postolja betonom ili rekonstrukcijom temelja.
- Sličan efekat se može dobiti primenom vibrozaštitnih elemenata [4,5].

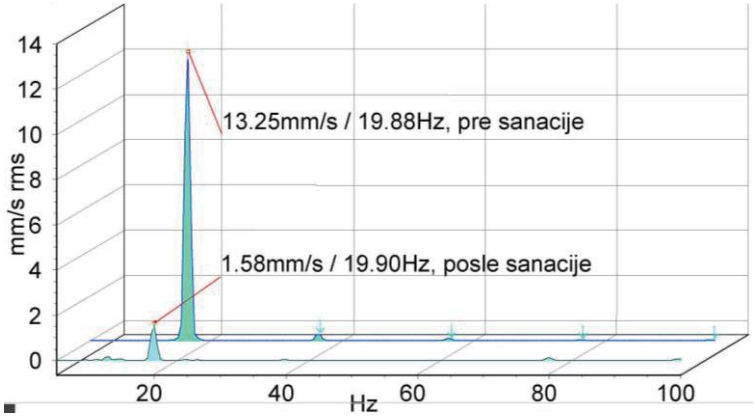
Uobičajeno je da se kod ovakvih rešenja prvo formira dinamički model sistema tlo-temelj-postolje-mašina [6,7], a zatim se primenom metode konačnih elemenata detaljno analiziraju pojedina rešenja sa raznih aspekata. Ovo zahteva precizan i dugotrajan rad ali na kraju se može usvojiti rešenje koje je u datom trenutku najcelishodnije. Međutim, u ovom slučaju grejna sezona je već počela i korisnik je tražio brzo i jednostavno rešenje, koje isključuje zaustavljanje i demontažu agregata.

U tu svrhu detaljno je pregledano postolje (koje je od livenog gvožđa) i na donjem delu primećene su značajne geometrijske greške, kao što su promene debljine liva i neravnomerno naleganje postolja na temeljni blok. Na nekim mestima zazor između postolja i temelja je iznosio čak 4-6mm. Saniranjem ovog diskontinuiteta veze, krutost postolja bi se povećala, a sa time i sopstvena frekvencija postolja. Jedno od rešenje bi bilo vezu ostvariti epoksidnom smolom, što predstavlja jedno prilično skupo i vremenski zahtevno rešenje. S obzirom na želju korisnika kao privremeno i brzo rešenje predloženo je ukucavanje tankih čeličnih pločica (debljine 0.5-1.0mm) između postolja i temeljnog bloka (vidi sliku 8), kako je i sprovedeno.

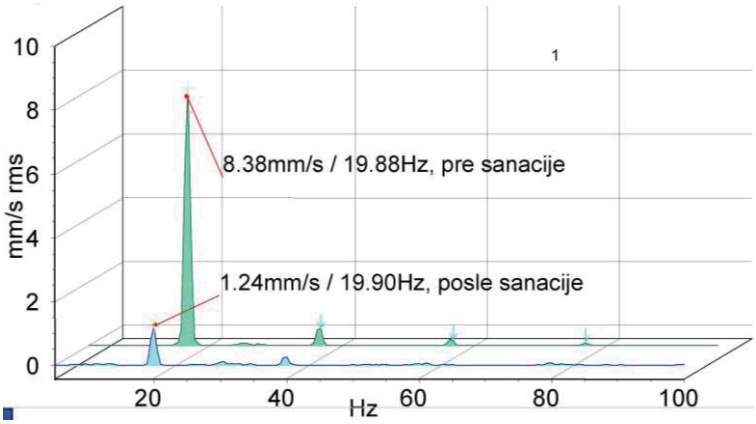
Slika 8 - Detalj sanacije crpnog agregata „CP-2”

Nakon izvršene sanacije ponovljeno je snimanje frekventnih spektara vibracione brzine u cilju provere uspešnosti preduzetih sanacionih mera. Na slici 9 odnosno na slici 10 je snimak frekventnog spektra vibracione brzine sa merna mesta MM-2 odnosno MM-11 pre i posle

sanacije. Vrednosti vibracione brzine na frekvenciji oko 19.90Hz iznosi 1.58mm/s odnosno 1.24mm/s. Ove vrednosti, kao i vrednosti na ostalim mernim mestima već su u dozvoljenim granicama, tj. pouzdan rad postrojenja je obezbeđen. Na osnovu navedenog može se zaključiti da je nastali problem povećanih vibracija na agregatu uspešno otklonjen i da se prikazani postupak može primeniti u tehničkoj praksi za rešavanje sličnih problema.



Slika 9 - Frekventni spektri vibracione brzine snimljeni sa MM-2 pre i posle sanacije



Slika 10 - Frekventni spektri vibracione brzine snimljeni sa MM-11 pre i posle sanacije

6. ZAKLJUČAK

U ovom radu je prikazan postupak za identifikaciju uzroka nastanka problema povećanih vibracija na jednom crpnom agregatu. Prvo su urađena snimanja frekventnih spektara vibracione brzine na mogućim brojevima obrtaja, radi utvrđivanja mesta i frekvencije pri kojoj se javljaju prekomerne vibracije. Posle snimanja frekventnog odziva, određene su sopstvene frekvencije postolja. Analizom rezultata navedenih ispitivanja je definisan uzrok povećanih vibracija, kao i pravci mogućih sanacija. Izabran je takav sanacioni zahvat, koji pored toga što

je jednostavan i jeftin, ne zahteva zaustavljanje agregata. Posle sanacije ponovljena su merenja vibracij i dobijeni rezultati pokazuju da je izabrano ispravno rešenje.

Na osnovu navedenog može se zaključiti, da problem povećanih vibracija na nosećoj konstrukciji agregata se uspešno može otkloniti i da se prikazani postupak može primeniti za rešavanje sličnih problema.

LITERATURA

[1] Dokumentacija JKP „Subotička toplana" i SR „VSA", 2009.-2011. g.

[2] Varju Đ., Tadić Lj.: Ispitivanje i dijagnostika uzroka povećanih vibracija noseće konstrukcije agregata ventilatora, Zbornik radova Građevinskog Fakulteta (28), 2015., 35-41.

[3] Varju Đ., Tadić Lj., Harkai K.: Animaciono ispitivanje u funkciji pouzdanosti noseće konstrukcije postrojenja, Zbornik radova Građevinskog Fakulteta (22), 2013., 139-144.

[4] Gajin S., Kuzmanović S., Varju Đ.: Vibration Protection of Aerator Turbine Gear Motor, Third International Symposium on Transport Phenomene and Dynamics of Rotating Mashinery (ISROMAC-3) (2), Honolulu, Hawaii, 1990, 328-337.

[5] Kukaras D., Gajin S., Chouw N.: Significance of numerical simulation in repairing processes of a large vertical cooling water pump, Journal of the Faculty of Environmental Science and Technology, Okayama University (10), 2005.

[6] Gajin S., Folić R., Varju Đ., Marković L.: Diagnostics of the Anchorage Bolts Damages, International Conference RILEM (The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures), Bratislava, Czechoslovakia, 1991, 181-186.

[7] Miličić M. I., Prokić A., Bešević M.: Računarsko 3D modeliranje rezervoara za tečnost i simulacija dinamičkih dejstava, VIII Simpozijum Društva građevinskih konstruktera Srbije, 2016., 356-368.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-10
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Merima Salčin[1], Žana Džubur[2], Muamer Đulović[3]

PRIKAZ KONSTRUKCIJE SPORTSKOG BALONA OD LIJEPLJENO LAMELIRANOG DRVETA

Rezime:

Tražeći nove razvojne mogućnosti proizvođači hala i različitih komponenti za hale prepoznali su vlastiti interes, kao i interes sportskih društava u cjelini za izgradnjom specifičnih objekata kao što su balon hale. Noseća konstrukcija balon hale formirana je od serije stubova na koje se oslanja krovna konstrukcija prekrivena PVC membranom, izrađena od lijepljeno lameliranog drveta. Projektovani objekat je pravougaonog oblika, gdje je moguće održavanje spotrskih događaja, koji imaju tačno propisane dimenzije igrališta za njihovo održavanje. U radu će biti prikazana analiza konstrukcije i konstrukcijskih veza. Konstruktivni model objekta razmatran je kao 2D konstrukcija i analizirana u softwer-skom paketu Tower 6.0.

Ključne reči: balon, lijepljeno lamelirano drvo, drvo, sportska dvorana

PREVIEW OF THE SPORTS BALLOON GLUED LAMINATED TIMBER STRUCTURE

Summary:

Looking for new development opportunities, hall manufacturers and various components for halls have recognized their own interest, as well as the interest of sports societies as a whole for the construction of specific facilities such as balloon halls. The supporting structure of the balloon hall is formed of a series of pillars on which the roof structure is covered with PVC membrane, made of glued laminated timber. The designed facility is a rectangular shape, where it is possible to maintain sport events, which have the exact prescribed dimensions of the playground for their maintenance. The analysis of construction and construction joints will be presented in this paper. The constructive model of the facility was considered as a 2D construction and analyzed in the Tower 6.0 software package.

Key words: balloon, glued laminated timber, wood, sports hall

[1] *Mr, viši asistent, Univerzitet "Džemal Bijedić" u Mostaru Građevinski fakultet USRC "Mithat Hujdur Hujka" 88104 Mostar BiH, merima.salcin@unmo.ba*
[2] *Dr, vandredni profesor, Univerzitet "Džemal Bijedić" u Mostaru Građevinski fakultet USRC "Mithat Hujdur Hujka" 88104 Mostar BiH, zana.dzubur@unmo.ba*
[3] *Dipl.ing.građ., Univerzitet "Džemal Bijedić" u Mostaru Građevinski fakultet USRC "Mithat Hujdur Hujka" 88104 Mostar BiH, muamer.djulovic@unmo.ba*

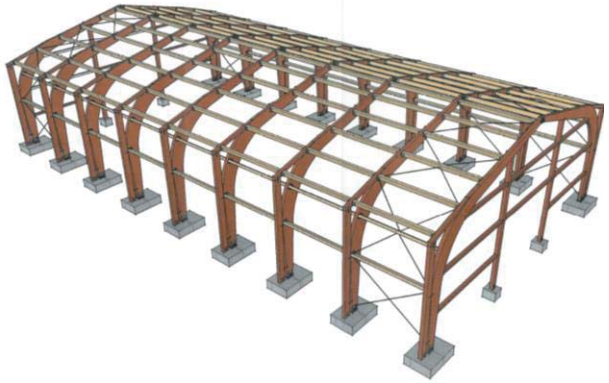
1. UVOD

Lokacija za izgradnju objekta nalazi se uz magistralnu cestu M17, u naselju Vrapčići, grad Mostara. Ukupna površina zemljišta je 2436 m^2 (58x42m). Budući objekat se projektuje sa nakanom da se natkrije sportski teren, čime bi se omogućila maksimalno korištenje istih po svim vremenskim uslovima tokom cijele godine. Lokacija je načinjena na kvalitetno nasutom i ravnom terenu, a pristup lokaciji omogućen je asfaltnim putem koji izlazi na magistralni put M17, koji se može koristi za dopremu konstrukcije, pokrovnog materijala te uopšte za servisne aktivnosti [1].

2. KONSTRUKTIVNI SISTEM I MATERIJAL

Na predmetnoj parceli planirana je izgradnja sportskog balona od lijepljeno lameliranog drveta. Dimenzije objekta su 20x40 m, osnove pravougaonik i visine 12 m. Krovna konstrukcija je dvovodna sa padom i = 25%. Konstruktivni sistem krovne konstrukcije je trozglobni luk od lijepleno lameliranog drveta, rožnjače od lijepljeno lameliranog drveta, te poprečni krovni spreg od čelika. Fasadna konstrukcija kalkanskog zida, koju čine stubovi i horizontalne rigle su od masivnog drveta. Objekat se po krovnoj konstrukciji pokriva PVC mamranom "ferrari", čije su tehnološke karakteristike navedene u radu.

Lijepljeno lamelirano drvo svoju punu afrimaciju kao konstrukcioni i građevinski materijal, postiže u trozglobnim nosačima. To su konstruktivni i statički sistemi koji dozvoljavaju da se sve dobre mehančke i fizičke karakteristike drveta koriste do punog kapaciteta. Visoke mehaničke karakteristike uz malu zapeminsku masu daju lijepljeno lameliranom drvetu prednostu u odnosu na druge materijale [2]. Za ovakvu vrstu konstrukcije karakteristična je industrijska izrada, proces izrade elemenata konstrukcije je strogo kontrolisani tehnološki postupak [3]. Upravo je tehnologija proizvodnje omogućila izradu konstruktivnih elemenata različitih oblika i dimenzija, koji privlače pozornost svojim izgledom. Lijepljeno lamelirano drvo je materijal koji se odlikuje estetikom, fleksibilnošću, prirodnom ljepotom drveta daje poseban ton arhitekturi objekta.



Slika 1: 3D model sportskog balona [1]

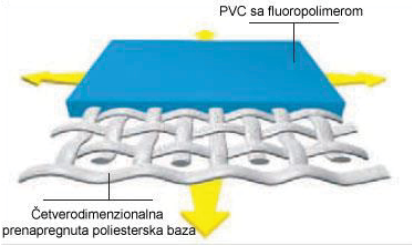
3. PRORAČUN ELEMENATA KONSTRUKCIJE

3.1. ANALIZA OPTEREĆENJA

Propisi koji su korišteni prilikom analize opterećenja dati su u EUROKOD – ovima [4 -7]. Statička analiza urađena je pomoću programa Tower 6 da bi se dobili dijagrami unutrašnjih sila za odgovarajuće šeme opterećenja, te je izvršeno dimenzionisanje elmenata konstrukcije prema karakterističnim unutrašnjim silama.

3.2. KROVNI POKRIVAČ

Materijal pokrova je PVC membrana „ferrari“. Krovni sistem “Ferrari Termoduol” je tehnološki konstruiran da se sastoji od dvije zasebne kompozitne PVC membrane, različitih tehničkih karakteristika i namjene, spojene u jednu cjelinu. Membrane zajedno sa zarobljenim zrakom d=10 cm, kao termičkim fluidom, čini jedinstven krovni pokrivač dobrih termičkih karakteristika. Membrane se u toku tehnološkog procesa spajanja, na samoj konstrukciji, lijepe (tope) u jednu cjelinu, što čini potpunu zaptivenost. Zbog izbjegavanja linijskih toplotnih gubitaka, distancer između dvije membrane je termoizolacioni sloj.



Slika 2 – Prednapregnuta PVC fluoropolimerna membrana [8]

Osnovna krovna membrana: Ferrari Precontraint 702 floutop T2, čije su tehničke karakteristike:

- Materijal: High Tech kompozitna membrane sa fluoropolimerom (PVDF)
- Tkanje PES HT 1100 dtex
- Težina 750 gr/m2 EN ISO 2286-2
- Rastegljivost 300/280 daN/5cm EN ISO 1421
- Otpornost na kidanje 30/28 daN DIN 53.363
- Prijanjanje 10 daN/5cm EN ISO 2411
- Otpornost na ekstremne temp. -30 C /+ 70 C
- Završna obrada obostrani završni zaštitni sloj

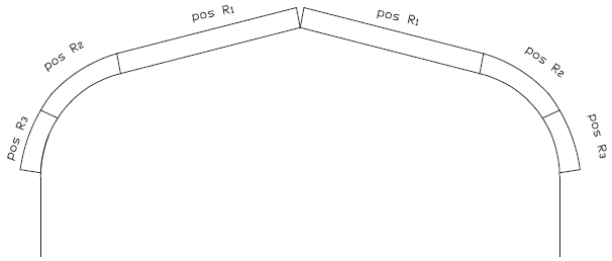
Unutrašnja krovna membrana: Ferrari Precontraint 402, čije su tehničke karakteristike:

- Materijal: High Tech kompozitna membrana sa fluoropolimerom (PVDF)
- Tkanje 1100 dtex PES HT
- Težina 490 gr/m2 EN ISO 2286-2
- Rastegljivost 250/250 daN/5cm EN ISO 1421
- Otpornost na kidanje 20/20 daN DIN 53.363
- Prijanjanje 8 daN/5cm NF EN ISO 2411
- Otpornost na extremne temp. -30 C /+ 70 C
- Završna obrada obostrani završni zaštitni sloj

3.3. ROŽNJAČE

Rožnjače su elementi krovne konstrukcije koji su opterećeni jednakopodijeljenim opterećenjem, primaju i predaju opterećenje glavnom nosaču. Rožnjače su upuštene u glavni nosač, nalaze se na međusobnom razmaku od 2,0 m u krovnoj ravni. Raspon rožnjača je 4,80 m, klase čvrstoće GL32h lijepljeno lamelirano drvo. Statički sistem rožnjača je prosta greda. U zavisnosti od položaja rožnjače na glavnom nosaču, rožnjače su podijeljene u tri pozicije (slika 3). Usvojene su različite visine poprečnog presjeka jer se mijenjalo opterećenje, širina presjeka i debljina lamele (a = 2 cm) je zadržana ista:

- POS R1 14/26 cm – 8 komada
- POS R2 14/26 cm – 4 komada
- POS R3 14/22 cm – 2 komad



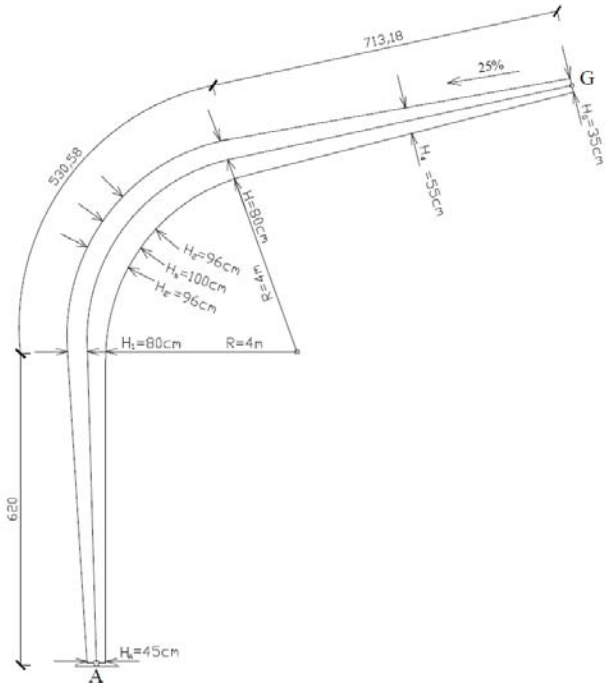
Slika 3 – Položaj rožnjača na glavnom nosaču

3.4. GLAVNI NOSAČ I FASADNA KONSTRUKCIJA

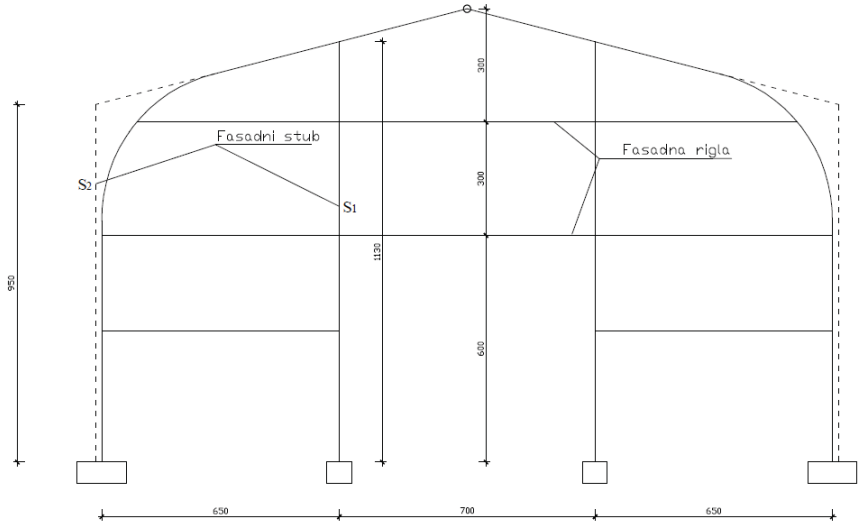
Glavni noseći element sportske hale je trozglobni luk raspona l = 20 m. Luk je promjenljivog poprečnog presjeka i izrađen je od lijepljenog lameliranog drveta, klas čvrstoće GL32h, na međusobnom rastojanju od 5 m, ukupno ima 9 lameliranih glavnih nosača. Luk se na oba kraja oslanja na armiranobetonski temelj zglobnom vezom. Srednji zglob ovog nosača predstavlja vezu između dva simetrična dijela luka.

Dimenzije glavnog nosača nad osloncem iznose 20x45 cm, a u tjemenu 20x35 cm. Maksimalna visina glavnog nosača nalazi se na sredini luka (presjek S) i iznosi 100 cm. Pored glavnog nosača postavljaju se fasadni stubovi dimenzija poprečnog presjeka 20x40 cm koji su oslonjeni na armiranobetonski temelj. Oni su fiksirani za glavni nosač svako 3m, te spojeni sa krovnom konstrukcijom pomoću čeličnih klamfi.

Na osnovu statičkog sistema i geometrije glavnog nosača dominirajući su uticaji momenata savijanja i normalnih sila. Veza između rigle i stuba izvedena je umetanjem krivine, tj. konstrukcijska monolitna cjelina izvedena jednovremeno u radionici. Zbog tako oblikovane veze na tom mjestu dolazi do složenog naprezanja poprečnog presjeka glavnog nosača, naime dolazi do promjene naprezanja po visini poprečnog presjeka. Usljed momenata savijanja u poprečnom presjeku pojavlju se normalna napreznja okomita na vlakna, i prilikom dmenzionisanja nosača mora se posebno izvršiti provjera stabilnosti karakteristični presjeka. EC5 složeno stanje naprezanja prevodi pomoću koeficijenata na inače jednostavne provjere naprezanja u karakterističnim presjecima izazvanim djelovanjem momenta savijanja.



Slika 4 – Izgleda glavnog nosača



Slika 5 – Fasadna konstrukcija

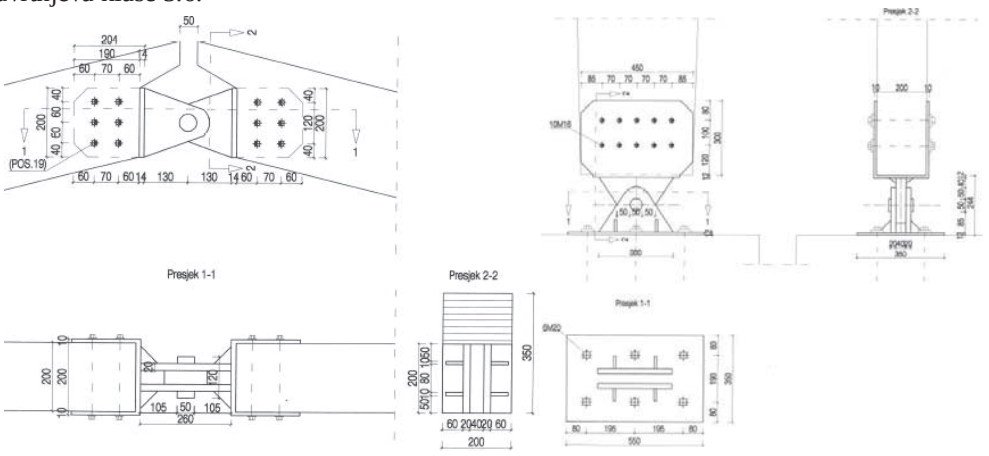
Fasadnu konstrukciju u kalkanskom zidu čine horizontalna rigla i stubovi S1 i S2 izgrađenu od masivnog drveta, klase čvrstoće C24. Horizontalna rigla napregnuta je na jednakopodijeljeno opterećnje, u dvije ravni, koje predaje vertikalnim stubovima. Riga je

pravougaonog poprečnog presjeka 14/40 cm. Statički sistem rigle je prosta greda raspona 7,0 m.

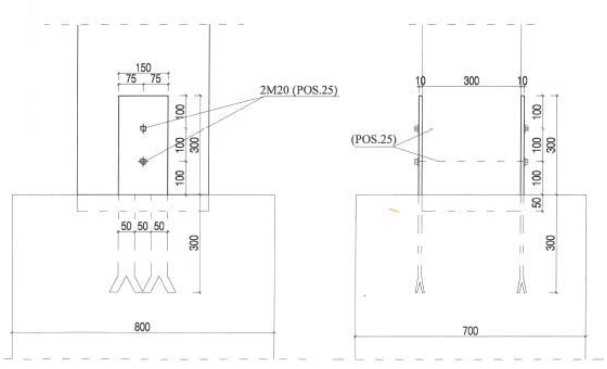
Stub S1 prima opterećenje od horizontalnih rigli i vjetra, njegova visina iznosi 11,30 m. Statički sistem stuba je prosta greda, sa usvojenim dimenzijama 30/40 cm. Fasadni stub S2 visine je 9,50 m i usvojenih dimenzija 20/40 cm.

4. PRIKAZ VEZA U KONSTRUKCIJI

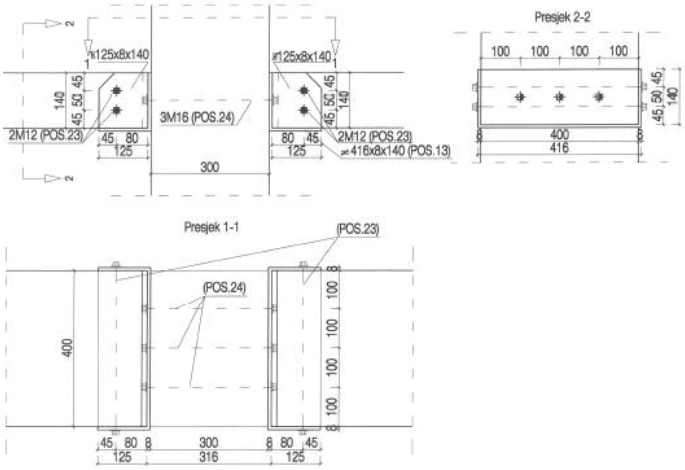
Specifična oblast u drvenim konstrukcijama su veze koje moraju biti dobro isprojektovane, kako ne bi došlo do narušavanja stabilnosti i loma konstrukcije. Veze između konstruktivnih elmeneta sportskog balona ostvarene su pomoću čeličnih limova, čelik klase S235, te zavrtnjeva klase 5.6.



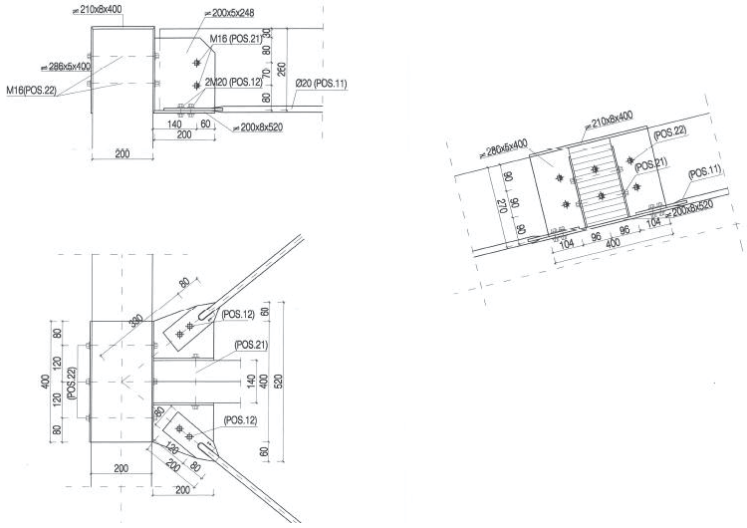
Slika 6 – Zglobna veza glanog nosača u tjemenu i osloncu [1]



Slika 7 – Veza fasadnog stuba S1 sa temeljom [1]



Slika 8 – Veza horizontalne rigle i stuba S1 [1]



Slika 9 – Detalj veze u čvoru sprega [1]

5. ZAKLJUČAK

Za glavni nosač odabran je trozglobni luk sa promjenljivim momenzom inercije, kako bih se iskoristila puna nosivost lijepljeno lamelirang drveta. Cjelokupan proces proizvodnje presjeka od lijepljeno lameliranog drveta i na kraju zaštite drveta vrši se u proizvodnom pogonu proizvođača, što čini konstrukciju montažnog karaktera. Ako uračunamo troškove proizvodnje, transporta, montaže i izvedbe svih spojnih elemenata lijepljeno lamelirano drvo nije jeftina materijal. Međutim zbog veoma brze ugradnje, male sopstvene težine i mogućnosti

primanja mnogo većeg korisnog opterećenja u odnosu na adekvatne nosače od drugih materijala, možemo reći da je lijepljeno lamelirano drvo ekonomičan materijal. Ovakva konstrukcija jamči stabilnost i sigurnost, a ekonomičnost održavanja i estetski dojam čine drvenu konstrukciju od lijepljenog lameliranog drveta idealnim materijalom za izvedbu sportskog balona kao i različitih sportskih objekata.

LITERATURA

[1] Glavni projekat dvorane za male sportove izvedene od lijepljeno lameliranog drveta

[2] Džubur Ž.: Savremene drvene konstrukcije – lijepljeno lamelirani nosači, Mostar, 2016.

[3] Gojković M., Sojić D.: Drvene konstrukcije, Beograd, 1996.

[4] CEN; EN 1995-1-1: Design of timber structures, 2004.

[5] CEN; EN 1991-1-3, General actions - Snow loads, 2003.

[6] CEN; EN 1991-1-4, General actions - Wind actions, 2005.

[7] CEN; EN 1991-1-1, General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings, 2002.

[8] http://qtenso.com/PDFs/Ferrari502-702-specs.pdf

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-11
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Igor Gukov[1]

HRVATSKA ISKUSTVA U PROJEKTIRANJU I GRAĐENJU GREDNIH MOSTOVA KONZOLNIM POSTUPKOM

Rezime:

Jedan od danas najviše korištenih postupaka gradnje grednih mostova većih raspona je slobodna konzolna gradnja. Od 1966. do danas u hrvatskoj je izvedeno 11 ovakvih mostova. Prikazan je pregled njihovih konstruktivnih rješenja te su opisana iskustva u oblikovanju, projektiranju i izvedbi ovakvih mostova.

Ključne reči: konzolna gradnja, gredni most

CROATIAN EXPERIENCE IN DESIGN AND CONSTRUCTION OF CANTILEVER BEAM BRIDGES

Summary:

One of today's most widely used methods of building bridges of larger spans is free cantilever construction. Eleven bridges have been constructed in Croatia since 1966. An overview of their constructive solutions is presented and their experiences in design and construction these bridges are described.

Key words: cantilever construction, beam bridge

[1] *dr.sc, dipl.ing.građ, Avenija Većeslava Holjevca 15, Zagreb, Hrvatska, igukov1@tvz.hr*

1. UVOD

U više tisućljetnoj povijesti razvitka mostogradnje mnoge su spoznaje i graditeljske novosti zaživljavale označujući napredak struke i omogućujući nove i drukčije domete. Bile one u sustavima konstrukcija, gradivima ili metodama izgradnje, a mogu biti usmjerene na svladavanje većeg raspona, na bržu ili jednostavniju gradnju ili pak na u konačnici jeftinije građevine. Tako, među vrlo stare nosive sustave spadaju konzolni nosivi sklopovi. Potreba za svladavanjem većih raspona od onih koji su bili mogući ograničenim duljinama raspoloživih kamenih ili drvenih elemenata (a prije pojave svoda) riješena je postupnim prepuštanjem svakog elementa nad prethodnim od oslonaca prema sredini raspona. Taj postupak izgradnje poznat od iskona graditeljske povijesti a osobito jako razvijen u vrijednim ostvarenjima kineske kulture ponovo je zaživio sredinom prošlog stoljeća u prednapetim armiranobetonskim mostovima. Konzolna gradnja betonskih grednih mostova jako je razvijena posljednjih pedesetak godina diljem svijeta. Omogućila je primjenu ovih struktura za raspone i do 300 m.

2. HRVATSKI BETONSKI GREDNI MOSTOVI KONZOLNOG POSTUPKA GRADNJE

Tablica 1. pregledno prikazuje osnovne podatke o svih jedanaest hrvatskih mostova građenih konzolnom tehnologijom. Nužno je uočiti kako su i unutar relativno malog broja objekata zastupljeni različiti statički sustavi i načini gradnje.

Tabela 1 - Podaci o hrvatskim betonskim grednim betonskim mostovima konzolne izvedbe.

R.b.	*Most*	*God. izgradnje*	*Glavni rasponi*
1.	*preko Neretve, kod Rogotina*	*1966.*	*55+110+55m*
2.	*preko Save i Une, kod Jasenovca*	*1973.*	*60+120+55m*
3.	*Most Crnac, preko Save*	*1981.*	*52+86+52m*
4.	*Rječina 1 obilaznica Rijeke*	*1988.*	*45+98+45m*
5.	*preko Pazinske jame*	*1992.*	*87,5m*
6.	*Hreljin, poluautocesta Zagreb – Rijeka*	*1996.*	*42,9+9x50.5+42,9*
7.	*Most Dubrovnik*	*2002.*	*87,35+60,05*
8.	*Most Kamačnik*	*2003.*	*70+125+23,5*
9.	*Domovinski most*	*2007.*	*48+6x60+72+120+72+2x60+48*
10.	*Most Cetina*	*2007.*	*24+90+24*
11.	*Rječina 2 obilaznica Rijeke*	*2009.*	*50+108,5+50*

2.1. PROJEKT MOSTA PREKO SAVE U JANKOMIRU

Prvi suvremeni prednapeti konzolni most sagrađen je 1950. god., a već 1953. riječki projektanti inž. Leo Babić i inž. Jenko Košćina (Rijeka-projekt) razradili su idejni projekt konzolnog mosta preko Save u Jankomiru. Predviđeno je bilo da se most izvede od betona MB40 i prednapne kabelima od 6 žica promjera 5mm, koji bi dijelom bili položeni u cijevi, dok bi dijelom prolazili kroz komore sanduka, gdje bi se sidrili u poprečne nosače (vanjsko

prednapinjanje!). Otvrdnjavanje betona ubrzavalo bi se uvođenjem vruće pare u nove odsječke, tako da se već nakon 24 sata postigne čvrstoća MB20 do MB25. Posebno je zanimljivo to, što su autori projekta predvidjeli uspostavljanje kontinuiranosti glavnih nosača preko pet polja usprkos tomu što se središnji zglob u ovakvim konstrukcijama po prvi puta počeo izostavljati tek početkom šezdesetih godina. Ocjenjivački sud je procijenio da ovo rješenje nadilazi tadašnje mogućnosti graditeljstva, a osim toga je skuplje u odnosu spram drugih rješenja.

2.2. MOST PREKO NERETVE KOD ROGOTINA

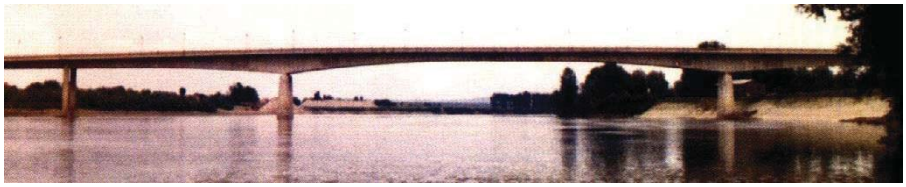
Prvi hrvatski most od prednapetog betona sagrađen konzolnim postupkom, preveo je Jadransku magistralu preko Neretve 1966. godine. Glavni rasponski sklop je kontinuirani sandučasti nosač bez srednjeg zgloba, s dvije komore i tri okomita hrpta, na međusobnom razmaku od 3.0m. Visina nosača nad osloncima je 5.5m, u sredini srednjeg otvora 2.1m, a pri upornjacima 2.3m. Debljina hrptova je promjenjiva od 18cm u sredini srednjeg raspona, 22cm oko četvrtine raspona, do 26cm u blizini riječnih stupova. Kolnička ploča je konstantne debljine od 14cm s vutama uz hrptove. Donja ploča je debljine 70cm uz stupove, a 12cm u sredini srednjeg raspona. Unutar sanduka su na svakih 11m postavljena su poprečna ukrućenja.

Slika 1 - Most preko Neretve kod Rogotina.

Glavni rasponski sklop sagrađen je balansnim postupkom, betoniranjem na licu mjesta, u segmentima duljine 5.5m. Na riječni stup bliži Dubrovniku konstrukcija se oslanja preko nepokretnog zgloba, dok na onaj bliži Splitu, preko pendl ležaja. Privremenim poduporama spriječeno je zglobno djelovanje oslonaca tijekom konzolne gradnje. Betoniranje konzolnih odsječaka kvalitete MB45, izvedeno je pomoću čeličnih skela - "krletki", koje su težile po 25t.

2.3. MOST PREKO SAVE I UNE KOD JASENOVCA

Naredni most sagrađen ovim načinom bio je most na Savi i Uni kod Jasenovca, izveden u razdoblju od 1971. do 1973. godine. Glavni rasponski sklop jednodjelnog poprečnog presjeka ima visinu 5.5m iznad srednjih stupova, do 2.5m u sredini glavnog raspona. Debljina hrptova, međusobno razmaknutih 6.0m, varira između 20 i 28cm. Debljina donje ploče mijenja se od 15cm u sredini glavnog otvora, do 90cm iznad riječnih stupova. Debljina ploče kolnika je konstantna i iznosi 20cm s vutama uz hrptove. Statički sustav ovog mosta sličan je prethodnome - protežni sklop preko tri polja, bez središnjeg zgloba, zglobno oslonjen na stupove. Gradnja glavnog rasponskog sklopa odvijala se na slijedeći način: pošto su podignuta dva stupa u koritu Save, na njima su izbetonirani osnovni odsječci u duljini od 20m, a na čeličnoj skeli koja se oslanjala kosnicima na temelje stupova. Zatim su postavljene čelične pomične konzolne skele pomoću kojih su dalje simetrično izvođeni segmenti duljine 5m.



Slika 2 - Most preko Save i Une kod Jasenovca.

Na jasenovačkom mostu korištene su skele s mosta kod Rogotina, ali su proširene pa su na njima istodobno sa srednjim, sandučastim dijelom konstrukcije betonirani i prijepusti kolnika i hodnika. Prednapinjanje obaju mostova obavljeno je visokovrijednom žicom promjera 5mm i 7mm, kakvoće 1500/1700 MPa, IMS sustava. Glavni rasponski sklop mosta preko Save srušen je u ratu 1991. godine. Na istom mjestu izveden je 2005. novi čelični gredni most raspona 60+120+55 m.

2.4. MOST PREKO SAVE KOD SISKA

Most preko Save kod mjesta Crnac, nizvodno od Siska dovršen je 1981. godine. Srednji raspon mosta izveden je kao armiranobetonska prednapeta okvirna konstrukcija, samo djelomično sagrađena konzolnim postupkom. Na dvojnim stupovima monolitno je izveden osnovni dio u duljini od 14.50 m. Nakon toga postavljene su "krletke" s pomoću kojih se po principu slobodne konzolne gradnje, simetrično u odsječcima, betonirao monolitni dio okvirne konstrukcije. Duljina odsječaka iznosila je po 5.0 m, a na svaku stranu stupa izvedene su po 4 odsječka, pa je prijepust dugačak 22.65 m. Visina konstrukcije mijenja se postupno od 3.50 m nad stupom do 2.34 m u sredini raspona. U glavnom rasponu i rasponima prema obalama oslonjena su na privremene ležajeve po četiri armiranobetonska prednapeta nosača. Ležajevi montažnih nosača na prijepustima bili su privremeni, dok su na stupovima postavljeni stalni neoprenski ležajevi. Duljina montažnih nosača u glavnom je rasponu 40.0 m, a u rasponima prema obalama 29.5 m. Nosači su montirani pomoću navlačne skele. Nakon zalijevanja reški između montažnih ploča središnjeg dijela mosta, prednapeti su kabeli kojima je ostvarena kontinuiranost središnjeg dijela.

Slika 3 - Most Crnac preko Save kod Siska duljine 663m.

2.5. MOST PREKO KANJONA RJEČINE

Naredni hrvatski konzolni most izveden je 1988.god. To je razuporni sklop preko kanjona Rječine, na obilaznici oko Rijeke. Bočni otvori i kosnici razupornog sklopa betonirani su na skeli, dok je glavni otvor izveden od prethodno izrađenih odsječaka, konzolnom montažom uz pomoć navlačne rešetke. Kosnici sandučastog presjeka oslanjaju se na temelje preko Freyssinetovih zglobova. Na upornjacima su čelični valjkasti ležajevi, pomični u uzdužnom

smjeru. Prvotnim projektom bilo je predviđeno betoniranje glavnog otvora na krletki u odsječcima duljine 5.00m, slično kao kod jasenovačkog mosta. No ipak je primijenjeno rješenje s lijepljenjem prethodno izrađenih odsječaka duž sukladnih sljubnica, za koje je trebalo utrošiti oko 20% više kabela. Odsječci su dugi 2.45m, mase 25t do 65t, a lijepljeni su epoksidnim ljepilima. Privremeno povezivanje uzastopnih odsječaka izvođeno je Dywidagovim prednapetim štapovima, sve dok nisu bili provučeni i prednapeti kabeli.

Slika 4 - Most preko Rječine kod Rijeke.

2.6. MOST PREKO PAZINSKE JAME

Pješački most preko Pazinske jame u Pazinu dovršen je 1992.god. Osnovna zadaća ovog mosta je prevođenje glavnog kolektora gradske kanalizacije na područje van gradske jezgre, kako bi se ekološki zaštitile vode ponornice koja utječe u jamu. Prikazano rješenje mosta odabrano je nakon razmatranja 11 inačica, pošto je zadovoljilo stroge zahtjeve uklapanja u krajolik i grad. Lučne i razuporne inačice otpale su zbog konfiguracije terena (strme strane jame), pa je odabran plitak trozglobni okvir. Izvedba se odvijala postupnim prepuštanjem od privremeno upetih krajeva prema srednjem zglobu, pri čemu su prijepusti uravnoteženi relativno širokim i masivnim upornjacima. Kroz ulice gradske jezgre nisu mogli biti dopremani montažni elementi većeg formata, pa je odabran način gradnje betoniranjem na licu mjesta. Rotacija upornjaka oko temeljnog zgloba blokirana je uz pomoć betonskih kvadera samo privremeno tijekom gradnje, da bi nakon izvedbe oni bili izvađeni i time ostvareno okvirno djelovanje. Ocijenjeno je da pri pješačkom prometu postojanje tjemenog zgloba ne predstavlja nedostatak, a time je nosiva konstrukcija oslobođena relativno vrlo visokih naprezanja, koja bi se pojavila da je rasponski sklop od oko 90m u tjemenu upet [8].

Slika 5 - Most preko Pazinske jame.

2.7. VIJADUKT HRELJIN

Vijadukt Hreljin nalazi se na poluautocesti Karlovac - Rijeka, na dionici Kikovica - Vrata. Vijadukt preko 11 polja ukupno je dug 535m, tlocrtno je zakrivljen i nalazi se na teško pristupačnom terenu. Izabrani postupak građenja prijepusnom montažom predgotovljenih odsječaka ne daje najgospodarstveniji rasponski sklop, no izvoditelj radova htio se okušati u

ovom suvremenom postupku, pa makar to bilo i nešto skuplje. Odluka je potaknuta očekivanjem da će takav postupak građenja naći još koju primjenu na istoj autocesti. Pored toga, u blizini na Grobničkom polju izvoditelj ima proizvodni pogon na kojem su već izrađivani odsječci mosta preko Rječine, a raspolaže i lansirnom rešetkom Aspen, duljine 130m. Rasponski sklop čini protežni sandučasti nosač sastavljen od prednapetih prethodno izrađenih odsječaka duljine 2.35 m. Odsječci su se izrađivali po postupku tzv. "duge linije" u proizvodnom pogonu, u taktu od dva dana, a ugrađivali se pri starosti od najmanje 28 dana. Niz od 21 odsječka nad stupom - jedan u osi stupa i deset parova simetričnih odsječaka tvore "stol". Odsječci su se tijekom ugradbe lijepili, potom privremeno pridržavali štapovima Dywidag, dok se ljepilo ne osuši, da bi se na kraju napeli trajni kabeli. Tijekom izvedbe, stol se oslanjao na privremene ležajeve - 4 pješčana lonca na jednom stupu, koji su se po spajanju posljednjeg odsječka oslobađali, da bi se stol oslonio na stalne lončaste klizne ležajeve. Povezivanje stolova ostvarilo se betoniranjem međuodsječaka. Visina odsječaka je 3.50m, a poprečni presjek obuhvaća cijelu širinu rasponskog sklopa. Svaki odsječak ima rebra na hrptovima za sidrenje kabela. Odsječak nad stupom ima još i rebro u donjoj ploči, a i bočna su mu rebra jača radi zajamčenja potrebne krutosti. Masa je odsječaka u polju 44.5t, a onoga nad potporom 70t.

Slika 6 - izvedba vijadukta Hreljin.

2.8. PRILAZNI VIJADUKT MOSTA PREKO RIJEKE DUBROVAČKE

Most preko Rijeke dubrovačke sastoji se od dviju tehnološki potpuno različitih konstrukcija. Na zapadnoj strani nalazi se 147.4 metara dugačak prednapeti betonski most sandučastog poprečnog presjeka a na istočnoj obali 324.7metara dugačak glavni ovješeni most spregnutog poprečnog presjeka. Rasponi mosta iznose 87.35+304.05+80.7 = 472.10 m. Prednapeti zapadni prilazni most, raspona 87.35 m, konzolno je produljen u veliki otvor za 60.05 m. Visina sandučastog poprečnog presjeka je promjenjiva od najmanje 3.20 m na upornjaku i 3.0 m na kraju konzole do najviše 8.22 m, na mjestu gdje je sklop upet u stup. Ukupna širina mosta zbog odvojka za Mokošicu mijenja se od 16.04 do 12.70, na potezu od upornjaka U1 do stupa S2. Pri tom se širina kolnika mijenja od 11.04 m do 7.7 m. Prilazni most se oslanja na upornjak na zapadnoj obali preko jednog uzdužno pomičnog i jednog svestrano pomičnog ležaja [5].

Slika 7 - Most preko Rijeke dubrovačke.

2.9. MOST KAMAČNIK

Mosta se nalazi na rijeci Kamačnik u Gorskom kotaru na dionici autoceste za Rijeku. Greda je promjenjive visine od 7.20 m nad osloncem do 3.20m u polju. Kako rasponi mosta iznose 70+125+23.5 zanimljiv detalj na ovom mostu je posebno oblikovan upornjak u osi U2 koji prihvaća odiznu silu.

Slika 8 - Izvedba mosta Kamačnik.

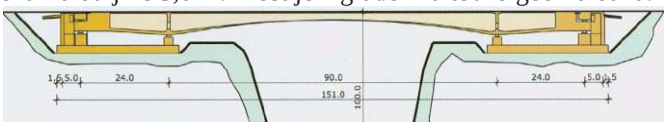
2.10. DOMOVINSKI MOST

Domovinski most u Zagrebu preko rijeke Save izgrađen je u sklopu projekta Centralnog uređaja pročišćavanja otpadnih voda Zagreba. Most su projektirale Rajka Veverka i Martina Balić, nakon što je njihov projekt pobijedio na javnom natječaju. Sastoji se od 13 raspona ukupne dužine 840 metara. Greda je u cijeloj duljini mosta konstantne visine od 3.55m i širine 33 metra. Kako bi se premostio glavni raspon od 120m most ima dva para pilona visine 16,5 m. Unutar presjeka smještene su četiri vodovodne i jedna kanalizacijska cijev. U oba smjera ima po dvije prometne trake s pješačkim i biciklističkim stazama, te prostor rezerviran za predviđenu prigradsku željeznicu. Radovi na izgradnji započeli su 2002. godine, a most je 2007. godine otvoren za promet.

Slika 9 - Izvedba Domovinskog mosta.

2.11. MOST PREKO CETINE NA AC SPLIT – DUBROVNIK

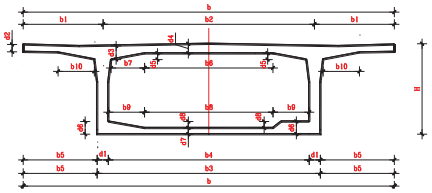
Most Cetina izveden je na dionici autoceste Split – Dubrovnik preko kanjona rijeke Cetine dubokog oko 70 metara s gotovo vertikalnim liticama. Kako most Cetina prelazi preko zaštićenog kanjona rijeke Cetine kod iskopa temelja za most pazilo se da ne dođe do urušavanja materijala u kanjon te su i temelji mosta odmaknuti od ruba kanjona. Upetost grede glavnog otvora koji iznosi 90m ostvarena je obostranim usidrenim prijepustima. Os je autoceste na mjestu mosta u pravcu, a visinski je u krivini R = 21000 m. Izvedena su dva odvojena mosta, kao i na mostu preko Guduče rabljene su iste krletke. Greda je sanduk stalne širine i promjenjive visine. Hrptovi sanduka stalne su debljine, 46 cm. Nad ležajevima uz glavni otvor stoje ukrutne dijafragme sanduka debljine 75 cm, s otvorima u sredini što omogućuju preglede sanduka. Zadnjih po 8,0 m sanduka ispunjeno je betonom kako bi se smanjila odizna pridržajna sila na kraju prijepusta. Uz glavni su otvor lončasti ležajevi nosivosti 26,0 MN, s tim što je jedan nepomičan, a drugi svestrano klizni. Prijelazna naprava bliža nepomičnom ležaju ima raspon pomaka 80 mm, a ona dalja 240 mm. Greda je izvedena simetrično u segmentima duljine 5,0 m. Most je izgrađen za točno godinu dana.



Slika 10 - Most preko Cetine na AC Split - Dubrovnik.

3. PRORAČUN I OBLIKOVANJE MOSTA

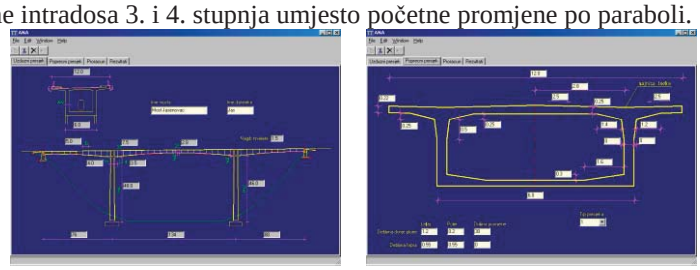
Postupak projektiranja mosta započinje s pretpostavljenim iskustvenim odabirom dimenzija poprečnog presjeka. Sam proces je iterativan, gdje se malim inkrementima dolazi do konačnih veličina. Veću prednost ima onaj koji u tom postupku kreće od bolje definiranog osnovnog rješenja.



Slika 11 - Parametri za oblikovanje poprečnog presjeka s vertikalnim hrptovima.

Problem složenosti modeliranja ovakvih konstrukcija riješen je programom napisanim u Delphi jeziku. Program ”Ana” za odabranu uzdužnu dispoziciju i određene varijable poprečnih presjeka generira ulazne podatke za programski paket Sofistik. Generiraju se poprečni presjeci, statički model, opterećenja i kabeli. U slučaju da se neka od varijabli izostavi, program će je odrediti prema iskustvenim podacima. Za rezultate statičkog i dinamičkog proračuna od svih opterećenja kontroliraju se naprezanja i izračunava potrebna armatura. U prvom koraku broj i sila u kabelima se pretpostavljaju. Na osnovu ovakve baze podataka program mijenjajući željene varijable (visina sanduka, debljina donje ploče ili broj i sila u kabelima) vrši optimizaciju po presjecima modela. Rezultate ovog dijela proračuna (uzdužna dispozicija i svi

poprečni presjeci) ispisuju se u vektorskom formatu i mijenjaju se ulazne datoteke za program Sofistik. U nekoliko iteracija moguće je doći do točnijeg rješenja. Optimizacijom naprezanja po presjecima variranjem visina sanduka i njihovom interpolacijom polinomima, dobivene su krivulje promjene intradosa 3. i 4. stupnja umjesto početne promjene po paraboli.



Slika 12 - Izgled maske za upis podataka vezanih za uzdužnu dispoziciju i poprečni presjek.

Posebnu pažnju treba posvetiti proračunu konstrukcije u svim fazama gradnje, jer su ova stanja tijekom gradnje najčešće mjerodavna za dimenzioniranje nekih elemenata konstrukcije. U izvedbenom dijelu projekta potrebno je izraditi detaljan protokol s opisom i redoslijedom svih aktivnosti u postupku građenja, kako bi se ispunile sve pretpostavke statičkog proračuna. Nakon što se napravi kontrola naprezanja i odabir potrebnog broja kabela potrebno je napraviti glavni problem proračuna ovakvih mostova a to je proračun progiba potreban za program nadvišenja konstrukcije.

4. ZAKLJUČAK

Uobičajeni postupak projektiranja mosta započinje s pretpostavljenim iskustvenim odabirom dimenzija poprečnog presjeka. Na osnovu odabranih geometrijskih izmjera poprečnih presjeka traži se količina i položaj kabela. Bolji pristup bi bio u početku pretpostaviti količinu i položaj kabela i za njih iterativno naći dimenzije poprečnih presjeka koji zadovoljavaju kontrolu naprezanja. Na taj način radi program Ana koji optimizira ovakve konstrukcije i izjednačuje anvelopu naprezanja duž raspona za odabrane veličine dopustivih naprezanja.

Izmjerene vrijednosti progiba konzolno građenih mostova od prednapetog betona u različitim dijelovima svijeta, pokazuju da mnogi veliki mostovi a posebno oni izgrađeni metodom betoniranja na mjestu gradnje, vremenski pokazuju znatno povećanje progiba u odnosu na računske [2]. Stoga se predlaže da se kod monolitne izvedbe kabeli prednapinju što kasnije, pri starosti betona od barem tri dana, a mjesta sidrenja armiraju većom armaturom od one predviđene pravilnikom za projektiranu kvalitetu betona.

Pri modeliranju mosta linijskim modelima, u karakteristike poprečnih presjeka treba se uzeti u obzir i precizno upisati položaji armature i kabela. Kako se kod ovakvih konstrukcija težište betonskog i čeličnog dijela poprečnog presjeka ne poklapaju, utjecaj skupljanja na rotaciju presjeka a time i na progib, u suprotnom neće biti ispravno izračunat.

Konstruktivne sustave sa zglobovima u rasponu potrebno je izbjegavati iz dva glavna razloga vezana za progib. Naime njegovo povećanje može biti posljedica dinamičkog opterećenja udarima vozila u prijelaznu napravu, a drugi jer takvi mostovi imaju 80% veći progib od kontinuiranih uz iste pretpostavke.

Segmenti mosta ili dijelovi segmenata ne nastaju simetrično, stoga ukoliko stup ne može izdržati razliku momenta savijanja potrebno je predvidjeti privremene oslonce. Upotrebom nesimetrične izvedbe razlika momenata koji se predaju na stup je manja, a u kombinaciji s dvostrukim zidovima privremeni oslonci se mogu izostaviti. Utjecaji uzdužnih deformacija zbog mekoće sustava proizvode manje sile na stupu.

Izmjerene deformacije mostova daju važne informacije o njegovom stanju. Iako nije lako odrediti kriterij kapaciteta nosivosti na temelju izmjerenih vrijednosti, saznanje o njima važno za moguće rekonstrukcije, sanacije i održavanje. Mostove većih raspona potrebno je nadzirati ne samo tijekom izgradnje nego i tijekom upotrebe. Troškovi nadzora su zanemarivi u usporedbi s ukupnim troškovima izgradnje objekta. Plan tih nadziranja trebao bi biti sastavni dio izvedbenog projekta.

LITERATURA

[1] Gukov, I.; Šavor, Z.; Radić, J.: "Betonski gredni mostovi"; Zlatni sabor HDGK, Zagreb 2003.; 63-75.

[2] Radić, J.; Šavor, Z.; Gukov, I.: Dugotrajne deformacije konzolno građenih grednih mostova, Građevinar: 56 (2004) 3, 137-144.

[3] Gukov, I.; Radić, J.; Šavor, Z.: "Gredni mostovi građeni konzolnim postupkom"; Savjetovanje: "Nove tehnologije u hrvatskom graditeljstvu", Brijuni 2003. 91-102.

[4] Gukov, I.; Radić, J.; Pičulin, S.: "Oblikovanje grednih mostova građenih konzolnim postupkom"; Objekti na autocestama; Plitvice 2002.

[5] Šavor, Z.; Gukov, I.; Prpić, V.: Prednapeti prilazni dio mosta preko Rijeke dubrovačke; Zbornik radova "V. Opći sabor HGK", Brijunski otoci 2001. 121-126.

[6] Radić, J.; Gukov, I.; Meštrović, D.: A new approach to deflection analysis of cantilever beam bridges. Proceedings of the 2nd International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. Kyoto : Balkema Publishers, 2004. 941-942.

[7] Radić, J.; Puž G.; Gukov, I.: "Croatian experience in design of long span concrete bridges"; Second International Structural Engineering and Construction Conference; Rome 2003. p.p. 941-945.

[8] Dekanović, Đ.: Osobitosti gradenja mosta preko Pazinske Jame. Prikaz hrvatskih postignuća, XII. FIP kongres, Washington, D.C. 29. svibnja – 2. lipnja 1994., 153. – 157.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-12
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Miloš Debeljković[1]

PROJEKAT POSTROJENJA ZA ODLOŽENO KOKSOVANJE (DCU) U RAFINERIJI NAFTE PANČEVO (NIS)

Rezime:

U rafineriji nafte u Pančevu 2017. godine započeta je izgradnja Postrojenja za odloženo koksovanje (DCU), dela Postrojenja za duboku preradu nafte. Ovo je proces unapređenja i konvertovanja teških ostataka nafte u lakše tečne i gasovite frakcije, pri čemu se kao zaostatak javlja koncentrovani čvrsti (solidifikovani) ugljenik – „petrol“ (zeleni) koks. Postrojenje DCU je projekat kompanije "CB&I" iz Brna (Češka). Deo građevinskih projekata su izradili srpski projektanti. Građevinska dozvola je izdata na osnovu PGD-a «Energoprojekt Industrija». U ovom izlaganju biće prikazana noseća betonska i čelična konstrukcija Reaktora koksa (Coke Drum) u „glavnom“ postrojenju S-5300.

Ključne reči: NIS, Rafinerija, odloženo koksovanje, petrol koks, DCU

DELAYED COKING UNIT DESIGN, OIL REFINERY PANČEVO (NIS)

Summary:

The building of a delayed coking unit (DCU) plant, the section for crude oil deep processing that has been started in the Pancevo Refinery in 2017 is in progress. This is a process of improvement and conversion of heavy remains from the oil refining process into lighter, liquid, and gaseous fractions during which concentrated solidified carbon – „petrol“ green coke appears as residue. The DCU is a project of the “CB&I“ from Brno, Czech Republic. A part of the Structures Design was carried out by Serbian civil engineers. Building license has been issued based on the Design signed by „Energoprojekt Industry“. The Concrete and Steel structure of the Coke Drum Structure within the Unit S-5300 will be presented in this paper.

Key words: NIS, Refinery, Delayed Coking, Petrol Coke, Coke Drum

[1]*dipl. inž.građ, Menadžer kvaliteta, Montavar, Železnik, Jugoslovenska 2, milos.debeljkovic@gmail.com*

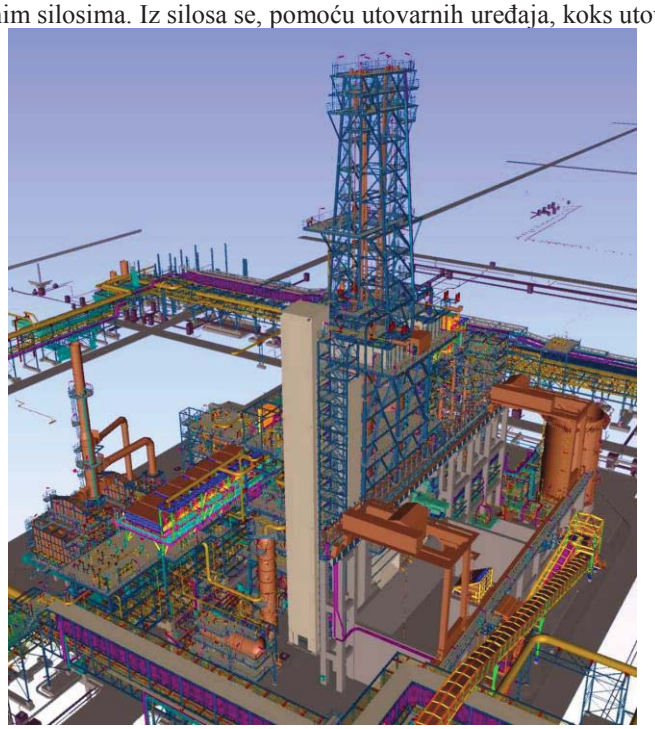
1. UVOD

U Rafineriji nafte u Pančevu u toku je izgradnja Postrojenja za odloženo koksovanje (Delayed Coking Unit – DCU) – ono je deo Postrojenja za duboku preradu nafte. Vrednost izgradnje postrojenja DCU iznosi oko 160 miliona evra.

Realizacija ovog kompleksa omogućiće NIS-u da teške ostatke nafte primenom termičkog krekinga prevede u lake gasovite i tečne produkte, kao i i proizvodnju čvrstog, „petrol“ – zelenog koksa. Odloženo koksovanje je sigurna, proverena i bezbedna tehnologija koja ispunjava sve zakonske propise.

Kapacitet ovog postrojenja je obrada do 2000 tona sirovine iz koje se može dobiti do 600 tona petrol koksa dnevno.

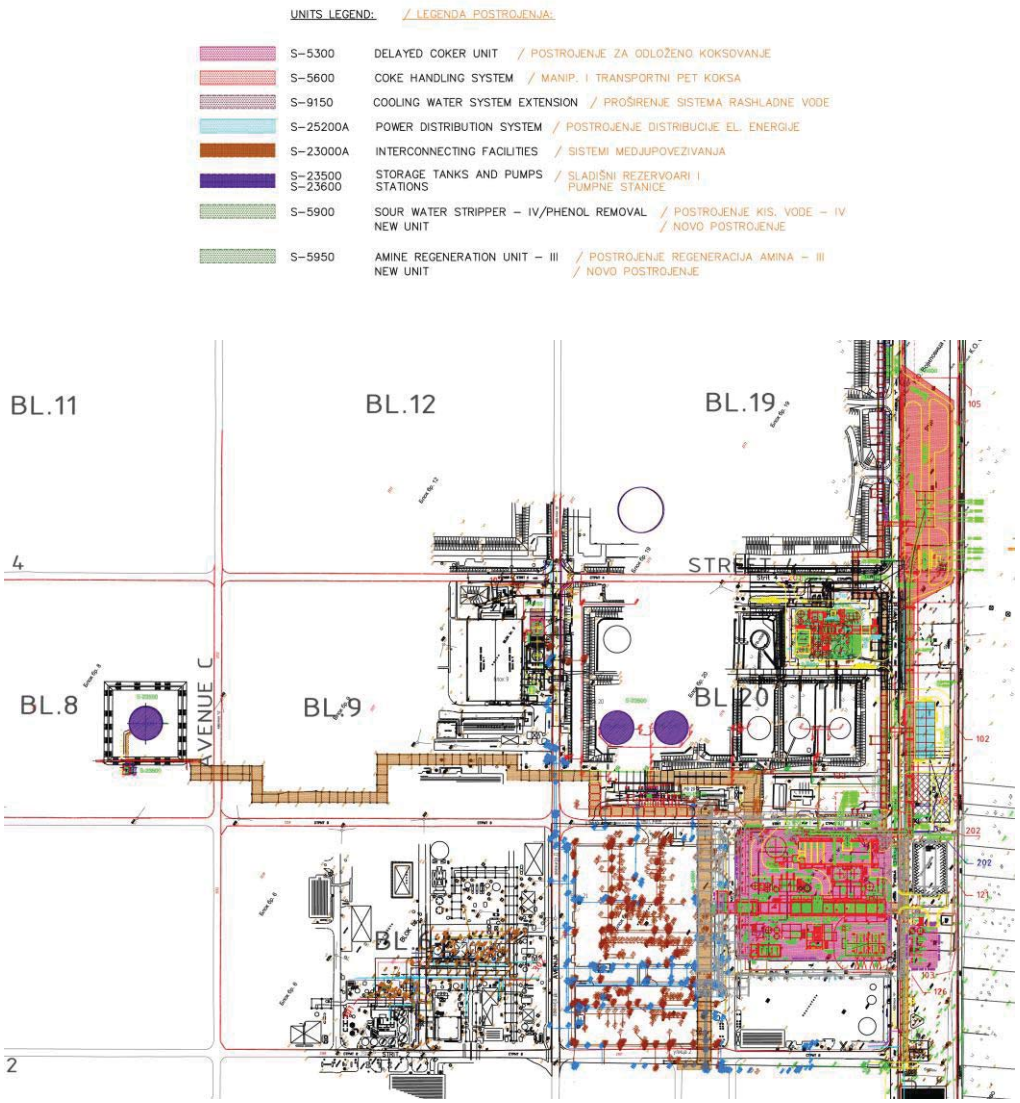
Tehnološkim postupkom se (bez opisivanja viška detalja) čvrst proizvod – petrol koks, zadržava u reaktorskim posudama i posle vodenog sečenja gravitaciono pada u koksnu jamu unutar koje dolazi do izdvajanja vode iz koksa. Proceđen koks se pomoću mostne dizalice ubacuje u utovarni koš drobilice odakle gravitaciono pada u drobilicu, u kojoj se veći komadi drobe na potrebnu granulaciju. Ispod drobilice se nalazi trakasti transporter, koji prihvata usitnjeni kos iz drobilice i transportuje ga do sledećeg transportera za transport koksa prema zatvorenim čeličnim silosima. Iz silosa se, pomoću utovarnih uređaja, koks utovara u kamione.



Slika 1 – Izgled postojenja S-5300 (DCU)

2. CELINE U OKVIRU POSTROJENJA - LAYOUT

Postrojenje je projektovano iz više celina (deo posla WP1 – work package 1 – prvi deo radova i projekata) koje su međusobno povezane postojećim i novoprojektovanim cevnim mostovima koji pored cevnog razvoda na sebi imaju i veliki broj elektro regala za „jaku“ struju i signalizaciju i instrumentaciju. Izdata je jedna građevinska dozvola a celine u okviru kompletnog postrojenja jesu:



Slika 2 – Dispozicija svih delova - (pojedinih) postrojenja Postrojenja za odloženo koksovanje

U okviru svake celine projektovan je veći broj građevinskih objekata i to betonskih konstrukcija u vidu temelja vertikalnih i horizontalnih sudova, pumpi, kompresora i konstrukcija bazena i čeličnih konstrukcija u vidu višespratnih platformi, otvorenih zgrada ili kula.

Projektovanje najvećeg dela kompletnog postrojenja obavili su projektanti češke filijale preduzeća „CB&I“ (iz Brna), deo projekata konstrukcije, arhitekture i saobraćajnica i nostrifikaciju su izradili i kao odgovorni projektanti pred zakonom stajali projektanti preduzeća „Energoprojekt Industrija a.d.“.

3. BETONSKE KONSTRUKCIJE

3.1 TEMELJI VERTIKALNIH I HORIZONTALNIH SUDOVA, CEVNIH MOSTOVA I OSTALIH ČELIČNIH KONSTRUKCIJA

Navedeni temelji su dimenzionisani u građevinskom birou Energoprojekta Industrija, na osnovu podataka o tim sudovima dobijenih od odseka za mašinsku opremu *CB&I* u vidu Mechanical Data Sheets (gde su bile date dimenzije i težine sudova, opterećenje od seizmike i broj i dimenzije ankera prema njihovom proračunu).

Temelji i ankeri su sračunati i nostrifikovani za četiri faze: u fazi montaže, fazi kada je postavljena prazna posuda (konstrukcija), u radnom režimu i u fazi testa kad je sud (cevi kao opterećenje) ispunjen vodom. Razlika u opterećenjima je bila u horizontalnim opterećenjima, vetru i seizmici, jer smo mi te uticaje analizirali po (u trenutku početka projekta) srpskim važećim propisima. U proračunima korišćene su istovetne (sa češkim projektantima, za njihove proračune) kombinacije opterećenja. Za fazu montaže i fazu testa su rađene samo kombinacije sa vetrom, i to sa polovinom njegovog intenziteta, dok su za prazan sud i sud u radnom režimu analizirane kombinacije sa punim vetrom i seizmikom.

Za temelje i šipove korišćen je beton MB 30 i armatura B 500, osim za podzemne betonske konstrukcije koje su projektovane od betona MB 40, V10, M150.

3.2 GEOMEHANIKA

Geomehanički eleborat za čitavo postrojenje izradio je srpska firma „Geomehanika“, na osnovu svojih geomehaničkih ispitivanja na terenu 2015 godine.

Gornji slojevi tla su meki i sa lošim karakteristikama do 6 m ispod nivoa terena. Ovi slojevi nisu pogodni ni za plitko fundiranje visokih i teških konstrukcija, čak ni niskih i lakih objekata zbog njihovog sleganja, tako da je preporučeno korišćenje plitkih temelja u kombinaciji sa zamenom tla u visini od 0,5 metara od homogene šljunčane podloge, dok je kod visokih objekata preporučeno duboko fundiranje.

Duboko fundiranje je projektovano i izvodi se na bušenim CFA (continuous flight auguring) šipovima prečnika 0,6 i 0,8 m za čitavo postrojenje. Tamo gde nije bilo moguće korišćenje CFA tehnologije ili je do pozicioniranja objekta (temelja) došlo kada je bilo kasno da bušeća garnitura priđe poziciji, projektovani su mikrošipovi.

Od „Geomehanike“ je dobijena nosivost šipova na pritisak i zatezanje u zavisnosti od njihove dužine i prečnika, kao i maksimalna horizontalna sila koju oni mogu da prime. U projektu za izvođenje za svaku konstrukciju urađen je proračun nosivosti šipova, armature kao

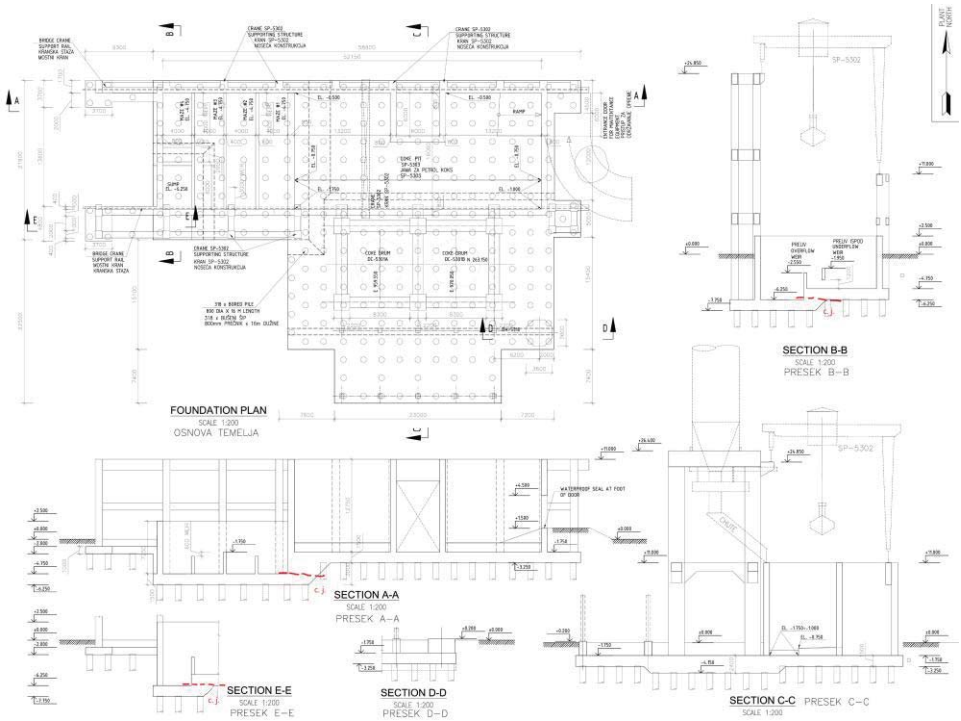
i proračun sleganja. Proračun nosivosti šipova rađen je po dve metode, prema preporukama i računici „Geomehanike“, metodama Majerhofa i CPT, usvajana je približno srednja vrednost od ova dva broja.

3.3 BETONSKA KONSTRUKCIJA REAKTORA KOKSA DC-5301A/DC-5301B

Noseća konstrukcija (dva) reaktora koksa je kombinovana armiranobetonska i čelična konstrukcija. AB konstrukcija sastoji se od:

- Temelja konstrukcije reaktora i jame za koks;
- Temeljne jame za lift;
- Nadzemne AB konstrukcije reaktora koksa DC-5301A i DC-5301B;
- Jame za koks SP-5303
- AB konstrukcije mostne dizalice SP-5302;

Cela temeljna ploča, koja je (ukupnih) dimenzija 68,20*44,40 m, različitih visina i dubina fundiranja, podeljena je u nekoliko dilatacionih celina (dilatacije su horizontalne - po visini). Dve su glavne celine: ploča (nadzemne) AB konstrukcije reaktora za koks sa platformom prekidača (switch-deck), istočnog i zapadnog stepenišnog tornja i betonskom jamom za lift sa podiznim sistemom i ploča AB jame za koks sa lavirintom (oceđivanje) i AB konstrukcije dizalice.



Slika 3 – dispozicija AB konstrukcije reaktora koksa - temelja i nadzemnih delova

Čitava ploča je oslonjena na 319 komada CFA šipova, Ø800 mm, dužine 16 metara, čija je gornja kota (ispod donje kote ploče) različita. Uz određene aproksimacije i pojednostavnjenja, sračunato je sleganje. Od stalnog opterećenja ono iznosi 35 mm, a od korisnog, tehnološkog, uglja u jami i drugog, manje od 35 mm, što je više od sleganja sračunatog u geomehaničkom elaboratu (koji je rađen na osnovu nepotpunih podataka).

Temelj konstrukcije reaktora i jame za koks predstavlja AB „podrumska" ploča. Pojedini delovi ploče su smešteni na različitim kotama. Debljina ploče takođe varira u zavisnosti od opterećenja. Deo na jugu podupire čeličnu konstrukciju, tkzv. južni – niži deo, koja se graniči sa armirano-betonskom konstrukcijom reaktora za koks. Različiti postamenti, izvučeni iz temeljne ploče, pripremljeni su za nošenje ove čelične konstrukcije (P1), za nošenje opreme (P4) i za postament izduvnog tornja DA-5310. Središni deo podupire upravo nadzemni deo konstrukcije reaktora za koks. Različiti postamenti, (P2, P3) izvučeni iz proširene temeljne ploče, podupiru čelične konstrukcije, npr. zapadni i istočni stepenišni toranj.

Jama za lift se nalazi na ovom mestu – u istočnom delu. AB zidovi jame za lift, izvučeni iz podrumske ploče, opremljeni su ankerskim pozicijama za lift i, delimično, za stepenište.

AB konstrukcija reaktora za koks (nadzemni deo), smeštena između osa 1 – 5 i C – D - u središnjem delu temeljne ploče, podupire opremu na gornjem nivou – reaktore za koks – i odgovarajuću čeličnu gornju konstrukciju reaktora za koks. Ona ima čeličnu konstrukciju/platformu, smeštenu na koti +19,850 m, koja formira deo platforme za prekidače (switch-deck) na koti +20,030m – kota AB poda koji je izliven preko visokoprofilisanog TR lima i čeličnih nosača. Gornja AB platforma je na koti +26,40m. Na koti +11,00m stubovi ove konstrukcije su međusobno povezani redama u oba pravca. Ova ramovska konstrukcija ima konzolne kratke elemente koji nose čeličnu kransku stazu dizalice. Na gornjoj platformi, ankeri za oba reaktora su sa udubljenjima za moždanike (za prijem horizontalnih sila). Konstrukcija reaktora za koks se od jame za koks odvaja pregradnim zidom – čeličnom konstrukcijom koja hvata i zadržava prašinu u prostoru jame za koks.

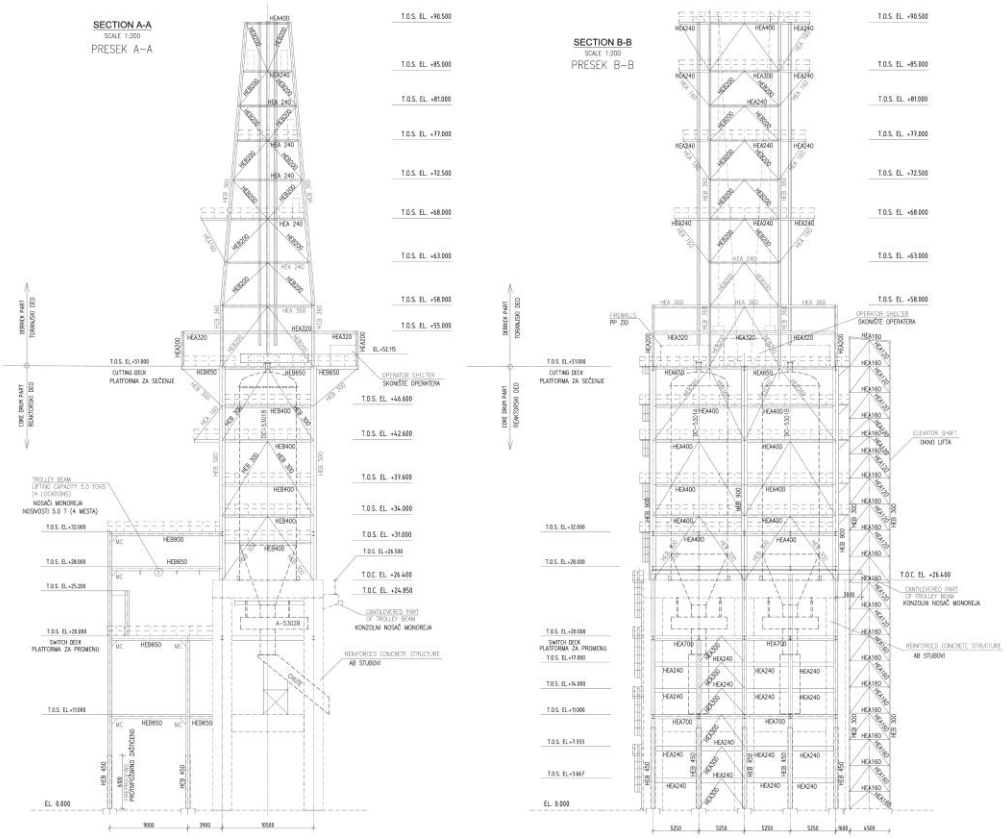
Vertikalna **AB konstrukcija jame za koks** izlazi iz temeljne ploče. Osnova uključuje deo za koks i lavirint, koji su povezani otvorom opremljenim ramovskom mrežom. Ovde postoji takođe i mesto za drobilicu koksa i odgovarajući levak, a na istočnoj strani konstrukcije - rampa i otvor za kapiju. Izvođenje severnog i istočnog dela zidova jame za koks će se realizovati kasnije od ostalih konstrukcija – ovako su preduzete mere u projektu, što znači da su armaturne spojnice/priključci obezbeđeni projektom.

Mosna dizalica se kreće po podužnim stranama jame za koks, koje čine raster jame. AB konstrukcija dizalice obuhvata celu dužinu jame i nadalje do završetka (uređaj za isključivanje), što znači prekoračenje same konstrukcije jame. Ovakvo rešenje omogućuje rad u delu za koks i lavirint jame. Ukupno opterećenje (sopstv. tež. + korisno opt.) od dizalice u projektu iznosi 1000 kN (100 tona).

4. ČELIČNA KONSTRUKCIJA REAKTORA KOKSA DC-5301A/DC-5301B

Čelična konstrukcija Reaktora koksa (dve posude) je otvorena konstrukcija postavljena na betonskom postolju (konstrukciji) na koti +26,400 m. Ukupna visina (uključujući betonsko postolje – konstrukciju) iznosi 91,50 m. Dimenzije osnove iznose 21,0 * 10,5 m. Pored glavne

konstrukcije, koja je podeljena u dve celine: reaktorski deo (do kote +51,00m) i „derik“ deo (iznad kote +51,00m), projektovane su dve kule za stepeništa (istočna i zapadna) i jedno liftovsko okno (u čeličnoj konstrukciji).

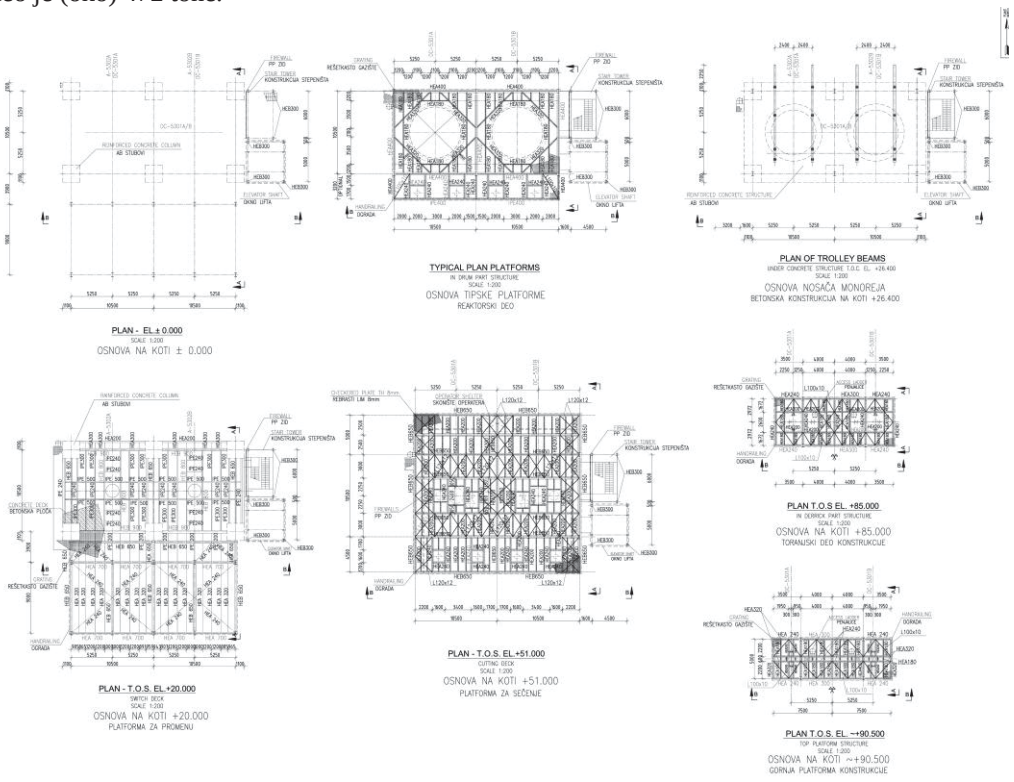


Slika 4 – Dispozicija – vertikalni preseci čelične konstrukcije reaktora koksa

Čelična konstrukcija reaktorskog dela ima raspon 2x10,5 m u podužnom pravcu i 1x10,5 m u poprečnom pravcu. Visina joj je (oko) 25 metara. Služi za omogući pristup u krug oko dva reaktora za koks DC-5301A i DC-5301B i da obezbedi operativni prostor na svojoj najvišoj platformi i kao oslonac za cevi koje se spuštaju na dole. Konstrukcija je projektovana kao ramovska sa vertikalnim spregovima u oba pravca. Stubovi su ankerisani u betonsko postolje (konstrukciju) na koti +26,00m. Projektovana je zatvorena operativna platforma («za sečenje») na koti +51,00m. Ova platforma se naziva “platforma za sečenje” i njene dimenzije u osnovi su 21,0 x 20,0m. Tu je smeštena tehnološka oprema i prostor za operatora na sečenju. Tu je projektovan zaštitini zid od požara po obimu prostora za sečenje da bi se omogućio siguran prolaz do stepenišnih kula. Stepenišni put evakuacije od kote +51,0m do +26,40m je na zapadnoj strani ove konstrukcije. Reaktorski deo čelične konstrukcije služi kao oslonac konstrukcije – «derik» deo, koji je postavljen iznad “platforme za sečenje” i za priključene

zapadnu stepenišnu kulu i liftovsko okno koji su povezani međugredama. Konstrukcija je projektovana kao modularna, sve veze su vijčane.

Dimenzije «Derik» dela čelične konstrukcije su u osnovi 21,0x10,5m i 8,0x5,0m na vrhu, sa brojnim konzolnim platformama i osloncima za cevi. Visina joj je (oko) 40,5m. Služi za oslanjanje opreme za sečenje koksa i da obezbedi pristup radi održavanja. Konstrukcija je projektovana kao ramovska sa vertikalnim spregovima u oba pravca. Stubovi su oslonjeni – povezani na čel. konstrukciju – reaktorski deo, na koti +51,00m. Projektovani su nivoi za oslanjanje cevi na kotama +55,00m i +58,00m, platforma za povezivanje creva na +69,80m i brojne ostale pristupne platforme. Najviša platforma je na koti +91,50m. Projektovana su i dva pristupa penjalicama po čitavoj visini Derik dela. Konstrukcija je kombinovana je sa Reaktorskim delom i podeljena je u tri montažne celine sa kotama podele na (približno) kotama +46,00 m i +58,00 m. Ove tri montažne celine su predmontirane na zemlji i podignute iscela sa teškom dizalicom na krajnju poziciju. Težina ovog dela konstrukcije – Reaktorski deo i Derik deo je (oko) 472 tone.



Slika 5 – Dispozicija – deo horizontalnih preseka čelične konstr. reaktora koksa

Čelična konstrukcija liftovskog okna je dimenzija 4,8m x 3,9m u osnovi, visine 60,0 metara. Služi za smeštaj putničkog teretnog lifta koji se kreće od kote nula do "platforme za sečenje" na koti +51,00 metara. Konstrukcija je projektovana kao ramovska sa vertikalnim spregovima u oba pravca. Stubovi su ankerisani u betonske temelje na koti +0,100m .

Konstrukcija je projektovana kao slobodno stojeća u (podužnom) pravcu (sever-jug: N-S). U poprečnom pravcu (istok-zapad: E-W) projektovano je četiri nivoa među greda za povezivanje sa betonskom konstrukcijom (postolja) i čeličnom konstrukcijom - reaktorski deo. Liftovsko okno je zatvoreno - potpuno obloženo trapezastim limovima. Postoji četiri regularne stanice lifta i još tri stanice za slučaj opasnosti. Mašinska (soba) oprema je na koti +56,20m. Konstrukcija je projektovana kao modularna, podeljena u tri montažne celine (dela) sa kotama podele na kotama +22,960 i +40,650. Ove montažne celine se ukrupnjuju na zemlji u horizontalnom položaju, potom se transportuju do pozicije za podizanje, uspravljaju se i podižu na konačnu poziciju. Privremena ukrućenja su projektovana radi obezbeđivanja geometrije celina tokom montaže. Ova privremena ukrućenja treba ukloniti posle završene montaže celine. Težina ovog dela konstrukcije reaktora – Liftovsko okno deo je (oko) 108 tona.

Čelična konstrukcija istočne stepenišne kule je 4,9m x 3,0 m u osnovi, visine 56,2 metara. Služi za pristup svim operativnim i pristupnim platformama od nivoa zemlje do "platforme za sečenje" na koti +51,00m i do mašinske sobe liftovskog okna na koti +56,20m. Konstrukcija je projektovana kao ramovska sa vertikalnim spregovima u oba pravca. Stubovi su ankerisani u betonske temelje na koti +0,100m . Konstrukcija je projektovana kao slobodno stojeća u (podužnom) pravcu (sever-jug: N-S). U poprečnom pravcu (istok-zapad: E-W) projektovano je četiri nivoa među greda za povezivanje sa betonskom konstrukcijom (postolja) i čeličnom konstrukcijom - reaktorski deo. Istočna stepenišna kula je delimično obložena sa vatrootpornim sendvič panelima. Konstrukcija je projektovana kao modularna, podeljena u tri montažne celine (dela) sa kotama podele na kotama +23,310 i +42,310. Ove montažne celine se ukrupnjuju na zemlji u horizontalnom položaju, potom se transportuju do pozicije za podizanje, uspravljaju se i podižu na konačnu poziciju. Težina ovog dela konstrukcije reaktora – Istočna stepenišna kula je (oko) 83 tone.

Čelična konstrukcija zapadne stepenišne kule je 5,0m x 3,0m u osnovi, visine 31,0 metara. Služi za pristup operativnim i pristupnim platformama od nivoa zemlje do gornje kote betonskog postolja (konstrukcije) na koti +26,400 metara. Konstrukcija je projektovana kao ramovska sa vertikalnim spregovima u oba pravca. Stubovi su ankerisani u betonske temelje na koti +0,150m . Konstrukcija je projektovana kao slobodno stojeća u (podužnom) pravcu (sever-jug: N-S). U poprečnom pravcu (istok-zapad: E-W) projektovana su dva nivoa među greda za povezivanje sa betonskom konstrukcijom (postolja). Zapadna stepenišna kula je otvorena konstrukcija. Služi i za oslanjanje cevovoda i elektro kablova. Konstrukcija je projektovana kao delimično modularna, sa jednom montažnom celinom (delom) i sa delom koji se montira štap po štap. Kota podele je na koti +23,60m. Montira se na isti način kao i istočna kula. Težina ovog dela konstrukcije reaktora – Zapadna stepenišna kula je (oko) 30 tona.

Elementi konstrukcije izrađeni su od čelika S235JRG ili S235JR0, vijčane veze su ostvarene vijcima klase 8.8 ili 10.9, bez sile prednaprezanja. Antikorozivna zaštita konstrukcije je ukupne debljine 240 μ, sa osnovnim i međupremazima od epoksida i završnim od poliuretana (sistem boja za kategoriju korozivnosti C4, prema SRPS ISO 12944).

5. PROJEKTOVANJE – STATIČKI PRORAČUN

Deo konstrukcije (betonske i čelične) je proračunat prema Evrokodu, od strane čeških projektanata, koji su prilikom projektovanja poštovali i uslove koji su proizašli iz

višedecenijskog iskustva njihovih inženjera i koji su u svim njihovim projektima dati kao Tehnička specifikacija. Sa ovim proračunima je, u okviru nostrifikacije rađeno sledeće:

Projektanti „Energoprojekta Industrija“ su betonsku konstrukciju proveravali prema PBAB-u u sopstvenim algoritmima i koristeći program „Tower“ i zaključak je da su za betonsku konstrukciju proračuni prema Evrokodu i PBAB-u skoro bez razlike, što se i moglo i očekivati s obzirom na semiprobabilistički koncept dimenzionisanja betonskih konstrukcija po PBAB-u.

Čelična konstrukcija je kompletno ponovo unošena u „Tower“ i dimenzionisana prema SRPS-u (metod dozvoljenih napona). Pošto se pokazalo da je konstrukcija dimenzionisana tako da ima rezerve, nije morala da se „ojačava“, iako se iz prethodnih iskustava izlagača znalo za ekonomičnost metode graničnih stanja.

Deo konstrukcije koji je projektovan i dimenzionisan od strane srpskih projektanata rađen je po prethodno navedenim metodama, jer na početku projekta još uvek nisu bili usvojeni srpski nacionalni aneksi Evrokodova za opterećenja.

6. IZVOĐENJE RADOVA I MONTAŽA

Građevinski radovi su započeti u leto 2017. godine. Prvo je krenula izrada (većine) bušenih šipova. Posle izrade prvih (probnih) šipova po različitim delovima postrojenja, šipovi su testirani na ispitno (vertikalno) opterećenje, po dokazivanju nosivosti nastavljena je izrada ostalih šipova. Radovi su još uvek u toku, trenutno je dominantna montaža čelične konstrukcije. Predmontaža čelične konstrukcije Reaktora koksa – reaktorskog i derik dela, rađena je na koti nula, na namenski izrađenim i konstruisanim temeljima, koji su po završenoj montaži srušeni. Svaki montažni komad je podignut dizalicom TEREX, nosivosti 320 tona, sa rešetkastom strelom dužine 114 metara, dovezenom i montiranom samo za ove potrebe (posle završene montaže konstrukcije reaktora koksa demontirana je i odvežena sa gradilišta). Čelične konstrukcije drugih objekata jesu i biće montirane dizalicama manje nosivosti.

LITERATURA

[1] Energoprojekt Industrija a.d, Beograd: Projekti za građevinsku dozvolu – konstrukcija (sveske 2.1. i 2.2.), Postrojenje za odloženo koksovanje, Rafinerija nafte Pančevo, Beograd, 2017

[2] Energoprojekt Industrija a.d, Beograd: Projekti za izvođenje – konstrukcija (sveske 2.1. i 2.2.), Postrojenje za odloženo koksovanje, Rafinerija nafte Pančevo, Beograd, 2018

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-13
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Dragan Majkić[1]

SIMON FRASER MOST – TEHNOLOGIJA IZVOĐENJA

Rezime:

Simon Fraser most je lociran na autoputu 97, južno od mesta Prince George u BC, Kanada. Most sa dve kolovozne trake je u stvari proširenje postojećeg mosta radi veće propusne moći za povezivanjem grada sa aerodromom. Most tipa delta rama dužine 400m premošćuje Alex Fraser reku. Stubovi u voidi su urađeni pomoću zagata visine 6m. Izrada zagata i montaža glavne čelične konstrukcije je izvršena pomoću privremenog mosta specijalno projektovanog za ovu vrstu izvođenja.. Za montažu glavne čelične konstrukcije korišćena su dva 300t krana.

Ključne reči: Tehnologija izvođenja; privremeni most, delta ram

THESIMON FRASER BRIDGE – ERECTION TECHNOLOGY

Summary:

Simon Fraser Bridge is located on Highway 97, south of Prince Georg in BC, Canada. A two-lane bridge is, in fact, an extension of the existing bridge for greater traffic capacity in order to connect the city to the airport. The 400-m Delta Bridge overcomes Alex Fraser River. The 6m high cofferdams was used to made columns in the water. The construction of the pile and the assembly of the main steel structure was carried out by means of a temporary bridge specially designed for this type of construction. Two 300t cranes were used for the assembly of the main steel structure.

Key words: Erection technology; temporary bridge; delta frame

[1] *M.Sc.,P.Eng., Bridge Engineer Specialist, Allnorth, Vacouver, BC, Kanada*

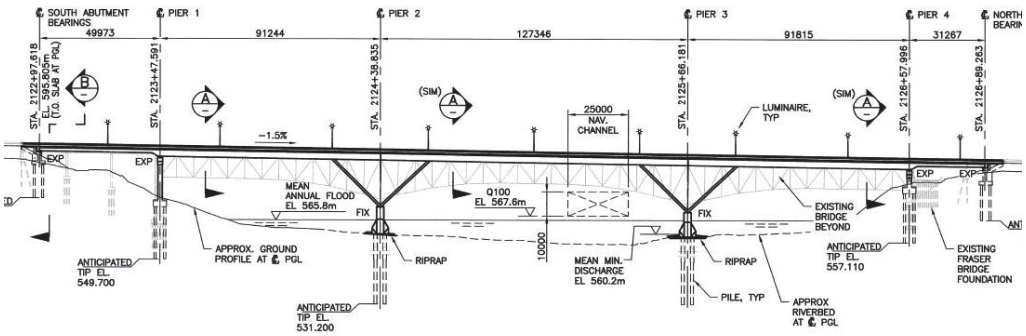
1. OPIS KONSTRUKCIJE MOSTA

Most Simon Fraser se nalazi na autoputu 97 i premošćuje reku Fraser u Prince George, Britanska Kolumbija. Prvobitni most sa dve saobraćajne trake, izveden 1963 godine je bio nedovoljan za dnevni kapacitet od 22.000 vozila. Neophodno je bilo proširenje kapaciteta postojećeg mosta. Kao najpovoljnije rešenje predložena je izrada novog mosta. Novi most sa dve kolovozne trake severnog saobraćaja je oko 390 metara dužine, dok su dve južne saobraćajne trake usmerene preko prvobitnog mosta (Slika 1)

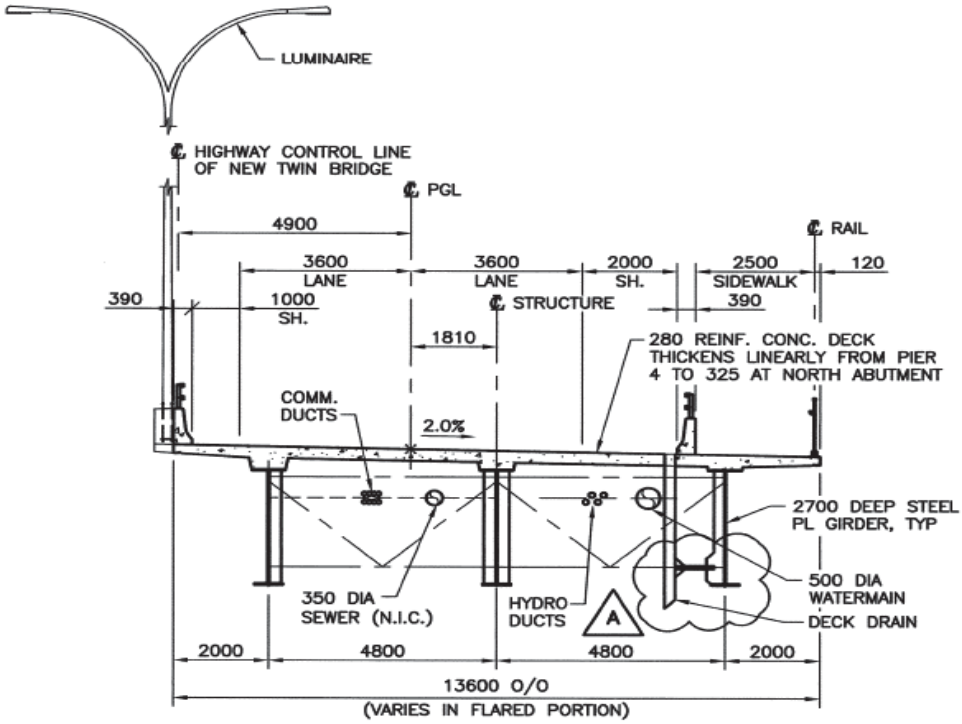
Most je imenovan u čast trgovca krznom i istraživača Simon Fraser, koji je postavio kamen temeljac grada Prince George i koji se, koristeći stare zapise, spustio rekom koja danas nosi njegovo ime, Fraser.

Slika 1 – Izgled mosta

Nova konstrukcija mosta je urađena u skladu sa postojećim mostom. Glavi raspon rešetke postojeće mostovske konstrukcije je 127 m, a razmak između stubova u vodi, je poštovan i kod novog mosta iz funkcionalnog, estetskog i konstruktivnog razloga (Slika 2).

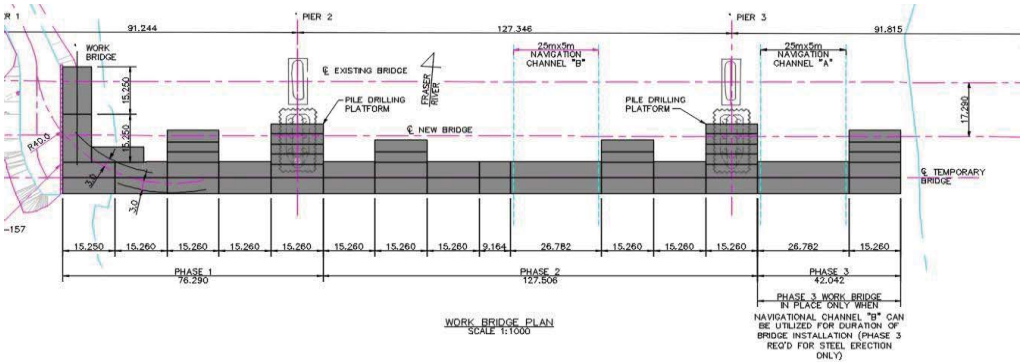


Slika 2 – Dispozicija mosta



Slika 3 – Poprečni presek mosta

Novi most ukupne dužine 400m, preko pet raspona, nosi kolovoznu spregnutu konstrukciju sa dve pešačke staze pomoću tri čelična puna glavna nosača ekonomičnog preseka sa visnom svega 2.7m (Slika 3). Glavne konstruktivne grede su prihvaćene sa dva delta rama oslonjena na nove betonske stubove u vodi. Sa ovakvim projetovanom konstrukcijom, ukupna težina konstruktivog čelika iznela je 344 kg/m2 kolovozne površine.

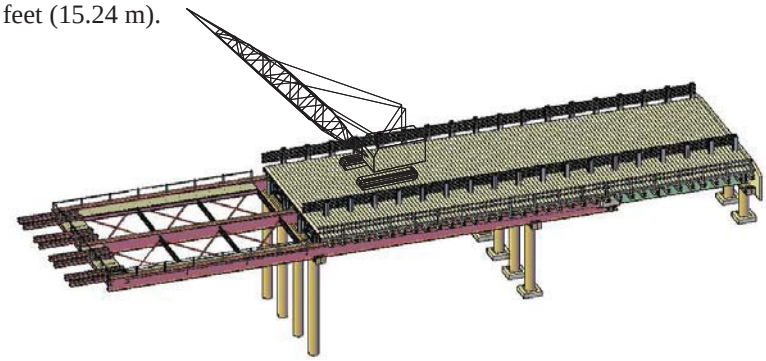


Slika 4 –Dispozicija privremenog mosta

Slika 5 – Privremeni most za izvođene

1.1. TEHNOLOGIJA IZVOĐENJA

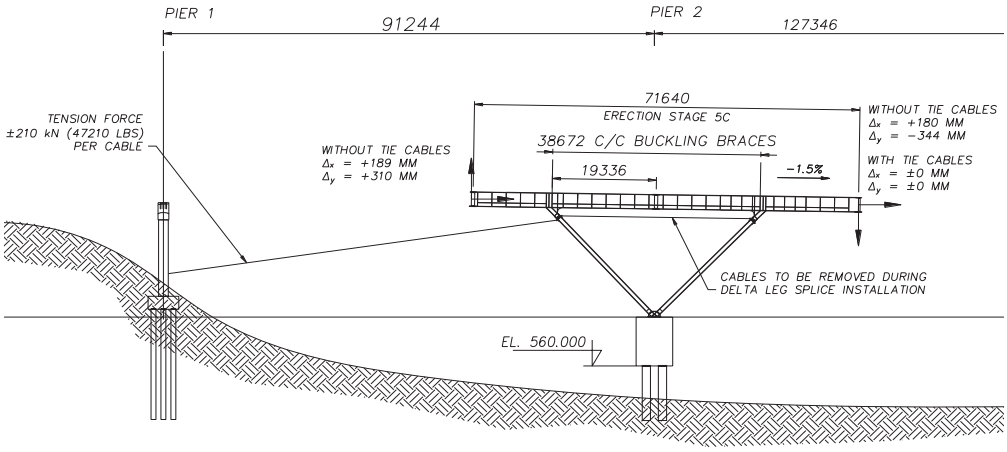
Radovi na zagatima za stubove u vodi na neki način su diktirali i izvođene glavne čelične konstrukcije mosta pomoću privremenog mosta (Slika 4 i Slika 5). Konstrukcija privremenog mosta je projektovana tako da se izbegne korišćenje pomoćnih skela i pomoćnih ramova za setovanje i pobijanje šipova. Radi lakšeg izvođenja sa kolovoza privremenog mosta, definisani su rasponi od po 50 feet (15.24 m).



Slika 6 –Izgradnja privremenog mosta pomoću saonica/šablona

Slika 7 – Privremeni most u toku izvođenja – Pogled na saonice/šablon

Glavnu konstrukcija privremenog mosta čine 4 čelična puna nosača visine1.2m i drvena kolovozna montažna konstrukcija. Glavni pokretni teret sačinjavali su 300t kranovi na gusenicama i speciajni kamioni za dopremu glavne čelične konstrukcije novog mosta (Slika 5 i Slika 10). Za obeležavanje i pobijanje šipova privremenog mosta koričćene su specijalno projektovane saonice (šablon) koje posle klizanja za novi raspon privremenog mosta imaju automatsko podešavanje za nove šipove (Slika 6 i Slika 7)



Slika 8 –Montaža mostovskih greda u zoni delta rama sa kablovima za kontrolu geometrije

Za izvođenje vertikalnih spregova korišćene su platforme koje su klizale zajedno sa kompletnom konstrukcijom saonica (Slika 7). Po završetku klizanja geometrija je automatski određena bez posebne potrebe za geometarskim premeravanjem. Pobijanje šipova (čeličnih cevi prečnika 610 mm) je vršeno pomoću kranova pozicioniranih na kolovoznoj konstrukciji

predhodno izvedenog raspona privremenog mosta (Slika 6). Kolovozna konstrukcija privremenog mosta je projektovana od montažnih drvenih tabli.

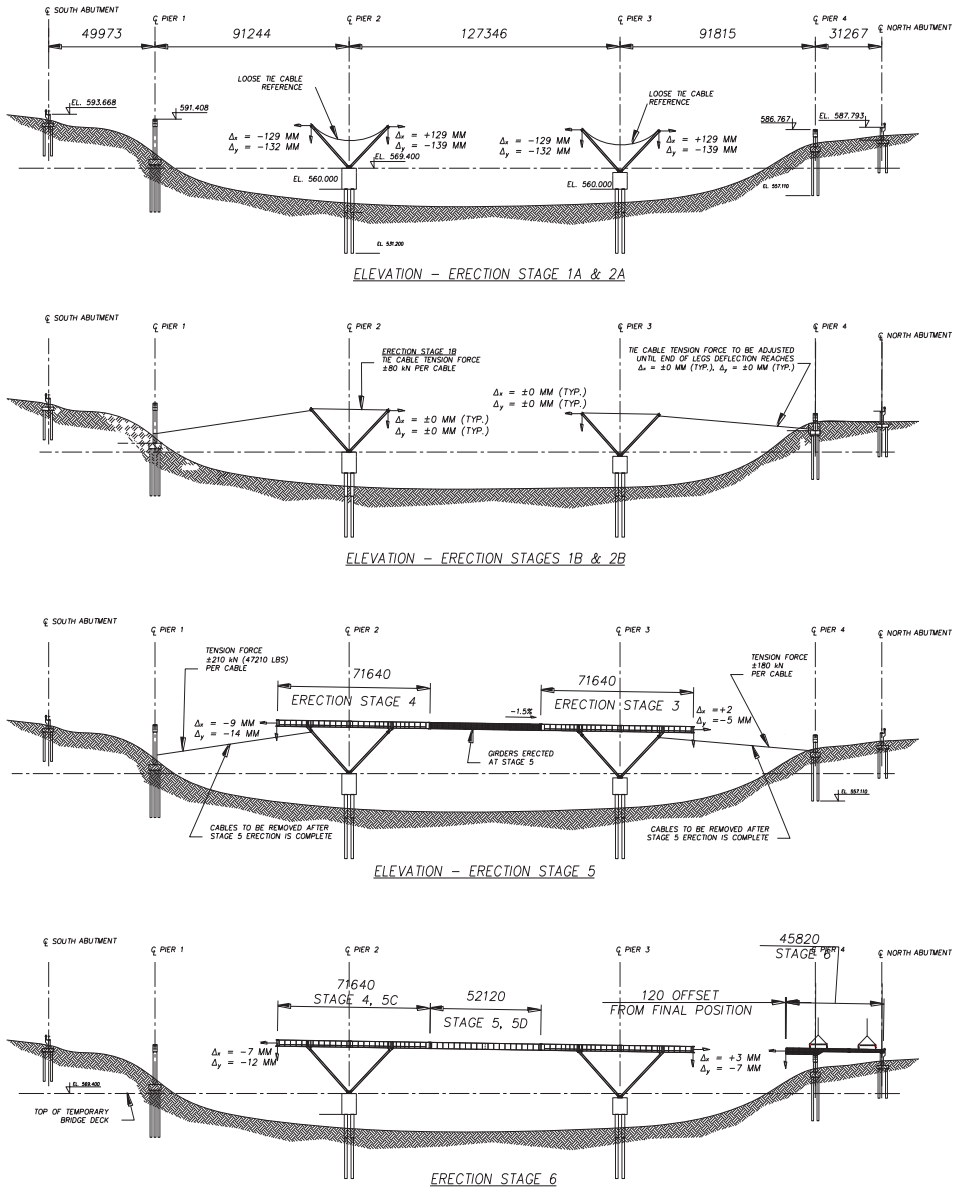
Slika 9 –Montaža najtežeg elementa mosta sa dva 300t krana

Najveći problem u toku montaže mosta je bila deformacija glavne čelične mostovske konstrukcije. Velika fleksibilnost segmenata konstrukcije i nesimetričnost rasporeda sopstvene težine glavne čelične konstrukcije je zahtevalo izradu projekta montaže sa privremenim konstruktivnim elementima za kontrolu i retifikaciju deformacija.

U tu svrhu su korišćeni kablovi povezani sa delta – ramom kojima se moglo uticati na razmak krakova delta rama i globalnu rotaciju oko tačke uklještenja delta rama na kontaktu armirano betonskog stuba u vodi i čelične konstrukcije (Slika 8 i Slika 11).

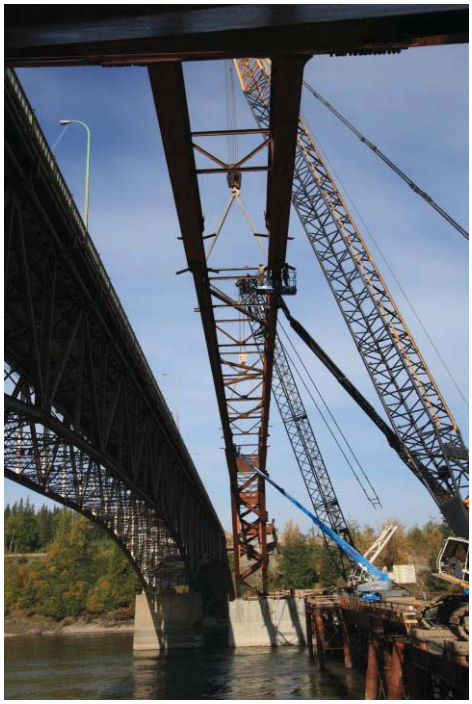
Slika 10 –Specijalno vozilo projektovano za dopremu čeličnih mostovskih greda

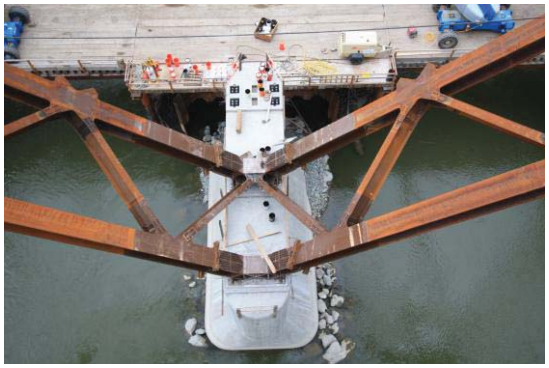
Montaža glavne čelične konstrukcije mosta (totalne težine preko 2000t) je urađena pomoću dva 300t krana. Najteži element dužine oko 75m bio je težine 190t i podignut je pomoću dva krana (Slika 9).

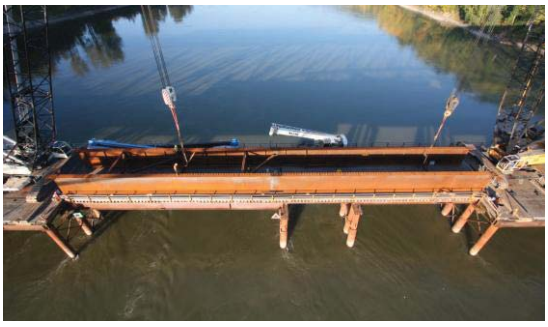


Slika 11 –Pomoćna konstrukcija za kontrolu geometrije u toku izvođenja mosta

Slika 12 – Montaža srednjeg segmenta mosta







Slika 13;14 i 15 – Montaža srednjeg segmenta mosta

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-14
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Slaviša Ćorić[1]

PROJEKAT I IZGRADNJA KONSTRUKCIJE HOTELSKOG KOMPLEKSA "ŽAGER" U HERCEG NOVOM

Rezime:

U ovom radu dat je prikaz projekta i izgradnje konstrukcije hotelskog kompleksa Zager u Herceg Novom, sa osvrtom i na specifičnosti pri samoj izgradnji iste.
Specifičnosti projektovanja i izgradnje konstrukcije hotelskog kompleksa se ogledaju u primeni spregnutih grednih nosaća raspona 15m koji formiraju otvoren prostor 15x46m na dve etaže,takođe u primeni konzolnih vešanih AB ploča raspona 4m, uz to i u ojačanju AB stubova zbog značajnog "podbacivanja" čvrstoće betona, kao i u primeni monolitnih AB ploča raspona 7.7x9.0m oslonjenih na "plitke" AB grede dimenzija 40/60cm.
Konstrukcija hotelskog kompleksa je projektovana i izvedena u periodu 2013-2018 godine.

Ključne reči: spregnute konstrukcije greda, ojačanje AB stubova

DESIGN PROJECT AND CONSTRUCTION OF STRUCTURE – HOTEL COMPLEX „ŽAGER" IN HERCEG NOVI

Summary:

This paper presents the design project and construction of the structure for hotel complex "Žager" in Herceg Novi.
The specifics of the design and construction of the structure are reflected in the use of composite steel-concrete beams with the 15m main span which form an open space of 15x46m on two floors, also in use of hanging cantilever slab with 4m span, along with RC columns strengthening because of significantly low achieved concrete strength, also in using of RC slabs with 7.7x9.0m span supported by "shallow" RC beams with b/h=40/60cm.
Hotel complex structure is designed and built during 2013-2018.

Key words: composite steel-beam structures, strenghtening of RC columns

[1]*Master ,dipl.građ.inž, Comprehensive structural solutions doo Tivat, slacoric@gmail.com*

1. UVOD

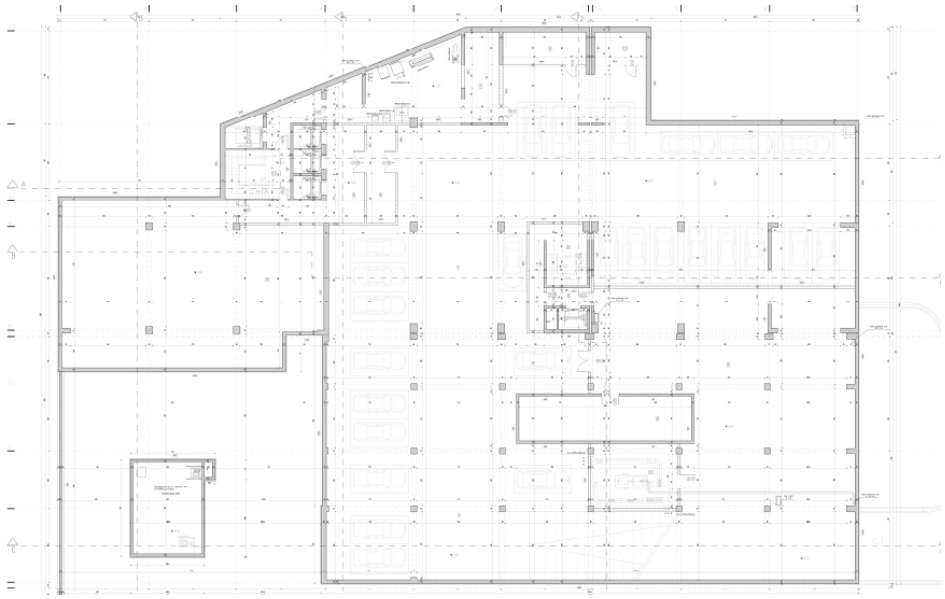
Hotelski kompleks Žager se nalazi u mestu Bijela u Herceg Novom, oivičen Jadranskom magistralom sa sjeverne strane i obalom mora sa južne strane. Objekat hotela je trenutne spratnosti Po+2Su+P+3, projektovan u startu za spratnost Po+2Su+P+6 a što je već u administrativnoj proceduri za dogradnju.Kota fundiranja objekta je -3.4mnm, što predstavlja samo po sebi problem sa jedne strane obzirom na blizinu obale mora, a sa druge strane imajući u vidu da je Jadranska magistrala sa visinskom kotom +12.00mnm udaljena svega 5m od ivice objekta. Objekat hotela je trenutno bruto razvijene građevinske površine 13.123m2 i sastoji se od 4 lamele.

Glavni projekat konstrukcije objekta izrađen je u periodu april 2013. – jul 2013.godine.

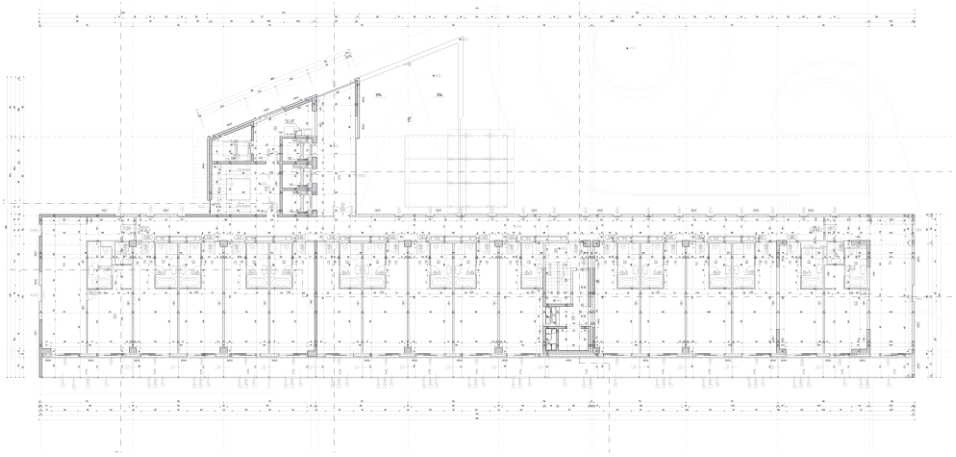
Slika 1.1. – Izgled objekta hotela (Po+2Su+P+3)

2. USVOJENO REŠENJE KONSTRUKCIJE

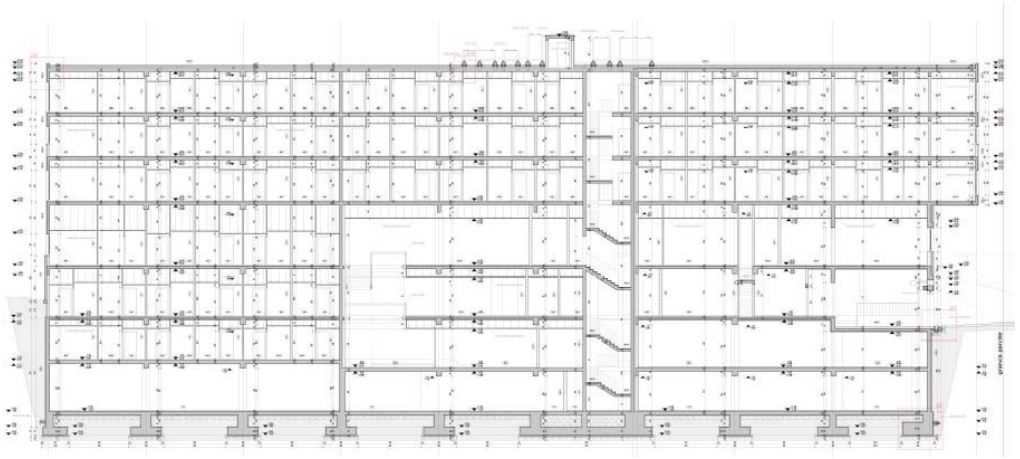
Glavni raspon AB konstrukcije objekta je 7.7x9.0m, dobijen iz uslova da se u jednom rasponu formiraju dve sobe koje zadovoljavaju zahteve kategorizacije 5*. Obzirom na spratnost objekta, kao i seizmičke uslove lokacije, usvojen je dvojni sistem AB zidova i AB ramova u oba pravca. Objekat je nepravilnog oblika u osnovi, kao i različite spratnosti, pa je u skladu sa time podeljen na 4 lamele. Lamela 1 i 2 su spratnosti Po+2Su+P+3, projektovane u startu za spratnost Po+2Su+P+6,fundirane na zajedničkom temeljnom AB roštiljnom sistemu. Glavni rasponi AB tavanica debljine 22cm su 7.7x9.0m, dvojnog konstruktivnog sistema od AB zidova i AB ramova u oba pravca. Lamela 3 je spratnosti Po+2Su+P, fundirana na odvojenom sistemu AB temelja samaca uvezanih AB temeljnim veznim gredama. Glavni rasponi AB tavanica debljine 18cm na nivou Po i -2 su 7.7x6.3m,dok su na nivou -1 i Pr primenjeni sistemi spregnutih čeličnih greda sa AB pločom raspona 15m i rastera 7.7m. Lamela 4 je spratnosti Su,u okviru koje se nalazi spoljašnji bazen površine 232m2, fundirana na odvojenoj temeljnoj ploči.Glavni raspon AB tavanice je L=7.7x6.5m.



Slika 2.1. – Dispozicija konstrukcije nivo Podrum



Slika 2.2. – Dispozicija konstrukcije nivo I sprat



Slika 2.3. – Karakterističan vertikalan presek kroz objekat

Obzirom na namenu objekta, a imajući u vidu ograničenu spratnu visinu, usvojene su grede dimenzija 40/60cm (u manjem delu 30/70cm) što se s pravom može okarakterisati kao plitke grede, obzirom na raspon 7.7x9.0m. Imajući u vidu prethodno rečeno, pribeglo se debljoj ab ploči (dp=22cm) kako bi se „smirili“ gravitacioni uticaji.AB stubovi su dimenzija 80x60cm (MB50) u prve dve etaže, zatim 60x60cm (MB50) u sledeće dve etaža i 60x50cm (MB40) u gornjim etažama.Stubovi u Lameli 1,2 i 3 su armirani armaturom sa kuplerima celom visinom objekta, korišćeni su kupleri proizvođača ERICO-LENTON. Kupleri su ispitivani na Građevinskom fakultetu u Podgorici, pokazali su zavidne rezultate gde su u većoj meri izdržavali i silu veću od prekidne sile armaturne šipke.

AB zidovi su najvećim delom debljine 20, 25 i 30cm (MB30), osim u zoni ukopanih zidova na dubini do 12m gde su debljine 40cm (MB30).

Slika 2.4. – Detalj armiranja ab konstrukcije/čvor stub-grede

U zoni Lamele 2 projektovana je i konzolna ploča raspona 4m u pravcu glavnog raspona i 2m u upravnom rasponu. Iz arhitektonskih uslova, konzolna ploča nivoa T400 je predviđena kao ravna sa donje površine pa se pribeglo rešenju vešanja iste.Urađen je proračun GSN i

GSU, uključujući kontrolu vibracija i seizmički proračun na vertikalne oscilacije. Vesanje je ostvareno o gornju konstrukciju konzolnih ab greda, preko „mekih“ zatega.

Nakon skidanja oplate sa AB ploča vršena su merenja ugiba i dobijene su vrednosti 5-8mm, koje su manje od računskih reda veličine 15-25% za opterećenje od sopstvene težine. Početni ugib na kraju konzole usled sopstvene težine iznosio je 5-7mm,što je i red veličine računski dobijenog početnog ugiba.

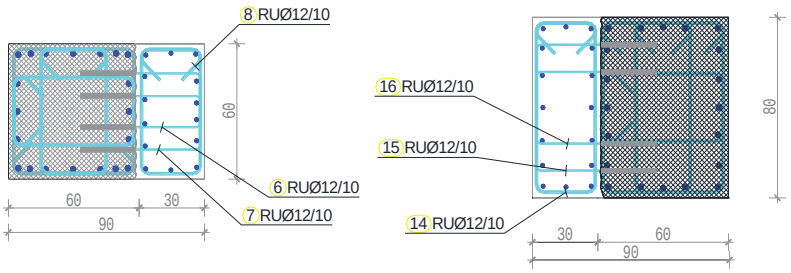
Slika 2.5. – Izgled ovešene ab konzole

3. OJAČANJE AB STUBOVA

Pri izvođenju AB konstrukcije redovno su vršena ispitivanja čvrstoće betona, kako betonskih tela uzimanih pre samog betoniranja, tako i ispitivanja „in situ“-kernovanjem. Pri ispitivanju čvrstoće betona ugrađenog u AB stubove Lamele 1 u nivou Po i -2, utvrđena su značajna „podbacivanja“ projektovanje čvrstoće betona.Projektovana je čvrstoća MB50, a rezultati ispitivanja na kernovima nakon 28 dana, ponderisani na kocku ivice 20cm iznosili su 29-33MPa.

Nakon ustanovljenih podbacivanja čvrstoće u AB stubovima Lamele1, pristupilo se izradi Elaborata ojačanja istih kako bi se zadovoljila pre svega projektovana nosivost. Obzirom da se na vreme ustanovilo „podbacivanje“ čvstoće betona u AB stubovima, koji su još u tom momentu izgradnje bili izloženi manjim eksploatacionim uticajima, pribeglo se najednostavnijem rešenju ojačanja ab stubova povećanjem preseka. Bitno je naglasiti, AB stubovi nivoa Po i -2 Lamele1, obzirom na to da je ova lamela ukopana u najvećem delu ovih etaža, predstavljaju sekundarne seizmičke elemente koji praktično ne doprinose horizontalnoj krutosti konstrukcije u ovim etažama. Ovo je bilo od krucijalnog značaja za izbor načina ojačanja stubova povećanjem preseka, jer isto ne utiče negativno na ponašanje ab stuba pri seizmičkom dejstvu (fenomen zdepastih-kratkih stubova preosetljivih na seizmičko dejstvo u ulozi glavnih seizmičkih elemenata konstrukcije).

AB stubovi dimenzija 60x60cm su povećani na presjek 60x90cm, dok su AB stubovi dimenzija 60x80cm povećani na presjek 90x80cm.



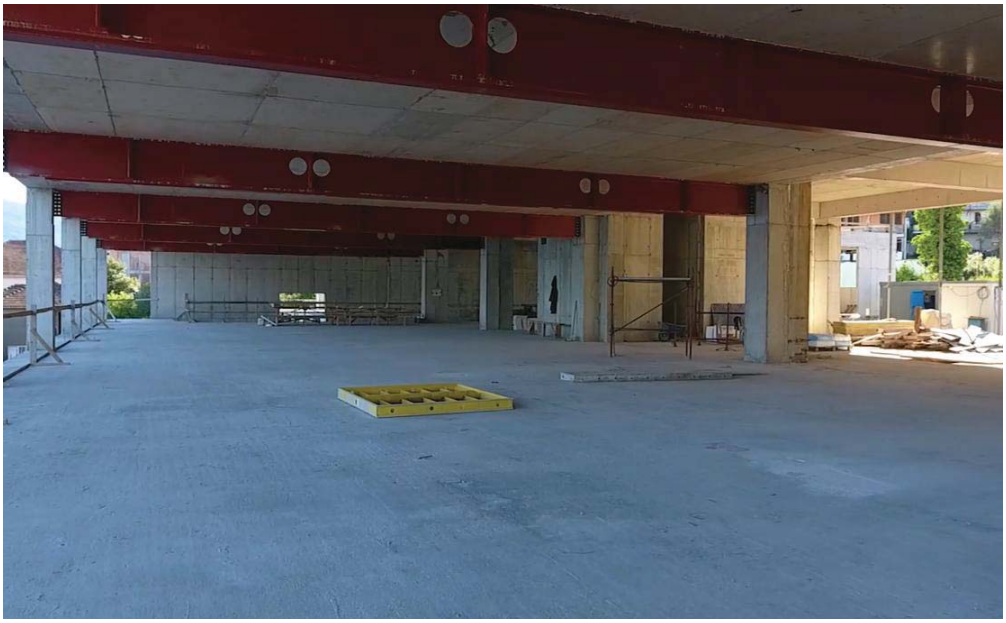
Slika 3.1. – Ojačanje ab stubova povećanjem preseka

Dobetonirani plašt je rađen od sitnozrnog betona MB40, a sprezanje sa „starim“ betonom je ostvareno četvorosečnim peovkama RΦ12/10cm, koje su bušene u dubinu 25cm i zalivane Eksmal-om.

Slika 3.2. – Izgled armiranja AB „plašta“ i izgled ojačanog AB stuba

4. SPREGNUTA KONSTRUKCIJA

U okviru predmetnog hotelskog kompleksa kategorije 5*, u Lameli 3 (nivo -1 i nivo Pr), projektom arhitekture predviđen je unutrašnji bazen sa pratećim sadržajima dela SPA i Wellnes programa (nivo -1),kao i restoranski prostor i kongresne sale (nivo Pr) koji je zahtevao velike otvorene prostore. Usvojeno je rešenje sa AB pločom debljine 22cm i spregnutim gredama HEB700 raspona 15m, postavljenim na rasteru 7.7m. Debljinu ab ploče je diktirao kako raspon između greda (7.7m), tako i izrazito veliko opterećenje na iste (Δg=6.70kN/m2 , p=3.0kN/m2). Konstrukcija je proračunata na GSN i na GSU, uključujući kontrolu vibracija. Nosač HEB700 je kvaliteta S355JR, sa ojačanjem u vidu flanše debljine 30mm na donjoj nožici u srednjoj trećini raspona.



Slika 4.1. – Izgled spregnutih nosača (nivo Pr)

Oslonačka veza na stubu projektovana je u vidu dvostrukih priključnih limova d=15mm i neupasovanih VV zavrtnjeva 12M27....10.9. (Fp=0). Unutar ab stubova (50x50cm) montirani su čelični profili HEM220, preko kojih su se reakcije veličine 2x80 tona sa spregnutih greda „unosile“ u ab stub na nivou T300 i T400. Veza na stubu je usvojena iz arhitektonskih razloga, ista će ostati vidljiva na stubovima orentisanim prema moru. Radionički nastavak nosača je rađen sučeonim šavom, 100% radiografski ispitan.Veza priključnih limova za ubetoniran HEM220 profil rađena je sučeonim 1/2V šavom, ispitan ultrazvukom u radionici i na mestu ugradnje.

Slika 4.2. – Priključni limovi na vezi nosača i stuba

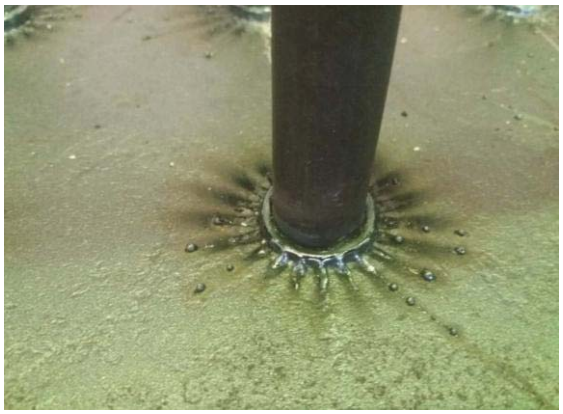
Za sprezanje čelične grede i ab ploče su korišćeni NELSON čep moždanici(fu=450Mpa) prečnika d=22mm,visine 150mm i na međusobnom rastojanju 110mm duž nosača.

Moždanici su vareni za gornju nožicu HEB700 pištoljem za automatsko zavarivanje. Ispitani su „hammer“ testom, i ustanovilo se da određeni broj njih nije zadovoljio projektovane zahteve.

Pristupilo se uklanjanju loše izvedenih moždanika, čišćenju mesta prethodno loše zavarenog moždanika do metalnog sjaja i zavarivanju novog moždanika. Nakon ugrađivanja novih moždanika, pristupilo se ponovnom ispitivanju i utvrdio se zadovoljavajući kvalitet zavarivanja istih. Takođe, vršeno je i ispitivanje zavarenih moždanika zatezanjem na Institutu za zavarivanje u Beogradu, koje je pokazalo zadovoljavajuće rezultate.Uz to, rađeno je i metalografsko ispitivanje vara na moždanicima.

Slika 4.3. – Izgled polomljenih moždanika

Slika 4.4. – Izgled mjesta uklanjanja starog moždanika pre postavljanja novog



Slika 4.5. – Konačan izgled kvalitetno zavarenog moždanika

Proračunom nosača dobijeni su početni ugibi u sredini raspona u iznosu 1.30cm, za opterećenje od sopstvene težine konstrukcije. Pri demontaži oplate ab ploče, nakon par dana urađena su merenja ugiba nosača i dobijena je vrednost 1cm za opterećenje od sopstvene težine konstrukcije. Proračunski trajni ugibi, uzimajući u obzir tečenje i skupljanje betona,za ukupno eksploataciono opterećenje iznose 3.9cm.

Nosači su premazani AKZ epoksidnim pramjerom debljine 2x60mikrona, preko toga ekspandirajućim PPZ premazom debljine min 820mikrona i završnim AKZ poliuretanskim slojem debljine 100mikrona. Ovakvom tehnologijom, obezbeđena je vatrootpornost u trajanju 90min, istovremeno sa kriterijumom antikorozivnosti za sredinu C5-M i dugi vek trajanja(H).

5. REALIZACIJA PROJEKTA

Ugovorena vrednost radova na konstrukciji, koji obuhvata zemljane, betonske, armiračke, radove na spregnutoj konstrukciji, izolaterske i zidarske radove iznosila je 2 342 480 eur. Ova cena ne uključuje nabavku armature koja je bila obaveza investitora.

Nakon završetka radova na objektu, cena radova je iznosila 2 000 606 eur a koja uključuje iznos 120 000eur na dodatne radove koji nisu ugovoreni (sistem drenaže oko objekta zbog značajnog pristupa podzemne vode, instalaterski radovi u okviru grubih radova, radovi na dilatacijama...).

Praktična ušteda na projektu je iznosila cca 500 000eur, od kojih je 420 000eur uštеđeno na izvođenju radova u smislu izmene tehnologije hidroizolaterskih radova, zaštite hidroizolacije, racionalizacije armature(RA400/500→B500b) kao i dodatnih 80 000eur u smislu direktne nabavke armature od proizvođača.

Cena izgradnje kompletne konstrukcije objekta(uključujući hidroizolaterske radove ukopanih zidova za 3 etaže) iznosila je cca 180eur/m2(bez troškova na izgradnji konstrukcije zaštite temeljne jame).

6. ZAKLJUČAK

Pravilnim pristupom stručnog nadzora i projekt menadžera, uz poštovanje Izvođača radova i uvažavanje ugovornih obaveza, čak i u toku izgradnje grubih građevinskih radova na objektu, moguće je izvršiti promene projektovane tehnologije izvođenja radova koje značajno mogu olakšati izvođenje radova Izvođaču a istovremeno uštedeti određena sredstva Investitora. Takođe, pri izgradnji ovog objekta pokazalo se kao veoma isplativo rešenje sa stanovišta Investitora da sam obezbeđuje armaturu za izgradnju, mada je ovo izuzetno rizičan pristup obzirom na organizaciju pravovremenog dopremanja armature Izvođaču na gradilištu. Uz to, stalno variranje cena nabavke armature takođe predstavlja poseban rizik koji treba proceniti.

OSNOVNI PODACI O PROJEKTU

Investitor: Green club doo Tivat, Crna Gora
Projektna organizacija: MB pro-ing doo Herceg Novi
Izvođač: IGP Fidija doo Podgorica
Odgovorni projektant konstrukcije: MSc Slaviša Ćorić
Vodeći nadzorni inženjer: MSc Slaviša Ćorić
Projekt menadžer: MSc Slaviša Ćorić
Konačna vrednost izvedenih radova na objektu: 2 380 000 eur (bez dodatnih radova)

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-15
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Aleksandra Cerović[1], *Ivan Vasić*[2]

PROJEKTOVANJE I IZVOĐENJE NOVIH OBJEKATA I REKONSTRUKCIJA I SANACIJA POSTOJEĆIH - PPV BRESJE

Rezime:

Postojeće PPV Bresje je u upotrebi od 1984. godine sa kapacitetom od 330 l/s. Zbog unapređenja tehnološkog procesa, a na osnovu odgovarajućih podloga, urađeni su projekti konstrukcija novih objekata: zgrade za ozonizaciju i taložnice vode od pranja. Takođe su urađeni i projekti rekonstrukcije: klasičnih peščanih filtara u Leopold sistem, natkrivanje postojećih linija postojenja (flokulatora, lamelarnih taložnika, filtara i cevnih galerija), dodavanje novih kanala za dovod vode na taložnike i filtre, kao i sanacija betonske konstrukcije na površinama gde je potrebno. Projektna dokumentacija je urađena na nivoima od IDP do PZI. Pri tome postrojenje sve vreme mora ostati u upotrebi. Radovi na izvođenju su počeli početkom februara 2018. godine i u toku su.

Ključne reči: hidrotehnički objekti,PPV,rekonstrukcija,sanacija,ozon,beton, nerđajući čelik

DESIGN & CONSTRUCTION OF THE NEW, RECONSTRUCTION & REMEDIATION OF THE EXISTING STRUCTURES-DWTP BRESJE

Summary:

The existing DWTP Bresje is in operation since 1984. with the capacity of 330 l/s. Consequently to innovated technological process and accordingly to the other related designs as input, the structural design of the new buildings: ozonation building &sludge settling tank for wastewater, is completed. Also are completed designs of reconstruction: classic sand filters are innovated into Leopold System; new roof structure of the existing lines of TP (clarification, filters, pipeline gallery); new leading canals for settlement tanks and filters; and remediation of the existing concrete surface where is needed. Design documentation includes phases from Preliminary to Detailed Design, and construction is now in progress. During construction, DWTP must stay in functional use. Construction works started in February in 2018 years and they still last.

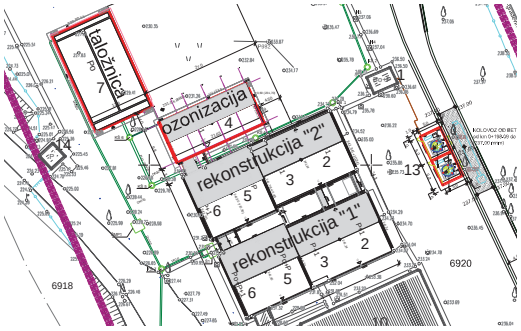
Key words: hydro structures, WTP, reconstruction, remediation, ozone, concrete, stainless steel

[1] *Samostalni istraživač, dilpl. inž.građ,, Jaroslava Černog 80b, Beograd, aleksandra_stanojevic@vektor.net*
[2] *dilpl. građ. inž,Rumenački put 2, Novi Sad, ivan.vasic@graditelj-ns.co.rs.*

1. UVOD

Postrojenje za prečišćavanje vode "Bresje" kod Aleksinca je u funkciji od 1984. godine, i izgrađeno je za bruto kapacitet 330 l/s (odnosno 300 l/s prečišćene vode).

Na osnovu Projektnog zadatka, kao i na osnovu tehnoloških, mašinskih, hidrogrđevinskih, geodetskih i geotehničkih podloga, urađeni su Projekti konstrukcije koji obuhvataju sledeće celine: sanaciju i rekonstrukciju postojećih objekata, i projekat novih objekata.



Slika 1 – Situacija postrojenja

2. PODLOGE ZA PROJEKTOVANJE

Tokom izrade projektne dokumentacije, na raspolaganju su bile sledeće podloge:

- Geotehnički elaborat i projekat kolovozne konstrukcije za Idejni projekat rekonstrukcije i dogradnje postrojenja za preradu vode ''Bresje'', Aleksinac / VOJVODINAPROJEKT / oktobar 2014.
- Geodetski snimak postojećih objekata, urađen za potrebe izrade projektne dokumentacije tokom 2014.,
- Glavni projekat PPV ''Bresje'' u Aleksincu, iz 1983.,
- Projekat za građevinsku dozvolu rekonstrukcije i dogradnje PPV ''BRESJE'' u Aleksincu, Institut Jaroslav Černi, 2017.

3. PROJEKTOVANJE I IZVOĐENJE NOVIH OBJEKATA

Predviđena je izgradnja novih objekata: ozonizacije i taložnice za prljavu vodu.

3.1. OBJEKAT OZONIZACIJE

3.1.1. Opis objekta

Objekat je gabarita 21,43 m x 9,8 m u osnovi i maksimalne visine 11,7 m. Funkcionalno sastoji od dva nivoa: na donjem nivou su komore za uvođenje ozona i ozonizaciju, sa zatvaračnicama na dovodu sirove vode i odvodu ozonirane vode, a na gornjem je oprema –

ozon generatori i destruktori. Podeljen je na dve tehnološki nezavisne linije od po 165 l/s. Unutrašnje čiste dimenzije komora za vodu su:

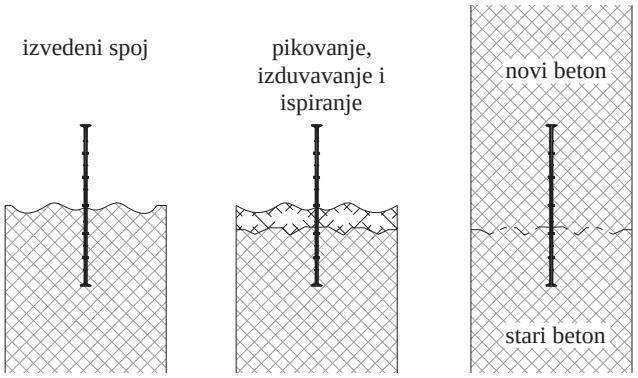
- umirujuća komora – dovodni kanal: 1.50 x 4.3 m,
- komore za ozonizaciju: dimenzija u osnovi 4.3 x 4.3 m, dubina vode od 5.30 m,
- odvodna komora / kanal: dimenzija 1.50 x 4.3 m.

Objekat je projektovan kao armirano betonski, od vodonepropustljivog betona, marke betona MB 40. U konstruktivnom smislu, objekat odgovara funkcionalnim celinama: u donjem nivou, objekat je monolitnog konstruktivnog sistema, od armirano betonskih ploča i zidova, dok je na gornjem nivou projektovan kao ramovska konstrukcija, fomirana od armirano betonskih stubova i greda. Specifičnost je debljina zaštitnog sloja 5 cm, kako bi se postigla trajnost betona u sredini ovako visoke agresivnosti. Postavljeni distanceri su isključivo armirano betonski. Objekat se izvodi u glatkoj sistemskoj aluminijumskoj oplati oplati nemačkog proizvođača NOE. Utezanje oplate se vrši kroz betonske cevi koje se zapunjavaju betonskim čepićima i epoksidnim lepkom.

Objekte ovakvog tipa (hidrotehničke, u visokoagresivnoj sredini) potrebno je izvesti od visoko ugradljivog betona. Poželjno je koristiti beton od sulfatnootpornog cementa. Ovime se povećava trajnost konstrukcije, ali se povećava i cena radova pogotovu u sredinama u kojima fabrike betona nemaju iskustava sa ovim tipom cementa. Pre početka betonskih radova kroz Projekat betona potrebno je definisati recepture, nastavke betoniranja, način nege itd. Mesto prekida betoniranja po mogućnosti treba birati tamo gde nisu izraženi naponi zatezanja u betonu (u gotovoj konstrukciji) i treba da ga izvesti okomito na presek koji se betonira. Nastavak betoniranja podrazumeva ostvarenje kvalitetne veze ranije očvrslog i novog betona. To se postiže kroz poštovanje sledećih koraka:

- oštemati, mehanički očistiti ili vodom pod visokim pritiskom očistiti površinu sloja betona kako bi se dobila „sveža“ površina spoja. Na taj način se vrši uklanjanje cementnog mleka i materijala koji nije kompaktan,
- izduvavanje i ispiranje vodom,
- pre betoniranja nanosi se SN veza (SN veza znači veza Staro-Novo).

Za vertikalne i horizontalne radne spojeve upotrebljena je waterstop traka različite širine proizvođača Sika. Obrada spoja je vršena u svemu prema detalju datom na slici ispod (Slika 2).



Slika 2. Detalj prekida betoniranja zidova

3.1.2. Uslovi fundiranja

Prema geotehničkim podlogama, slojevi tla ispod kote fundiranja su:

- peskovite prašine (prosečne dubine oko 1.0 m), karakteristika: ugao unutrašnjeg trenja $\varphi=25^o$, zapreminska težina $\gamma=19$ kN/m^3,
- ispucala stenska masa – laporoviti glinci i laporci (do dubine istraživanja – kota 219.00 mnm), karakteristika: ugao unutrašnjeg trenja $\varphi=30^o$, zapreminska težina $\gamma=20$N/m^3.

Projektom je na delu do postojećih objekata ispod objekta ozonizacije predviđena zamena tla. Tokom izvođenja, pokazalo se da je zamena tla potrebna na zanemarljivo maloj površini. Zamena materija je vršena šljunkovitim materijalom. Objekat ozonizacije je fundiran na AB ploči debljine 50cm na prosečnoj dubini 2,0m od kote uređenja terena. Projektovani i postignuti modul stišljivoti šljunčanog tampon sloja d=50cm ispod temeljne ploče je minMv≥30MPa.

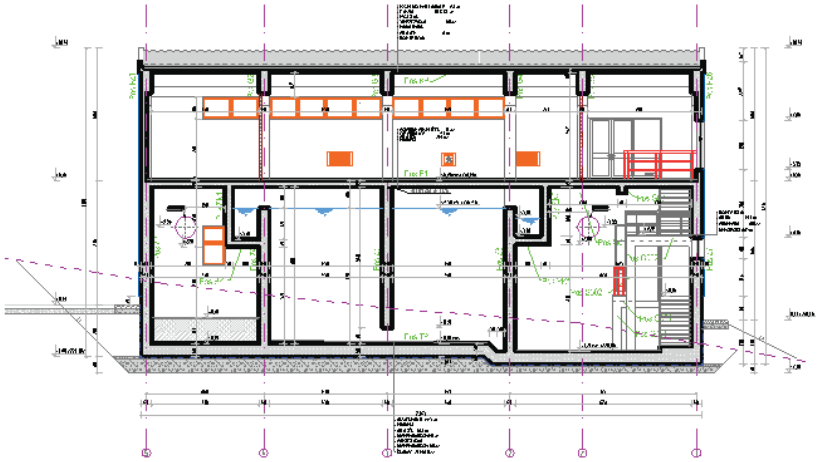
3.1.3. Opterećenja, proračun uticaja i dimenzionisanje

U statičkom proračunu uzeta su u obzir sva osnovna opterećenja koja deluju na konstrukciju (stalna, povremena i izuzetna). Od osnovnih opterećenja formirane su odgovarajuće kombinacije, merodavne za dimenzionisanje armature u presecima, a to su:

- probna punjenja pojedinačnih komora i linija, kao i celog objekta,
- normalan rad,
- slučajevi remonta pojedinačnih komora,
- slučaj zemljotresa pri normalnom radu.

Proračun statičkih uticaja urađen je primenom programskog paketa TOWER (metodom konačnih elemenata). Dimenzionisanje je urađeno za karakteristične preseke prema graničnim stanjima nosivosti i graničnim stanjima upotrebljivosti. Usvojene minimalne širine prslina su u skladu sa pravilnikom i iznose:

- 0,1 mm za preseke u dodiru sa unutrašnjom vodom, i
- 0,2 mm za sve ostale preseke.



Slika 3 –Objekat ozona – presek - projektovano

Slika 4 –Objekat ozona – tokom izvođenja

3.2. OBJEKAT TALOŽNICE ZA PRIHVAT VODE OD PRANJA FILTARA

3.2.1. Opis objekta

Objekat je gabarita 24.10 x 14.90 m u podzemnom delu i 23.7 x 13.9 m u nadzemnom delu, ukupne visine od donje površine donje ploče do kote vrha zidova 6.25 m. Kota gornje ivice zidova je 231.30 mnm. Kote okolnih površina su različite i variraju od 231.00 mnm do 228.90 mnm, tako da je objekat sa jedne strane ukopan 5.95 m, a sa naspramne 3.85 m.

Objekat se funkcionalno i konstruktivno sastoji se iz tri celine: dovodnog kanala, retenzionog prostora i odvodnog kanala. Retenzioni prostor sastoji se iz dve komore, od kojih je svaka čistih unutrašnjih dimenzija 20.00 m x 6.50 mu osnovi i visine 5.4 m. Maksimalni radni nivo vode u komorama je na koti 229.40 mnm (3.5 m visine vodenog stuba). Dovodni kanal je unutrašnjih dimenzija 1.5m x 13.3m x 4.5 m, a odvodni 1.0m x 13.3 m x 5.40m.

Taložnica je projektovana kao monolitna armiranobetonska konstrukcija, fundirana na armirano betonskoj ploči d=85 cm. Svi ostali konstruktivni elementi su zidovi, koji su, gde je usled opterećenja bilo potrebno, prošireni vutama u zonama maksimalnih opterećenja.

Slika 5 – Iskop za taložnicu i armiranobetonski radovi

4. REKONSTRUKCIJA I SANACIJA POSTOJEĆIH OBJEKATA

Obzirom na dužinu i uslove eksploatacije i samu namenu objekata, kao i na usklađivanje sa novim tehnološkim rešenjima, projektom je predviđeno da se uraditi:

- sanacija oštećenih površina konstruktivnih elemenata,
- rekonstrukcija, u smislu dodavanja novih i rušenja pojedinih postojećih konstruktivnih elemenata, i
- krovna konstrukcija postojećih objekata flokulacije, taložnika i filtera, koji su sada otvoreni bazeni, izloženi atmosferskim uticajima.

4.1. RADOVI NA SANACIJI BETONSKIH POVRŠINA

Obzirom na to da je postrojenje stalno u funkciji, tako da nije bilo moguće izvršiti kompletan uvid i kartiranje oštećenja, tokom izrade projektne dokumentacije obuhvaćene su dve grupe radova na sanaciji: u prvoj grupi su mere sanacije za oštećenja koja su vidljiva u periodu izrade projekata, u drugoj grupi su dati radovi koje je neophodno izvesti pre početka izvođenja radova na samoj sanaciji, a koji će se izvoditi u periodima kada je moguće uraditi potrebna snimanja stvarnog stanja objekata (prilikom pražnjenja pojedinačnih komora na linijama flokulatori-tačožnici-filtri).

Predviđeni radovi na sanaciji su: pražnjenje komora sa vodom, čišćenje površina betona, snimanje i kartiranje oštećenja, Izveštaj o snimljenom stanju konstrukcije, izrada Programa radova na sanaciji oštećenja. Definisane grupe radova na sanaciji obuhvataju, pored čišćenja površina od svih nečistoća, zamenu betona na mestima segregacije, popravku prslina i pukotina, kao i popravku površina na kojima je došlo do oštećenja zaštitnog sloja betona. Tokom izvođenja radova se ova pozicija pokazala kao bitna, jer je prilikom pražnjenja rezervoara ispod filtera utvrđeno da je na celoj površini gonje ploče rezervoara otpao zaštitni sloj koji je tokom ranijeg izvođenja bio nedovoljan, i da je zato neophodno celu površinu sanirati.

Slika 6 –Karakterističan izgled gornje ploče rezervoara

Takođe, predviđena je izrada Programa ispitivanja kvaliteta ugrađenih materijala u konstruktivnim elementima objekata. Ovaj program je bitan ne samo za predviđen način sanacije betonskih površina, već i za potvrdu mogućnosti rekonstrukcije objekata, datu projektnom dokumentacijom. Projektnom dokumentacijom preporučena su kontrolna ispitivanja betona metodama bez razaranja i vađenjem kernova, u zavisnosti od ispitnog preseka, i kontrolna ispitivanja armature, u smislu stepena korodiralosti i progresije korozije na

zaštitni sloj betona. Pre početka radova na rekonstrukciji na licu mesta su u skladu sa projektnom dokumentacijom uzeti i ispitani kernovi, urađen propisan deo opita sklerometrom, utvrđeni su raspored i prečnici armature i izvršeno je upoređivanje sa parametrima usvojenim u projektu. Svi usvojeni parametri su odgovarali projektovanim izuzev na par mesta gde su izvršene dodatne mere sanacije.

4.2. RADOVI NA REKONSTRUKCIJI

4.2.1. Postojeće stanje konstrukcije objekata

Postojeće postrojenje sastoji se od sledećih objekata na tehnološkoj liniji:
- Raspodelne komore sa doziranjem koalgulanata,
- Bistrenja, koje čine: flokulatori (2 linije) i lamelarnih taložnici (2 linije),
- Objekata filtera sa rezervoarom čiste vode (dve linije).

Raspodelna komora nije tema Projekta konstrukcije, ni sanacija u konstruktivnom smislu..

Postojeće bistrenje se sastoji iz dva tehnološka elementa: flokulatora sa mešalicama i cevastih taložnika. U građevinsko - konstruktivnom smislu oni predstavljaju dva nezavisna objekta.

Flokulator se sastoji od raspodelnog kanala, flokulatorskih ćelija sa mešalicama i prostorije za smeštaj elektromotora za okretanje mešalica. Raspodelni kanal je širine je 80 cm a dubine 100 cm. Flokulatorske ćelije su dimenzija 430 x 443 cm u osnovi. U konstruktivnom smislu objekat je armirano betonska konstrukcija, formirana od ploča i zidova.

Taložnica se kao i flokulator sastoji iz tri potpuno nezavisne taložničke jedinice. Površina jedne jedinice je 26.64 m2 (6 m x 4.44 m). Kanali za sakupljanje mulja su trougaonog poprečnog preseka sa nagibom od po 60, izvedeni od nabijenog betona.

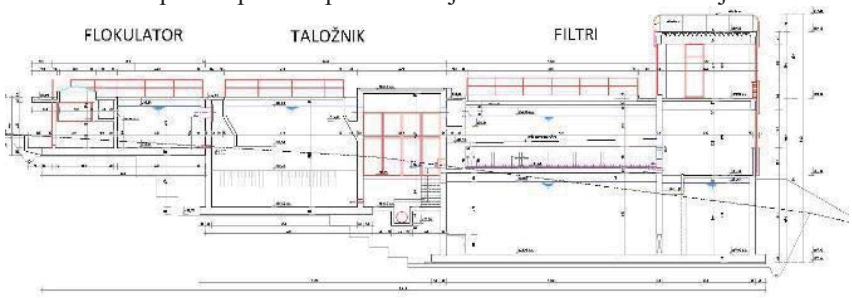
Bistrenje i filtri su dve jednake tehnološke linije, od kojih svaka može nezavisno da radi dok je druga van pogona. Sa strane taložnika prema filtrima nalazi se cevna galerija prljave vode. Filtri su brzi gravitacioni, sa duplim dnom. Ispod filterskih polja nalazi se rezervoar, a duž polja je cevna galerija sa opremom, kao i sinoptička sala za upravljanje.

U konstruktivnom smislu, objekat prati funkciju: armirano betonska monolitna konstrukcija u postorima za kretanje i smeštanje vode (filtri, rezervoar čiste vode i cevna galerija prljave vode) i ramovski sistem formiran od armirano betonskih subova i greda, povezanih pločama. Ispuna ramova je prefabrikovanim fasadnim elementima (sinoptička sala i fasadni zid cevne galerije). Postojeće tehnološke linije su projektovane kao otvorene, bez pokrivne hale. Krov sinoptičke hale je rešen kao ravna krovna neprohodna terasa. Padovi krova su izvedeni od lakog betona preko koga je postavljena termo i hidroizolacija.

Postojeći objekti za koje je predviđeno natkrivanje i zatvaranje prostora iznad sada otvorenih bazena, su:
- objekat flokulacije, gabarita 14.4 m x 7.9 m u osnovi,
- objekat taložnika, gabarita 14.4 m x 8.1 m u osnovi,
- objekat filtera i cevne galerije čiste vode, gabarita 15.1 x 16.38 m u osnovi.

U konstruktivnom smislu ovi objekti su međusobno dilatirani, a između filtera i lamela je smeštena i galerija prljave vode, u konstruktivnom smislu rešena oslanjanjem ploča na kratke elemente objekata filtera i lamela. Kote fundiranja su različite za svaki od ovih objekata (Slika 7.).

Za svaku od ovih konstrukcija, urađena je analiza opterećenja u postojećem stanju, urađen proračunski model (Tower), i urađena kontrola napona u armaturi u karakterističnim presecima. Pri tome je usvojen kvalitet betona i armature kako je dato u Glavnom projektu iz 1983., uz obavezu da se podaci potvrde pre izvođenja radova na rekonstrukciji.



Slika 7 –Postojeće stanje tehnološke linije– presek

4.2.2. Radovi na rekonstrukciji

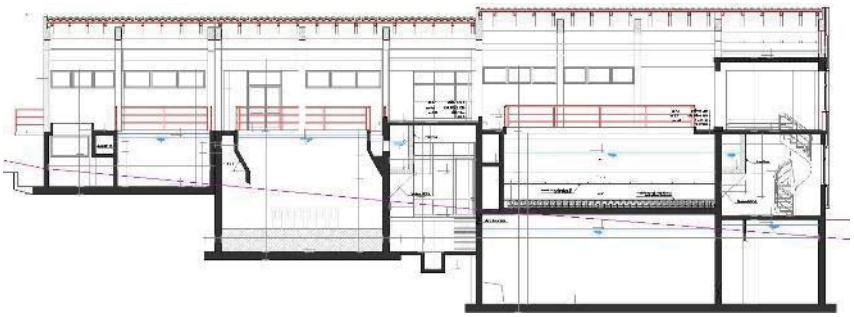
U sklopu rekonstrukcije predviđeni su sledeći radovi (dato po objektima):

- Na flokulatorima: zatvaranje postojećih otvora i otvaranje novih na mestima koja su predviđena projektom hidotehničkih instalacija i pokrivanje objekta krovnog konstrukcijom;
- Na lamelarnim taložnicima: zatvaranje postojećih otvora i otvaranje novih na mestima koja su predviđena projektom hidotehničkih instalacija, izvođenje novog dovodnog kanala, sa strane zida prema cevnoj galeriji, i pokrivanje objekta krovnom konstrukcijom;
- Na filtrima: rušenje ploče duplog dna, zamena duplog dna Leopold sistemom, zamena filtarske ispune, ispunom od peska i antracita, ugradnja prelivnih korita za dovod vode na filtre, izrada novog dovodnog kanala duž zida prema cevnoj galeriji čiste vode, i pokrivanje objekta krovnom konstrukcijom.

Tokom izrade projektne dokumentacije razrađivane su tri varijante pokrivanja: čeličnom, armirano betonskom i drvenom lameliranom konstrukcijom. Usvojena je varijanta, posle analize cena izvođenja radova i održavanja, a i po želji Investitora, u kojoj je krovna konstrukcija armirano betonska. Analiza opterećenja, proračuni i dimenzionisanja, dati su za dva slučaja: postojeće stanje. i novoprojektovano stanje.

4.2.3. Novoprojektovana krovna konstrukcija

Pokrivanje objekata bistrenja (flokulacija i taložnice) i filtara sa cevnom galerijom je predviđeno izvođenjem armirano betonskih ramovskih konstrukcija. Krovni pokrivač je od trapezastog plastificiranog lima. Fasadni zidovi su predviđeni kao zidani zidovi od giter blokova, debljine 19 cm. U skladu sa postojećom konstrukcijom rešena je i konstrukcija ramova za natkrivanje postojećih objekata (Slika 8).



Slika 8 –Novoprojektovano stanje tehnološke linije– presek

U objektima bistrenja postoje armirano betonski pregradni zidovi na koje je bilo moguće osloniti međustubove ramovske konstrukcije, dok na filterskom objektu to nije slučaj. Iz tog razloga, nova ramovska konstrukcija nad filtrima ima veće dimenzije stubova u odnosu na dimenzije elemenata ramovskih konstrukcija nad objekatima bistrenja. Olakšavajuća okolnost za ovakvo rešnje je bila ta što je u Glavnom projektu PPV "Bresje ", 1983 god., Beograd, uzeta u obzir mogućnost pokrivanja objekta filtera, sa čim su usklađeni proračuni postojeće konstrukcije. Tako postoji ‘’rezerva’’da je moguće dodatno opteretiti ovaj objekat.

Za novoprojektovane armirano betonske ramovske konstrukcije urađena je odgovarajuća analiza opterećenja. Urađen je novi model za novoprojektovanu fazu, na koji su naneta usvojena nova osnovna opterećenja, uključujući i zemljotres i vetar. Za konstruktivnu vezu novih stubova sa postojećim zidovima, usvojena je zglobna veza, jer usled već postojeće geometrije betona nije bilo moguće, sa dovoljnim stepenom sigurnosti, smestiti potreban broj ankera za formiranje krute veze. Ovako je povećana vitkost novoprojektovanih ramova, pa su pri dimenzionisanju su uzeti u obzir i uticaji II reda, tamo gde se to pokazalo za merodavno.

Urađen je kontrolni proračun napona u armaturi u merodavnim presecima elemenata, a dobijeni rezultati pokazuju da je povećanje napona u armaturi usled dodatnog opterećenja u dopuštenim granicama (σ=14 kN/cm^2 za GA240/360). Sračunati otvori prslina su u dopuštenim granicama. Važna napomena u projektnoj dokumentaciji je da je obavezna provera kvaliteta ugrađenih materijala, kao i količine armature u karakterističnim presecima, kako bi se potvrdili ulazni podaci, preuzeti iz Glavnog projekta.

Slika 9 –Rekonstrukcija tehnološke linije „2“-pogled sa linije „1“

4.2.4. Novi dovodni kanali

Projektom mašinskih instalacija predviđeno je izvođenje novih kanala za dovod vode, i to na saćaste taložnike – unutar cevne galerije prljave vode, i na nove filtre, unutar galeije čiste vode. Tokom izrade projekta, ovi kanali su bili predviđeni kao armirano betonski, oslonjeni na kratke elemente. Međutim, tokom izvođenja, a na zahtev Izvođača, dovodni kanali su prepojektovani u kanale od nerđajućeg čelika 304. Debljina lima je 5mm za neorebreni lim, ili 3mm za orebreni. Karakteristike materijala usvojene su za nerđajući čelik 304.

Kanali su konzolno oslonjeni na rešetkaste nosače, na rasponima od oko 1 m, na celokupnoj dužini filtera i lamela. Konzolna veza je previđena usled nemogućnosti vezivaja za gornju ploču, odnosno, prema postojećim podacima, u gornjim pločama cevnih galerija ne postoji dovoljno armature koja bi prihvatila dodatno opterećenje. Bilo bi potrebno izvršiti rekonstrukciju ovih gornjih armirano betonskih ploča i nosećih greda. Kako bi ti radovi iziskivali dodatno vreme, kao i povećanje cene, usvojeno je rešenje sa konzolnim oslanjanjem, kod filtera, dok su kod taložnika dodata i dva međustuba kao oslonci.

Veza sa postojećim betonom je predviđena preko HILTI anker zavrtnjeva odgovarajuće nosivosti. Kanali su dimenzija 90/200 cm na taložnicima i 95/160 cm na filtrima. Na potrebnim rasterima dati su profili za ukrućenja limova, prema rezultatima proračuna.

Svi elementi nove konstrukcije dovodnih kanala (lim, profile za ukrućenje, konzolni rešetkasti nosači, stubovi) se izvode od nerđajućeg čelika, kvaliteta 304.

LITERATURA

[1] A.Đukić, B.Cakić, i dr, Institut za vodoprovredu Jaroslav Černi: Idejno rešenje, Idejni projekat, Projekat za građevinsku dozvolu, Projekat za Izvođenje – Rekonstrukcija i dogradnja PPV Besje u Aleksincu, 2014-2017.

[2] Vojvodinaprojekt: Geotehnički elaborat i projekat kolovozne konstrukcije za Idejni projekat rekonstrukcije i dogradnje postrojenja za preradu vode ''Bresje'' Aleksinac, oktobar 2014.

[3] Glavni projekat PPV ''Bresje'' u Aleksincu, iz 1988.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-16
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Duško Bobera[1]

PROJEKTOVANJE I IZVOĐENJE ŠEST VISOKIH MOSTOVA U OMANU

Rezime:

U članku je opisano projektovanje i izvođenje šest visokih mostova na autoputu Bidbid - Sur Road, Sekcija 1, Paket 1A u Omanu. Projektovanje i gradnja šest visokih mostova u Omanu predstavlja svojevrsan projektantski i građevinski poduhvat zbog visine stubova do 80m i relativno velikih raspona od 90m, kao i širine superstrukture mostova od 17.25m. Ovi mostovi su izgrađeni pomoću balansirane konzolne gradnje sa prefabrikovanim segmentima, koristeći lansirnu rešetku iznad superstrukture mosta. Substruktura mosta se sastoji od betonskih stubova visine veće od 80m iznad tla koji su oslonjeni na bušenim šipovima i temeljima. Za tu tehnologiju gradnje je potrebna specifična oprema, školovana i osposobljena radna snaga, temeljna izrada projektne dokumentacije, koja daleko prevazilazi osnovnu funkciju mosta-premošćavanje, kao i stručni nadzor. Znatne uštede mogu se postići korišćenjem ove metode umesto konvencionalne izgradnje mostova.
Ova metoda omogućava najveću brzinu gradnje superstrukture mostova.

Ključne reči: segmentni mostovi, balansirana konzolna metoda, projektovanje, gradnja

DESIGN AND CONSTRUCTION OF SIX HIGH BRIDGES IN OMAN

Summary:

The article describes the design and construction of six high bridges on the Bidbid - Sur Road Highway, Section 1, Package 1A in Oman. The design and construction of six high bridges in Oman is an outstanding achievement, due to the height of piers up to 80m and relatively large spans of 90m, as well as the width of the bridge deck of 17.25m. They are built using precast segmental balanced cantilever method of erection using overhead gantry. Substructure consists of concrete piers with height more than 80m above the ground supported by cast-in-situ bored piles and pile caps. For the considered construction method, specific equipment, qualified and experienced labor, exact specifications, through design and professional supervision, exceeding widely the elementary function of the bridge-bridging, are required. Considerable savings can be achieved by using this method rather than conventional bridge construction. This method enables the fastest construction of the bridge superstructure.

Key words: segmental bridges, balanced cantilever method, design, construction

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

1. UVOD

Dokazana i sigurna balansirana konzolna metoda često je pogodna i ekonomična za izgradnju betonskih mostova srednjih i većih raspona, uključujući značajne i prepoznatljive mostove, gde visina, topografija ili geomehanički uslovi terena onemogućavaju korišćenje konvencionalnih skela i oplata.

Balansirana konzolna gradnja je jedna od najpopularnijih metoda izgradnje mostova koja se koristi na svim kontinentima, a popularnost prefabricirane betonske segmentne mostogradnje značajno je porasla širom sveta u poslednjih nekoliko decenija. Znatne uštede se mogu postići korišćenjem ove metode umesto konvencionalnih metoda izgradnje mostova.

Ovaj metod se najekonomičnije koristi za gradnju mostova raspona od 45 m do 150 m.

1.1 OSNOVNO O TEHNOLOGIJI

Prefabrikovani betonski segmenti se proizvode (prefabrikuju) u betonskoj radionici (*casting yard*), bilo sasvim blizu lokacije mosta ili u udaljenom objektu - zatim se transportuju do mosta gde se podižu i postavljaju u finalni položaj pomoću lansirne rešetke i / ili auto-dizalice.

Prefabrikovani betonski segmentni mostovi nude brojne pogodnosti, kao što su smanjeni troškovi, smanjivanje vremena izgradnje, smanjeni uticaji na životnu sredinu i smanjeno zadržavanje saobraćaja. Ove pogodnosti se mogu postići korišćenjem lokalne radne snage i materijala, većom mogućnošću kontrole kvaliteta i minimalnim zahtevima za buduće održavanje. Mostovi izgrađenim ovom tehnologijom takođe nude dodatne prednosti u većoj trajnosti, otpornosti na vatru, kontrole ugiba, bolje vozne karakteristike, neosetljivosti na zamor itd. Ovi mostovi mogu da se uklope u autoputeve i železnice, kako u urbanim tako i u ruralnim okruženjima. Osovina puta ili pruge kod ovih mostova može da bude u pravcu ili zakrivljena, a istovremeno omogućavaju i velike raspone kada je to potrebno, npr. kod teških prepreka i nepristupačnog terena. Ova metoda gradnje je uglavnom nezavisna od lokalnog okruženja, što je čini prilagodljivijom tehnologijom za gradnju mostova od drugih metoda koji zahtevaju privremene oslonce i ukrućenja.

Osnovna pretpostavka prilikom izvođenja betonskih segmenata je da je finalni položaj segmenata prilikom ugradnje tih segmenta u superstrukturu mosta identičan njihovoj poziciji prilikom betoniranja. To zahteva savršeno uklapanje između krajeva segmenata i postiže se livenjem svakog segmenta direktno prema licu prethodnog koristeći sredstvo protiv lepljenja betona na spoju n-tog i n+1-og segmenta. Segmenti se nakon toga podižu i postavljaju u finalni položaj istim redosledom kojim su bili betonirani.

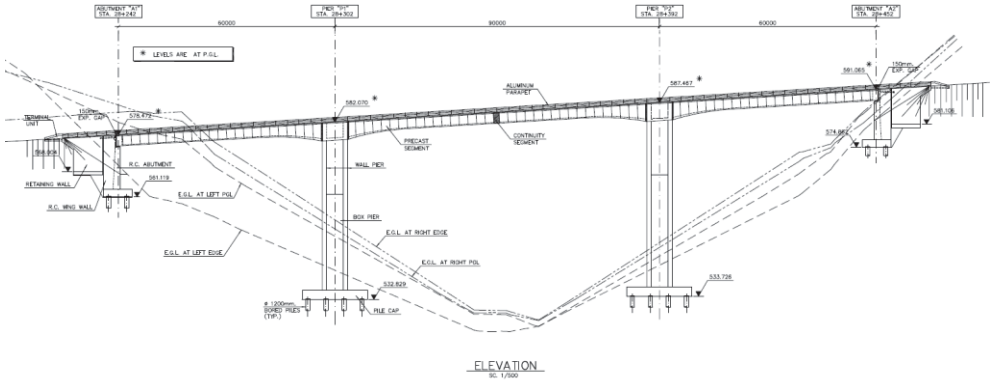
2. OSNOVNI PODACI O PROJEKTU

- Projekat: Autoput Bidbid - Sur Road, Sekcija 1, Paket 1A
- Klijent: Ministarstvo transporta i komunikacija, Oman
- Mostovi: Most 01 (km 28+350), Most 02 (km 29+150), Most 03 (km 29+545), Most 04 (km 30+098), Most 05 (km 31+750), Most 06 (km 36+600)
- Tip ugovora: Projektuj i gradi (*Design & Build*)
- Glavni Izvođač: JV Astaldi – Ozkar

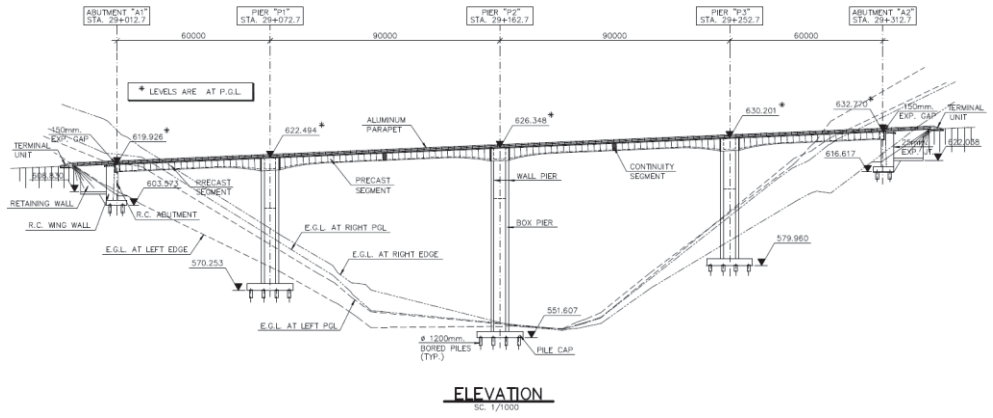
- Podizvođač za mostove: Rivoli S.p.a (Italija)
- Tenderska dokumentacija: DAR Al-Handasah (Shair & Partners)
- Glavni projekat, Izvođački projekat, Inženjering, konsultantske usluge: DB Inženjering

3. DISPOZICIJE MOSTOVA

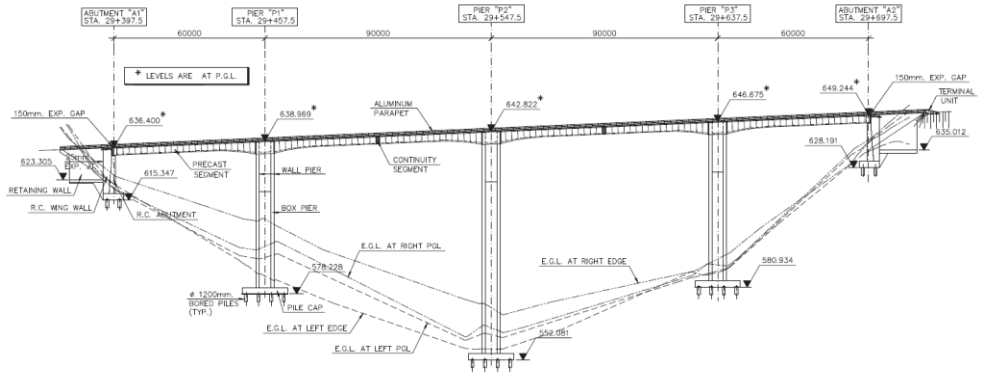
3.1. PODUŽNI PRESEK MOSTA



Slika 1 - Most 01 (km 28+350), L=60.0+90.0+60.0=210.0m

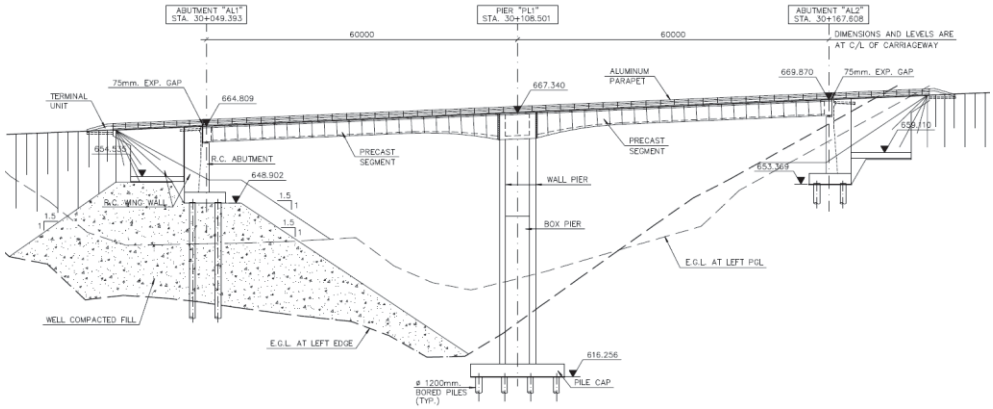


Slika 2 - Most 02 (km 29+150), L=60.0+90.0+90.0+60.0=300.0m



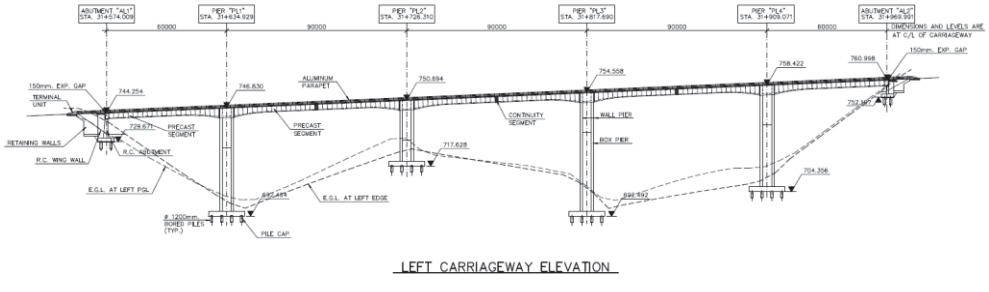
ELEVATION

Slika 3 - Most 03 (km 29+545), L=60.0+90.0+90.0+60.0=300.0m



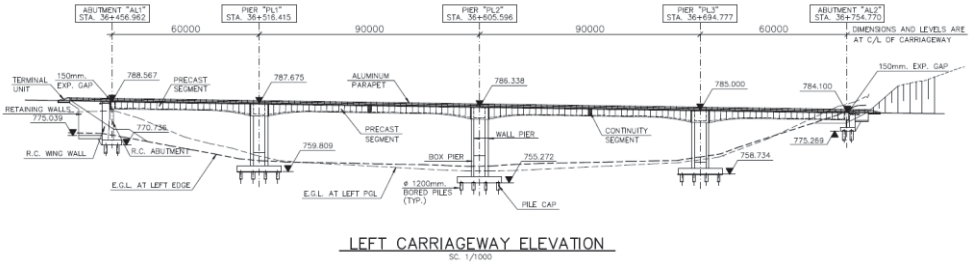
LEFT CARRIAGEWAY ELEVATION

Slika 4 - Most 04 (km 30+098), L=60.0+60.0=120.0m



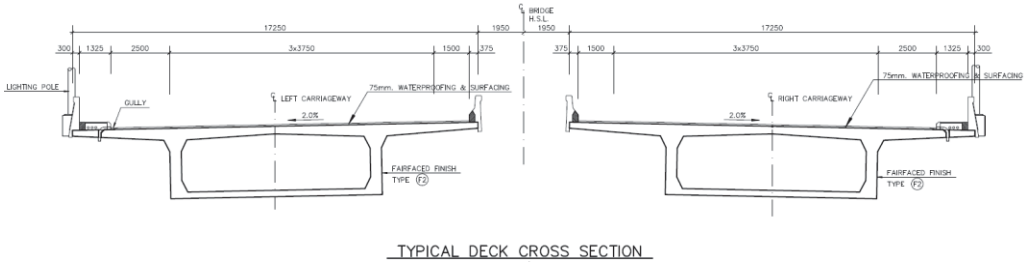
LEFT CARRIAGEWAY ELEVATION

Slika 5 - Most 05 (km 31+750), L=60.0+3 x 90.0+60.0=390.0m

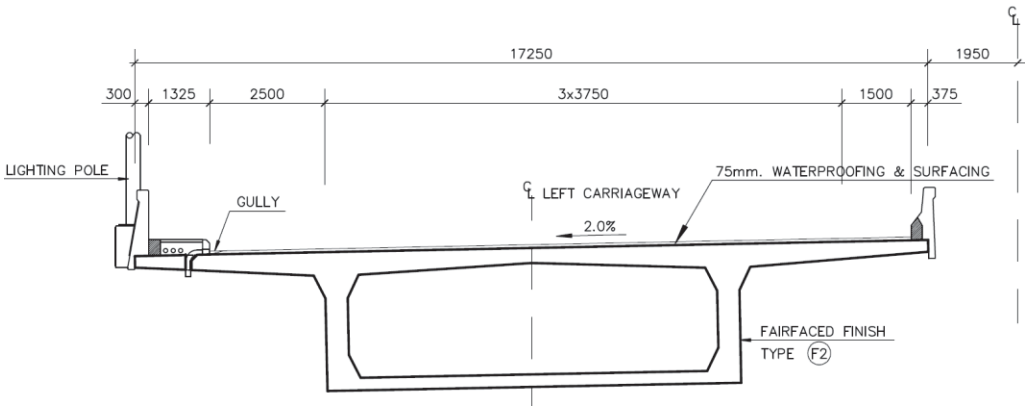


Slika 6 - Most 06 (km 36+600), L=60.0+90.0+90.0+60.0=300.0m

3.2. POPREČNI PRESEK MOSTA



Slika 7 - Tipski poprečni presek autoputa na mostovima, pun profil B=38.40m (=17.25m+3.90m+17.25m)



Slika 8 - Tipski poprečni presek mosta B=17.25m (jedna traka autoputa)

4. STATIČKA I DINAMIČKA ANALIZA KONSTRUKCIJE

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

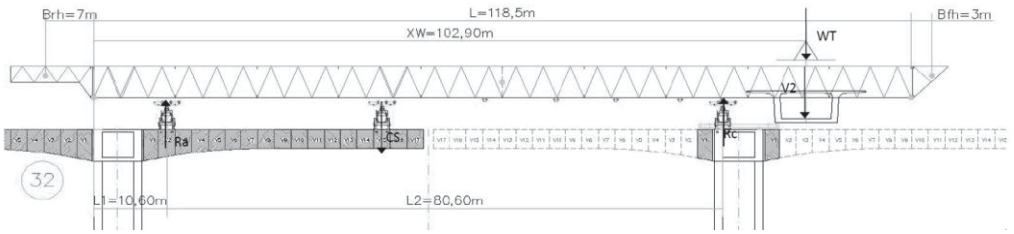
Konstrukcije mostova su analizirane kao prostorni (3D) integralni modeli. Modelirani su kao okvirne prednapregnute AB konstrukcije na sa odgovarajućim brojem polja. Upotrebljeni su AASHTO propisi, kao najreferentniji za predmetnu tehnologiju gradnje.

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. Dobro je poznato, da je i najtačnija analiza sa specijalnim i skupim programima, tačna samo onoliko koliko su tačni parametri i računske pretpostavke sa kojima se ulazi u program.

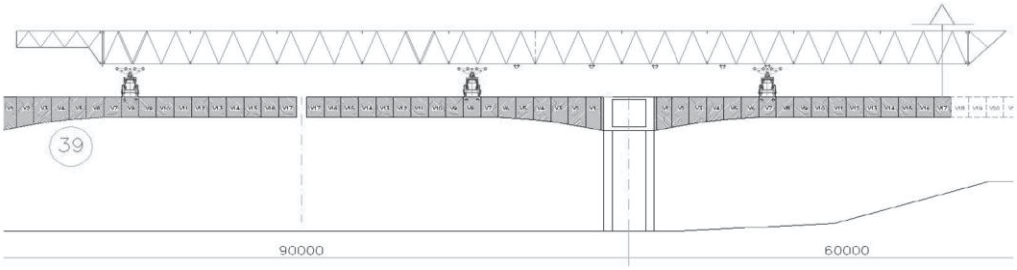
Zbog specifičnosti tehnologije slobodne konzolne gradnje mostova, jedan od glavnih problema su dugotrajne deformacije. Činjenica je da je na većini tako sagrađenih mostova kroz proteklih pola veka uočena velika razlika između računskih i kasnije izmerenih ugiba. Upravo zbog toga je posebna pažnja posvećena proračunu deformacija mosta u svim fazama, a posebno u najkritičnijoj fazi – fazi izvođenja. Uzimanje u obzir svih reoloških karakteristika materijala zahtevalo je izuzetno složenu statičku i dinamičku analizu konstrukcije.

Propisi za mostove precizno definišu različite uslove tokom eksploatacije mosta, ali uz vrlo malo preporuka tokom izgradnje. Međutim, za ove tipove mostova nekoliko projektnih karakteristika se reguliše opterećenjem konstrukcije u zavisnosti od načina izgradnje i opreme koja se koristi za izgradnju mosta, a koje projektantu nisu poznate sve dok nije izabran Izvođač i uspostavljen način rada. Da bi se precizno utvrdili uslovi za svaku fazu izgradnje mosta, neophodna je stalna saradnja projektanta i izvođača radova, a posebno tokom gradnje superstrukutre mosta.

Za razliku od klasične konzolne gradnje *cast-in-situ*, proračun faza gradnje kod balansirane segmentne konzolne gradnje je znatno složeniji, a posebno kod mostova relativno velikih raspona, kao što je slučaj sa predmetnim mostovima, gde se lansirna rešetka ne oslanja isključivo na stubove (što bi značajno olakšalo proračun), već se osim stubova oslanja i na prethodno izvedeni deo superstrukture mosta. Na taj način broj faza gradnje koje treba uzeti u obzir prilikom proračuna faza gradnje je višestruko veći od broja segmenata superstrukture mosta. U svakoj gore pomenutoj fazi se istovremeno vršila i kontrola napona i kontrola ugiba u svim interesantnim presecima.



Slika 9 - Karakterističan položaj lansirne rešetke nakon završetka ½ n-tog polja



Slika 10 - Karakterističan položaj lansirne rešetke neposredno pre spajanja n-tog polja

4.1 STABILNOST TOKOM IZGRADNJE

Analiza stabilnosti tokom gradnje jedan je od osnovnih projektnih kriterijuma za projektovanje prefabrikovanog konzolnog segmentnog mosta. Tokom izgradnje segmentnog mosta, granični uslovi se konstantno menjaju od početka izgradnje do kraja. U bilo kom trenutku tokom izgradnje, konstrukcija i temelj moraju biti u stabilnom stanju i imati dovoljno sigurnosnih faktora protiv loma materijala, prevrtanja i izvijanja. Analiza stabilnosti je izuzetno značajno projektantsko pitanje za ovaj tip konstrukcija, između ostalog i zbog neravnoteže opterećenja konstrukcije tokom faze građenja.

Slobodna konzolna konstrukcija je jedan primer koji zahteva proveru stabilnosti tokom montaže segmenta. Što je veći raspon konzole mosta, veće su i neuravnotežene sile. U mnogim slučajevima, privremeni oslonci su obavezni da se suprotstave neuravnoteženom opterećenju tokom montaže.

4.2 PREDNAPREGNUTE ŠIPKE ZA MONTAŽU SEGMENATA

Uobičajena je praksa u prefabrikovanim segmentnim konzolnim mostovima da se koriste privremene ili stalne prednapregnute šipke kako bi priključili segment koji je podignut na prethodno podignut segment. U slučaju stalnih prednapregnutih šipki, prednapregnute šipke mogu biti projektovane kao deo trajnih konzolnih kablova i prednapregnute na punu dozvoljenu silu prednaprezanja. Međutim, ako se upotrebe privremene prednapregnute šipke koje su planirane da se višekratno koriste, silu prednaprezanja u tom slučaju treba ograničiti na oko 50% prekidne sile tih šipki.

4.3 EPOKSIDNI PREMAZ

Epoksidni premaz se nanosi na spoj između dva segmenta pre nego što se prednapregnu šipke, bilo da su u pitanju trajne ili privremene prednapregnute šipke.

Namene epoksidnog premaza su sledeće:

- Podmazivanje kako bi se olakšalo pravilno poravnanje između segmenata.
- Očvršćen epoksidni premaz obezbeđuje vodonepropusni spoj, sprečavajući vlagu, vodu i hloride da stignu do kablova.

- Očvršćen epoksidni premaz pomaže u ravnomernijoj distribuciji napona pritisaka i napona smicanja.
- Očvršćen epoksidni premaz sprečava cementnu injekcionu smesu u kablovima od curenja.

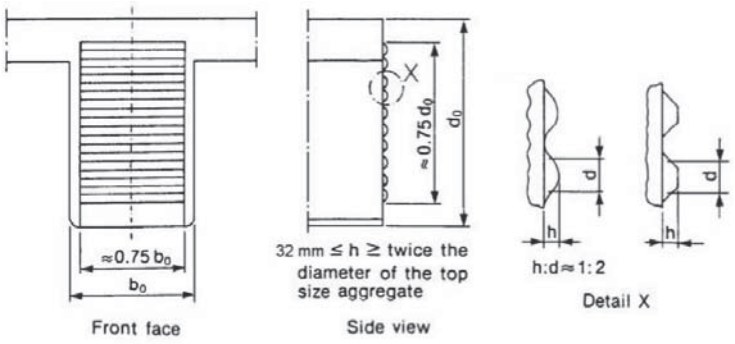
Debljina epoksidnog premaza koji se aplicira je obično 1.5mm i nanosi se na obe strane segmenta koji se spaja.

U suštini, postoje dva slučaja opterećenja koja se moraju uzeti u obzir prilikom projektovanja privremenih prednapregnutih šipki:
- 1. Težina segmenta plus građevinska opterećenja i privremene prednapregnute šipke. Prednapregnute šipke treba utegnuti tokom otvorenog vremena očvršćavanja epoksidnog premaza (otprilike 45 do 60 minuta). Na radnom spoju između dva segmenta za ovaj slučaj opterećenja mora se obezbediti minimalni napon pritiska od 0.21 MPa i prosečan napon pritiska od 0.28 MPa preko celog spoja dok se epoksidni premaz ne stvrdne.
- 2. Prvi slučaj plus permanentni konzolni kablovi. Obično jedan ili dva sata nakon što se epoksidni premaz stvrdne, dozvoljeni napon zatezanja na spoju dva segmenta je jednak nuli, a poželjan je određeni napon pritiska.

4.4 ZUBI ZA SMICANJE

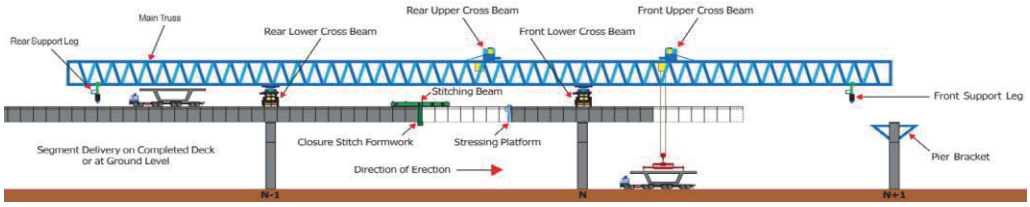
Postoje dva tipa zuba za smicanje u spojevima između prefabrikovanih segmenta:
- zubi za smicanje u rebru - nalaze se na površinama rebra prefabrikovanog sandučastog nosača. Nazubljeni višestruki zubi za smicanje su poželjni zbog superiornih performansi.
- Zubi za poravnanje - smešteni su u gornjoj i donjoj ploči. Od ovih zuba se ne očekuje prenošenje glavnih sila smicanja, već da olakšaju ispravno poravnanje dva segmenta koji se spajaju u vertikalnim i horizontalnim pravcima. Kod jednoćelijskog sanduka obično su potrebna najmanje tri zuba za poravnanje na gornjoj ploči i jedan na donjoj ploči.

Obe vrste zuba, za smicanje i podešavanje ne smeju se nalaziti u zonama zaštitnih cevi za kablove.



Slika 11 - Detalj zuba za smicanje

5. TEHNOLOGIJA GRADNJE



Slika 12 - Shematski prikaz gradnje

Typical Erection Cycle	Duration: 6 Shifts					
Description	1	2	3	4	5	6
Span N-1						
Curing of Stitch (Overnight)						
Continuity P.T.						
Span N						
Launch Gantry to Span N						
Segment Erection Span N						
Stitch N to N-1						
Span N+1						
Erect Pier Segment						
Align Pier Segment						
Place Reinforcement						
Place Formwork						
Cast Insitu Diaphragm						
Curing Pier/Column Joint						

Slika 13 - Tipičan ciklus gradnje

Osnovne karakteristike
- Raspon do 120m (150m)
- Brzina montaže (do 6 parova segmenata)
- Isporuka segmenata iza ili ispod
- Izgradnja iznad superstrukture mosta
- Samostalno pokretanje lansirne rešetke - min. podrška krana
- Istovremena paralelna gradnja konstrukcije (levi + desni most)
- Ograničena horizontalna krivina
- Brzina gradnje
- Efikasnost radne snage
- Visok kvalitet izvedenih radova
- Mnoge opcije su moguće
- Minimalno ometanje saobraćaja
- Efikasno korišćenje oplate

Slika 14 - Izvođenje substrukture mosta (šipovi, temelji, stubovi)

Slika 15 - Izvođenje superstrukture mosta pomoću lansirne rešetke

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-17
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Aleksandar Z. Komadinić [1], Darko Popović [2]

KONCEPT PRORAČUNA ČELIČNIH VEZA NA ZADATE ROTACIJE

Rezime:

Firma DNEC iz Beograda bila je angažovana na projektovanju svih čeličnih veza krova Novog aerodroma u Abi Dabiju. Jedan od tipova veza bile su i zglobne veze na smicanje. Ove veze na projektu krova su izlazile iz okvira standardnih veza na smicanje datih u okviru svih kodova i standarda za proračun veza, najpre geometrijski (visoki nosači) a onda i prema zadatim silama (prisustvo aksijalne sile pored sile smicanja). Za ovakve veze, pored specificiranih sila, konsultant je dodatno izdao zahteve za rotacije koje ove veze treba da zadovolje. U tu svrhu, DNEC je pripremio Koncept proračuna zglobnih čeličnih veza na zadate rotacije koji je prikazan u okviru ovog rada. Koncept se zasniva na kapacitetu veze na ovalizaciju lima i deformaciji šrafa. U radu je prikazan i proračun jedne ovakve veze na zadatu rotaciju a u skladu sa Konceptom.

Ključne reči: rotacija, aksijalna sila,veza na smicanje, koncept

CONCEPTUAL DESIGN OF STEEL CONNECTIONS FOR PRESCRIBED ROTATIONS

Summary:

DNEC Company from Belgrade was engaged in the design of all steel connections on the roof structure of the New Abu Dhabi airport. The one of connection types were simple shear connections. These shear connections were not in accordance with typical shear connections given in all codes and standards for connection design, firstly they were geometrically different (deep beams), and then in view of specified connection forces (presence of axial forces in addition to shear force). For these connections, additionally to the connection forces, the consultant submitted rotational demands that connections should satisfy. For that purpose, DNEC prepared the Concept for design of steel connections for prescribed rotations, which is presented in this paper. The concept is based on the deformation capacity in the connection: plate ovalisation and bolt shear deformation. An example of the connection design according to the Concept is presented also.

Key words: rotation, axial force, shear connection, concept

[1] *Master inženjer građevinarstva, projektant, DNEC doo Beograd, aleksandar.komadinic@dnec.com*
[2] *Diplomirani građevinski inženjer,direktor, DNEC doo Beograd, darko@dnec.com*

1. UVOD

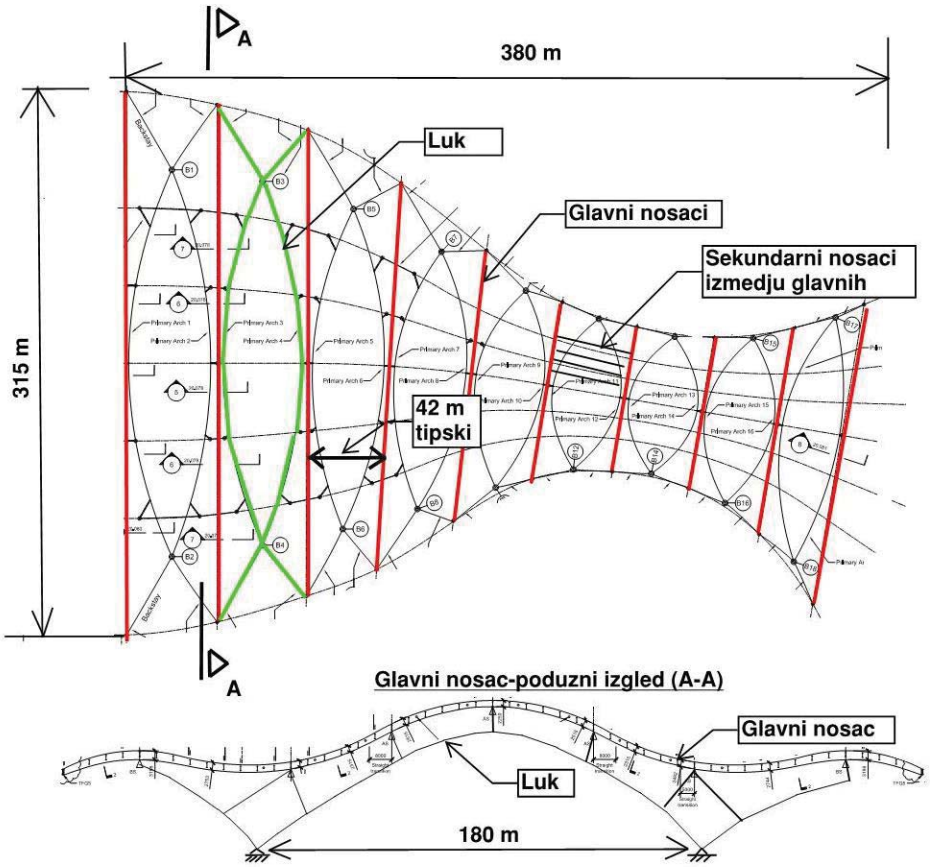
U periodu od početka 2014. godine, tokom cele 2015.godine, firma DNEC iz Beograda sa svojim kancelarijama u Dubajiu i Abu Dabiju (UAE), bila je angažovana od strane svetski poznate kineske izvodjačke firme China State na projektovanju svih čeličnih veza krova Novog aerodroma u Abu Dabiju (MTB, Miedfiled Terminal Building). Projekat same konstrukcije uradila je engleska firma Arup.

2. OPIS OBJEKTA

Konstrukciju aerodroma čini nekoliko podzemnih nivoa iznad kojih se izdiže veliki prostor pokriven čeličnom konstrukcijom krova. Na slici 1 je prikazan aerodrom u toku građenja.

Slika 1. Novi Aerodrom Abu Dabi 3D prikaz

Krov je valovitog oblika čiju konstrukciju čini deset glavnih nosača (‘’PG girders’'), puni limeni nosači sa visinom preseka i preko 3m. Dužina glavnih nosača je i preko 300 m, poduprti su sa 18 čeličnih lukova raspona i do 180 m. Glavni nosači su postavljeni na međusobnom rastojanju od 42 m, između kojih se nalaze sekundarni nosači (rešetkasti ili puni limeni nosači). Krovna kostrukcija je ukrućena velikim brojem cevastih spregova. Dispozicija krova je prikazana na slici 2.



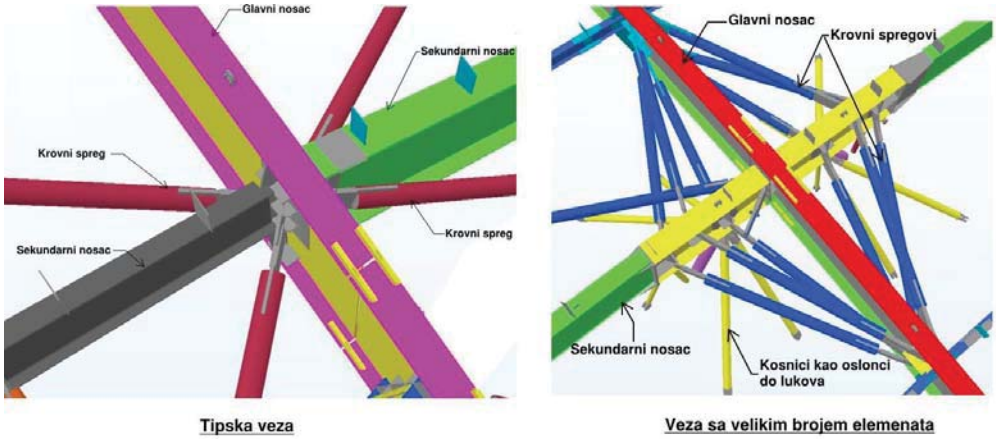
Slika 2. Novi Aerodrom Abu Dabi Dispozicija krova

3. PREDMET ANALIZE

Ovaj projekat je jedan od primera kako i na koji način u ''zapadnom svetu projektovanja'' funkcioniše izrada i izvođenje jednog ovako velikog i kompleksnog objekta. Naime, na jednoj strani i u prvom redu je sam projektant čitave konstrukcije koji razrađuje konstrukciju do nivoa da su određene dimenzije svih konstruktivnih elemenata. Za razliku od domaće prakse projektovanja, projektant ne projektuje i detalje konstrukcije, već se izrada detalja ostavlja izvođaču. Uloga projektanta je da obezbedi sve potrebne informacije izvođaču za izradu detalja. Ideja ovakvog sistema projektovanja je da izvođač prilagođava detalje sebi i svom načinu izvođenja konstrukcije i detalja. Konkretno, na ovom projektu, uloga projektanta (Arup) je bila da obezbedi sile za projektovanje veza i specificira sve dodatne zahteve koje izvođač (China State), kao ujedno i projektant veza, treba da zadovolji a koji reflektuju sve pretpostavke proračuna koje je projektant usvojio. Kao što se vidi, samo projektovanje se ne završava kod i sa odgovornim projektantom, posao glavnog projektanta konstrukcije u pogledu

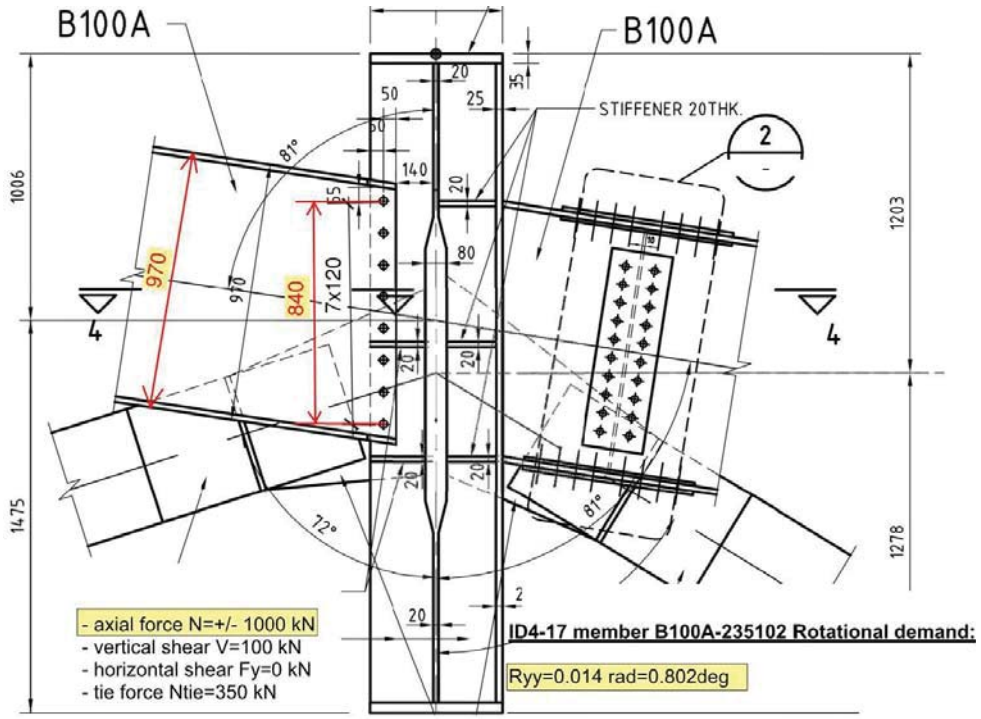
projektovanja veza konstrukcije završava se samo prividno time što obezbeđuje sve neophodne podatke izvođaču i podizvođaču (DNEC) za detaljan proračun i razradu svih detalja veza. Prisustvo projektanta na projektu je u najmanju ruku poželjno ako ne i neophodno i posle završenog Glavnog projekta. Projektovanje veza od strane izvođača i podizvođača je potpuno tek uz prisustvo i odobrenje samog projektanta konstrukcije koji potvrđuje da isprojektovana veza zadovoljava i sve zahteve i pretpostavke proračuna glavne konstrukcije.

Mnoštvo različitih čeličnih veza je bilo potrebno isprojektovati na konstrukciji krova, kao što su momentne veze punih i rešetkastih nosača, zglobne veze punih i rešetkastih nosača, razne veze krovnih spregova i ostalo, a pored veza samih priključnih elemenata bilo je potrebno i analizirati ponašanje svakog elementa u samoj vezi (čvoru). Ponekad je jedan čvor podrazumevao i preko deset elemenata u jednoj vezi.



Slika 3 Primer tipske i kompleksne veze sa krova Aerodroma

Jedan od tipova veza na krovu su bile zglobne veze na smicanje. Ove veze su izlazile iz okvira svih kodova i standarda za proračun veza. Odstupanje veze sa krova Aerodroma od standardne veze na smicanje koja je data u kodu ogledalo se u dva aspekta. Najpre, veza je geometrijski bila drugačija, tj.nosači su bili velike visine, i preko 1 m. Sam standard za proračun veza za nosače ograničava razmak najudaljenijih zavrtnjeva na 530 mm, a sa druge strane zahteva da najudaljeniji zavrtanj bude blizu gornje nožice nosača radi bočne stabilnosti Sa druge strane, ove veze su bile, pored vertikalne sile smicanja, opterećenje i aksijalnom silom koja je katkad bila mnogostruko veća od sile smicanja. Standard za proračun veza ne pokriva slučaj kad je ovakva veza opterećena i aksijalnom silom u isto vreme sa vertikalnom silom smicanja. Na osnovu ova dva odstupanja od standardne veze na smicanje datoj u kodu, jasno je da veza ne može da ozbedi istu fleksibilnost (rotaciju) kao u slučaju normalne veze sa manjim nosačem opterećenim samo vertikalnom silom smicanja (npr.podni nosač).

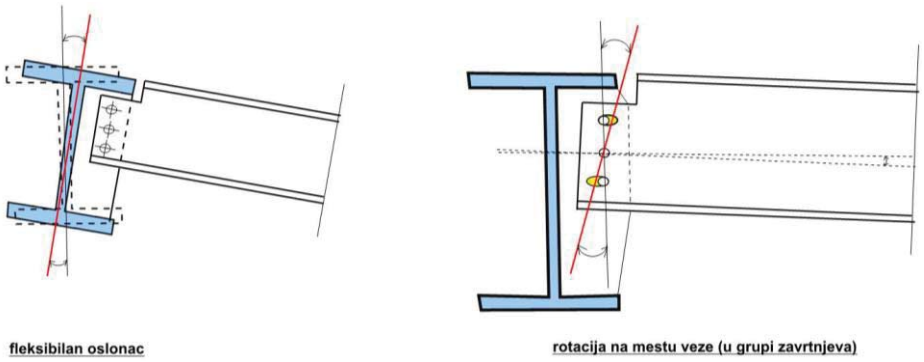


Slika 4 Primer veze na smicanje sa projekta krova Aerodroma -geometrija, sile i dodatni zahtev za rotaciju

S tim u vezi, projektant je u jednom trenutku dodatno specificirao vrednosti rotacija koje svaka od ovakvih veza treba da obezbedi a koje reprezentuju njegovu pretpostavku o zglobnoj vezi. Do tada isprojektovane veze je trebalo dodatno proveriti da li imaju zahtevanu fleksibilnost ili je bilo potrebno preprojektovati vezu. Jedna grupa veza je bila i izvedena tako da je bilo predložiti i način modifikacije takvih veza a da zadovolje dodatne uslove fleksibilnosti. U tu svrhu DNEC je pripremio koncept za proračun i proveru ovakvih veza uzimajući u obzir sve zahteve projektanta.

4. KAKO SE OSTVARUJE ROTACIJA ČELIČNIH VEZA

Kako se navodi u svim svetskim standardima za proračun čeličnih veza (BS5950, AISC, Eurocode...) i njihovim ''Maunal''-ima, rotacija zglobne veze se ostvaruje ili rotacijom fleksibilnog oslonca, što je ređi slučaj, ili rotacijom na mestu same veze, tj.grupe zavrtnjeva. Rotacija na mestu same veze se ostvaruje na račun ovalizacije rupe (''bolt hole ovalisation'' ili ''plowing'') i kao deformacijom samog zavrtnja.



Slika 5 Kako se ostvaruje rotacija zglobne veze na smicanje

Ovalizacija rupe predstavlja gnječenje okolnog lima ili rebra nosača što rezultuje elongacijom rupe u kojoj je zavrtanj. Da bi zavrtanj ovalizovao lim prilikom pomeranja, odnos debljine lima i prečnika zavrtnja treba da zadovolji određen odnos $t \leq 0.42d$ (S355), $t \leq 0.5d$ (S275). Pored potrebnog odnosa prečnika zavrtnja i debjine lima, ovalizacija rupe zahteva da ivična rastojanja od centra zavrtnja ne budu manja od 2d.

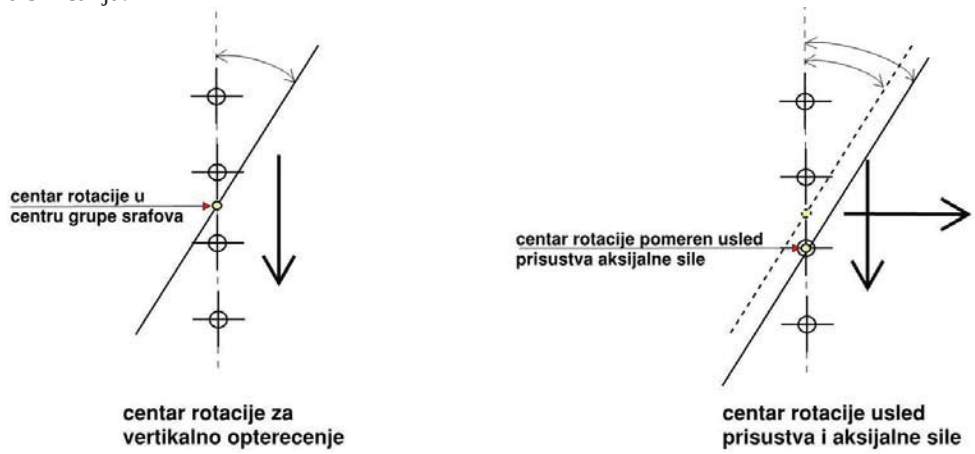
Bolt hole ovalisation (or ploughing) < 10.0% of edge or spacing distance	16mm dia with above spacing gives 2.2mm 20mm dia with above spacing gives 2.8mm 24mm dia with above spacing gives 3.4mm 30mm dia with above spacing gives 4.2mm 36mm dia with above spacing gives 5.1mm Never greater than 7.0mm applicable only where $t_p/d < 0.5$
Bolt shear deformation at ULS < 0.15 x bolt dia	16mm dia, then bolt shear = 2.4mm 20mm dia, then bolt shear = 3.0mm 24mm dia, then bolt shear = 3.6mm 30mm dia, then bolt shear = 4.5mm 36mm dia, then bolt shear = 5.4mm

Slika 6 Vrednosti pomeranja usled ovalizacije lima i deformacije zavrtnja

Da bi se ostvarila ovalizacija rupe, potrebno je da nosivost zavrtnja po omotaču rupe bude manja od nosivosti zavrtnja na smicanje. U suprotnom, ukoliko je nosivost zavrtnja na smicanje manja od pritiska po omotaču rupe, neće doći do elongacije rupe a time ni do potrebne rotacije i fleksibilnosti veze, već bi zavrtanj prvi ''otkazao''.

Pored navedenih zahteva i preporuka, britanski standard kao i Evrokod u svojim *Joints in Steel Construction: Simple connections* preporučuju da za grede do visine 610 mm razmak grede i oslonca je najmanje 10 mm da bi se ostvarila rotacija, odnosno 20 mm za grede veće od 610 mm. Takođe, za sve grede veće od 610 mm razmak između krajnjih zavrtnjeva treba da je najviše 530 mm. Sva prethodna uputsva i preporuke u pogledu ostvarivanja potrebne rotacije veze, rezultat su raznih ispitivanja i testova. Ta istraživanja rezultirala su time da je ustanovljena gornja, target granica za vrednost rotacije koja iznosi 0.03 radijana. Do ove vrednosti rotacije neće se dešavati promene u elementima takve da utiču na kapacitet veze i nosača. 0.03 radijana je jednako rotaciji kraja proste grede čiji raspon je jednak 24 visine nosača. Takođe, sva prethodna uputstva data u odgovarajućom standardima primenljiva su

samo u slučajevima kad je razmatrana veza (veza sa limom na rebru) dominantno opterećenja na vertikalno smicanje. Međutim, konkrente veze projektovane na krovu Novog Abu Dabi aerodroma pored zadatih vertikalnih sila, imale su zadate i aksijalne sile koje deluju zajedno sa vertikalnim silama, s tim da su aksijalne sile bile katkad mnogostruko puta veće od vertikalnih sila smicanja.



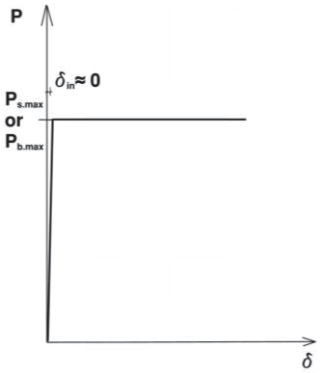
Slika 7 Centar rotacije-bez i sa aksijalnom silom vezi

Jasno je da prisustvo reverzibilnih aksijalnih sila ima uticaj na rotaciju, centar rotacije više nije u centru grupe zavrtnjeva kao u slučaju veze opeterećene samo na vertikalno smicanje. Sve ovo je rezultiralo izradom koncepta proračuna ovakvih veza na rotaciju sa zadatom vrednošću rotacije (Arup-ovi dodatni zahtevi) i zadatim vertikalnim i aksijalnim silama. Koncept proračuna je dat u nastavku.

5. KONCEPT PRORAČUNA

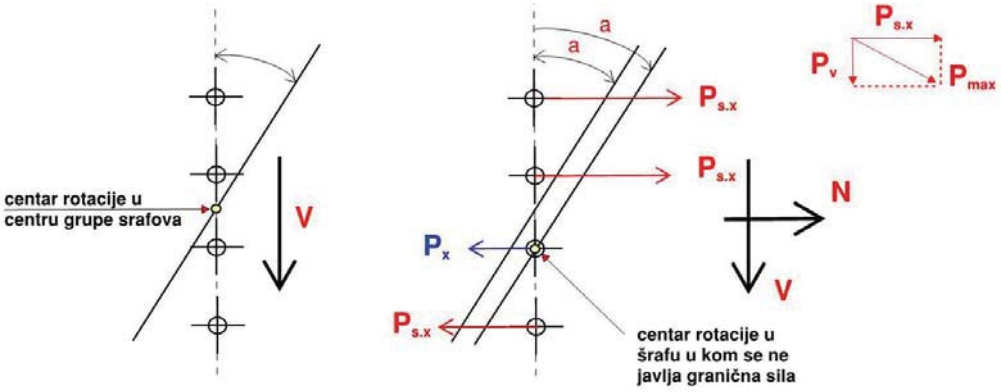
Uvedene su osnovne pretpostavke na kojima se bazira koncept:

- zahtevane vrednosti rotacija se javljaju prilikom graničnog stanja nosivosti (ULS)
- preseci ostaju ravni posle deformacije tj.linija rotacije je prava,
- rotacija, aksijalna i vertikalna sila se javljaju istovremeno,
- deformacija zavrtnja i ovalizacija rupe se može opisati elasto-plastičnim dijagramom sila-pomeranje,



Slika 8 Elasto-plastični dijagram sila-pomeranje

gde je $P_{s,max}$ kapacitet zavrtnja na smicanje a $P_{b,max}$ je kapacitet na pritisak po omotaču rupe. Za svo gravitaciono opterećenje greda dobija rotaciju i deformaciju koja mora biti obezbeđena fleksibilnošću veze. Centar rotacije u vezi, za gravitaciono opterećenje, nalazi se u centru grupe zavrtnjeva. U jednom trenutku usled dejstva horizontalnog opterećenja (npr.vetar) u nosaču se javlja pored vertikalne i aksijalna sila. Dodatno dolazi do ovalizacije rupe i deformacije zavrtnja, počev od najudaljenijih zavrtnjeva. U trenutku dok zavrtanj ovalizuje lim, sila u njemu je granična. ‘’Zahtev’’ za pomeranjem sa krajnjeg zavrtnja se prebacuje na unutrašnje zavrtnjeve sve do trenutka dok se u vezi ne uspostavi ravnoteža spoljašnje aksijalne sile i unutrašnjih graničnih sila u zavrtnjevima.Zavrtanj u kom se ne javi granična sila predstavlja novi centar rotacije veze opterećene aksijalnom i vertikalnom silom. I u ovakvom graničnom stanju, sve potrebne proračunske kontrole moraju biti zadovoljene, kao što su provera neto preseka, ‘’cepanje bloka’’, izvijanje pritisnutog dela lima usled graničnih sila u zavrtnjevima i slično.

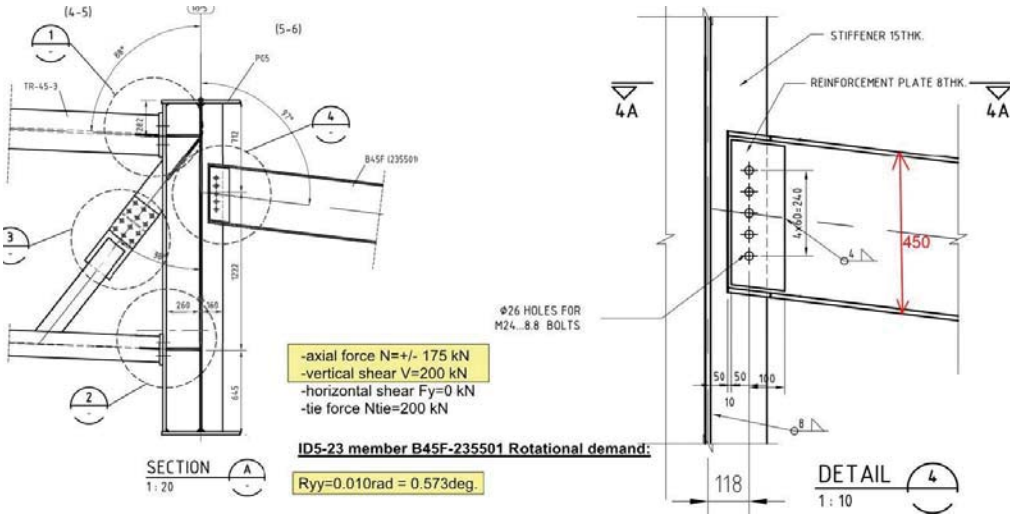


Slika 9 Granično stanje pri rotaciji i ravnoteža sila

6. PRIMER PRORAČUNA VEZE NA ZADATU ROTACIJU

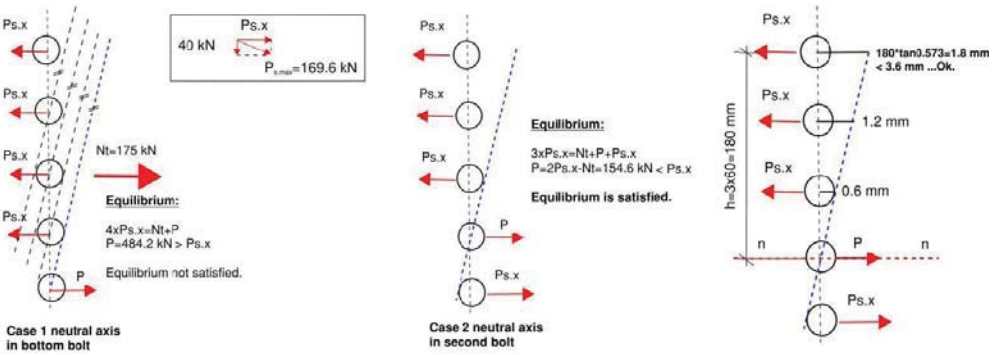
6.1 PRIMER VEZE ID5-23

Na primeru sledeće veze pokazan je postupak proračuna jedne zglobne veze na smicanje sa limom na rebru , na rotaciju. Zglobno vezan nosač je valjani profil sa zadatom rotacijom dok je sa druge strane oslonačkog nosača vezan rešetkasti nosač. Geometrija veze, sile i zadata rotacija su prikazane na sledećoj slici.



Slika 10 Geometrija, sile i zadata rotacija veze ID5-23

Veza je ostvarena zavrtnjevima 5M24...8.8, debljina lima je 15 mm, a rebro grede zajedno sa limom za ojačanje je 16.5 mm. Jasno je da je odnos debljine najtanjeg lima u vezi i prečnika zavrtnja veći od 0.5 tako da je ukupan kapacitet veze na rotaciju jednak samo deformaciji zavrtnjeva M24, dok je ovalizacija rupe onemogućena usled debljih limova. Dakle ukupan kapacitet pomeranja zavrtnjeva je 3.6 mm (videti sliku 6). U pogledu kapaciteta zavrtnjeva u vezi, kapacitet na smicanje je manji od kapaciteta na pritisak po omotaču rupe. Ovaj kapacitet se umanjuje za vrednost vertikalne sile koju mora da ponese zavrtanj i sa tako umanjenim kapacitetom se uspostavlja ravnoteža unutrašnjih graničnih sila i spoljašnje aksijalne sile. Sa postavljenom linijom rotacije, centar rotacije se iterativno pomera od zavrtnja do zavrtnja sve dok se ne uspostavi ravnoteža kao prema sledećoj slici. Kao što je prikazano, centar rotacije se nalazi u drugom donjem zavrtnjeva. Sa određenim centrom rotacije, zadatom rotacijom od 0.01 radijana i mogućim pomeranjem od 3.6 mm zaključuje se da najudaljeniji zavrtanj treba da se pomeri 1.8 mm da bi se ostvarila potrebna rotacija, stoga veza ima potreban kapacitet na rotaciju.



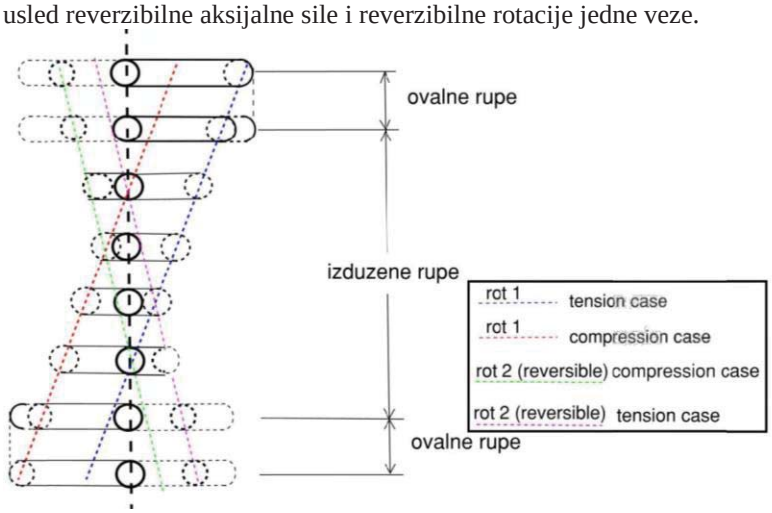
Slika 11 Uspostavljanje ravnoteže u vezi i kontrola pomeranja krajnjeg zavrtnja

U slučaju aksijalne sile pritiska, deformacija veze je slična kao za silu zatezanja (linija rotacije ima isti nagib), s tim što je centar rotacije u drugom redu odozgo, pa donji poslednji zavrtanj ima najveće pomeranje od 1.8 mm koje je manje od dozvoljenih 3.6 mm.

6.2 UTICAJ REVERZIBILNE ROTACIJE I REVERZIBILNE AKSIJALNE SILE

Pored reverzibilne aksijalne sile, takođe i rotacija može biti reverzibilna kao što je i bilo zadato na konstrukciji krova Aerodroma, s tim što su vrednosti reverzibilnih rotacija bile manje.

Naime, posle prvog ciklusa reverzibilne aksijalne sile, deformacija rupe (ovalizacija) rezultuje izduženim rupama u kojima se sada nalaze zavrtnjevi, u poređenju sa standardnim rupama. Kada dođe do reverzibilne rotacije, zavrtnjevi se pomeraju u suprotnom pravcu ali za manje vrednosti, tako da sa reverzibilnom rotacijom dolazi do dodatnog izduženja rupe na suprotnu stranu. Na sledećoj slici je ilustrativno prikazan ukupan dijagram pomeranja zavrtnjeva usled reverzibilne aksijalne sile i reverzibilne rotacije jedne veze.



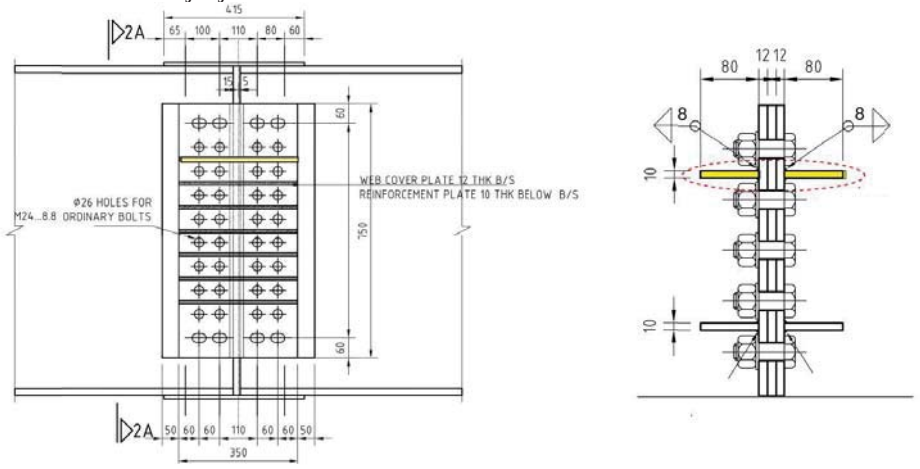
Slika 12 Deformacija usled reverzibilnih aksijalnih sila i reverzibilne rotacije

Specifirani zahtevi za rotaciju su dati za ULS stanje. Očigledno je da posle jednog ovakvog cilklusa sa reverzibilnom aksijalnom silom a onda i sa reverzibilnom rotacijom, rupe za zavrtnjeve ostaju proširene. Ostaje nedoumica kako se ovako deformisane veze ponašaju u toku eksploatacije (SLS stanje), da li se recimo javlja ‘’kloparanje’’ zbog zavrtnjeva u proširenim rupama i slično.

6.3 KAKO PROJEKTOVATI VEZU DA BISMO OSTVARILI ZADATU ROTACIJU

Jasno je da je ponekad zadatu rotaciju sa zadatom aksijalnom silom bilo teško postići, pogotovo ako je zahtevana rotacija velika ili je aksijalna sila velika, ili neretko oboje imaju veliku vrednost. Dati su neki od praktičnih rešenja kako povećati kapacitet na rotaciju koji su primenjeni na konkretnim vezama krova Aerodroma.

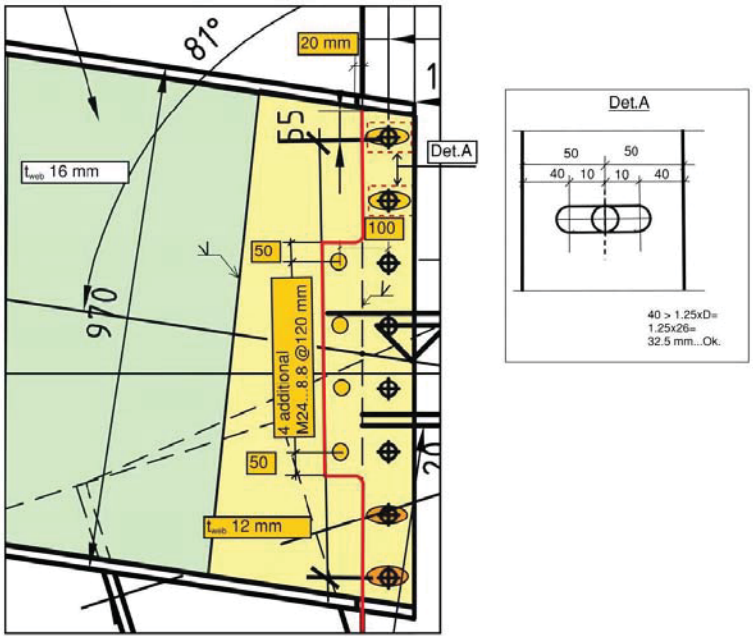
Najpre je potrebno ostvariti maksimalno moguću deformaciju zavrtnjeva u vezi, što znači da je potrebno ostvariti ovalizaciju lima u vezi. Jedan od elemenata u vezi mora da zadovolji odnos $t \leq 0.42d$ (S355), $t \leq 0.5d$ (S275), bilo da je to sam lim ili rebro grede. Pored zahtevane rotacije koja zahteva tanje elemente , veza mora da zadovolji sve uslove nosivosti, koji sa druge strane zahtevaju često i deblje limove, tako da su ova dva uslova kontradiktorna. Jedno od rešenja koje zadovoljava oba uslova je usvajanje tanjih limova koji zadovoljavaju uslove rotacije a za potrebe nosivosti su ojačani horizontalnim ukurućenjima koji ne remete samu rotaciju. Ovakva ukrućenja učestvuju u nosivosti lima na cepanje bloka (bilo kod veze sa jednostrukim limom ili kod veze sa obostranim podvezicama na rebru) kao i na povećanje nosivosti lima na izvijanje.



Slika 13 Dodatna horizontalna ukrućenja za povećanje nosivosti veze (primer veze na smicanje sa obostranim podvezicama na rebru)

Drugi način omogućavanja potrebne rotacije ogleda se u rasporedu zavrtnjeva. Zavrtnjeve bi trebalo rasporediti što bliže osi nosača da bismo zadovoljili uslove rotacije i deformacije najudaljenijih zavrtnjeva, međutim u isto vreme lim mora biti postavljen blizu gornje nožice nosača kako bi obezbedio torzionu stabilnost nosača na krajevima. U ovu svrhu se koriste

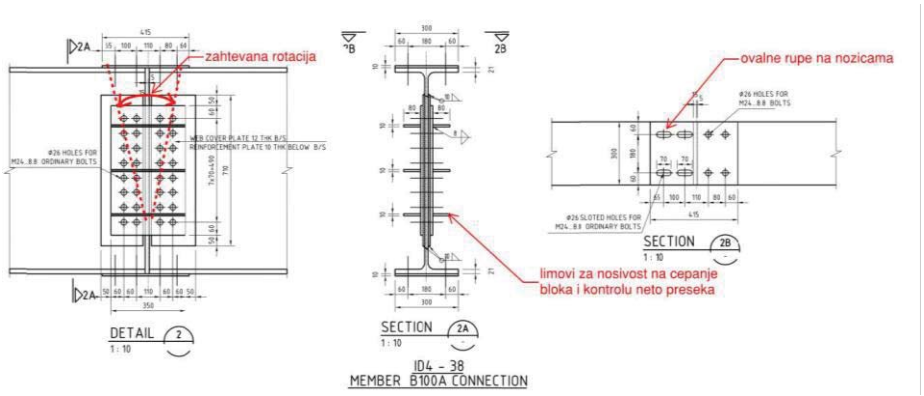
ovalne rupe (''slotted holes'') za najudaljenije zavrtnjeve koji se samim tim isključuju iz aksijalne nosivosti a imaju deformacioni kapacitet za zadatu rotaciju.



Slika 14 Raspored zavrtnjeva u vezi i zavrtnjevi u ovalnim rupama (''slotted holes'')

6.4 ROTACIJA VEZE NA SMICANJE SA OBOSTRANIM PODVEZICAMA NA REBRU

Koncept proračuna veza sa obostranim podvezicama na rebru je u mnogome sličan kao kod jednostrukih veza i zasniva se na istim principima. Karakteristično za ovaj tip veza je da se rotacija odvija od centra rotacije na obe strane, da dva lima iste debljine (podvezice) imaju duplu ovalizaciju lima kao i da je neretko zbog visokog zahteva za rotaciju potrebno da se kritičan pritsak po omotaču rupe prebaci sa rebra nosača na spoljašnje podvezice. Na taj način (deblje rebro, a tanje podvezice) rešava se problem nosivosti rebra na cepanje bloka , ovalizacija lima se poverava tanjim podvezicama koje se ojačavaju horizontalnim limovima obezbeđujući dovoljnu nosivost na kontrolu cepanja bloka i proveru neto preseka. U slučaju postojanja zavrtnjeva na nožicama nosača (ovim delom veze se prenosi sila smicanja i momenat oko slabije ose), zavrtnjevi se stavljaju u ovalne rupe u podužnom pravcu obezbeđujući i na taj način rotaciju veze. Razmak između dve strane nosača u vezi takođe proizilazi iz uslova rotacije (slučaj sa najvećom silom pritiska određuje restojanje između dva elementa).



Slika 15 Veza na smicanje sa obostranim podvezicama na rebru i rotacija

7. ZAKLJUČAK

Prikazan koncept proračuna zglobnih čeličnih veza u ovom radu predstavlja svojevrstan inženjerski izazov sa kojim se projektanti susreću u svojoj praksi. Opisane veze sa projekta krova aerodroma izlaze iz okvira standardom pokrivenih veza na smicanje, kako je već rečeno. Treba napomenuti da je kod ovakvih veza teško zadovoljiti istovremeno sve uslove nosivosti i fleksibilnosti-veza visokog nosača sa uslovima rotacije teško može da ponese i aksijalnu silu u isto vreme. Shodno tome kada se u vezi javlja i aksijalna sila a pri projektovanju je pretpostavljeno da je veza nosača na kraju zglobna, preporuka je vratiti se na sam početak projektovanja i takve veze pretpostaviti da su momentne ili ih osloboditi zahteva za fleksibilnost.

Neposredno po završetku projekta krova Novog aerodroma Abu Dabija a verovatno inspirisani i samim problemom rotacija krovnih veza na projektu, pojavio se i članak na sajtu SCI-ja (The Steel Construction Institute) u okviru ''Advisory desk''-a. U tekstu se takođe navodi da ovakve veze nisu do kraja razmotrene standardima. SCI u tekstu takođe navodi da u situaciji kada se u vezama na smicanje, koje su kao takve kod projektanta pretpostavljene kao zglobne, javlja i velika aksijalna sila, projektant treba da reviduje svoju pretpostavku, bilo relaksiranjem veze za rotaciju, bilo promenom veze iz zglobne u momentnu. Ceo tekst se može naći na linku:
http://www.newsteelconstruction.com/wp/ad-395-nominally-pinned-connections-and-axial-forces/

LITERATURA

[1] BS 5950-1:2000: Structural use of steelwork in building. Code of practice for design. Rolled and welded sections

[2] BS EN 1993-1-8:2005: Eurocode 3. Design of steel structures. Design of joints

[3] Joints in steel construction. Simple connections (P212), 2002.

[4] The Development of a New Design Procedure for Conventional Single-Plate Shear Connections, ENGINEERING JOURNAL/SECOND QUARTER, 2011.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-18
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Radovan Cvetković[1], Nemanja Marković[2], Stefan Conić[3], Dragoslav Stojić[4]

PRIKAZ KONSTRUKCIJE INDUSTRIJSKE HALE OD LEPLJENOG LAMELIRANOG DRVETA

Rezime:

U radu je prikazana specifična konstrukcija od lepljenog lameliranog drveta industrijske hale u mestu Pojate, u blizini Kruševca. Na prvi pogled, jedna klasična pravougaone osnova objekta nadkrivena je specifičnom strukturom od LLD-a koja se sastoji od drvenih stubova složenog poprečnog preseka, glavnih nosača rešetkaste forme, raspona od 30,0 m i obostranih prepusta dužine 3,0 i 5,0m i odgovarajućih konstrukcijskih elemenata neophodnih za obezbeđenje prostorne stabilnosti objekta. Ovaj konstruktivni sklop mora da obezbedi funkcionisanje dva industrijska krana određene nosivosti u celom unutrašnjem prostoru objekta. Tokom izrade projekta i sagledavanja svih elemenata projektnog zadatka, s jedne strane i zahteva investitora, s druge strane, u skladu sa rezultatima statičko-dinamičke analize, dat je niz origi-nalnih detalja i rešenja na lokalnom i globalnom nivou konstrukcije.

Ključne reči: drvena konstrukcija, lepljeno lamelirano drvo, industrijska hala

REWIEV OF GLUED LAMINATED TIMBER STRUCTURE OF INDUSTRIAL HALL

Summary:

In the paper the specific glued laminated timber structure of industrial hall built in Pojate, near to the city Krusevac, is shown. At first glance, one classical rectangular base of the object covered by the specific structure of glulam consisting of timber columns of the complex cross-section, of the main truss girders, with internal span of 30,0m, and the corresponding structural elements necessary to ensure the space stability of the building. This structural system has to ensure the functioning of two specific industrial crane throughout the interior of the building. During the develop-ment of the project and requirements consideration, on the one hand, the demands of investors, on the other hand, in accordance with the results of the static-dynamic analysis, a lot of details and specific solutions of the structure are given.

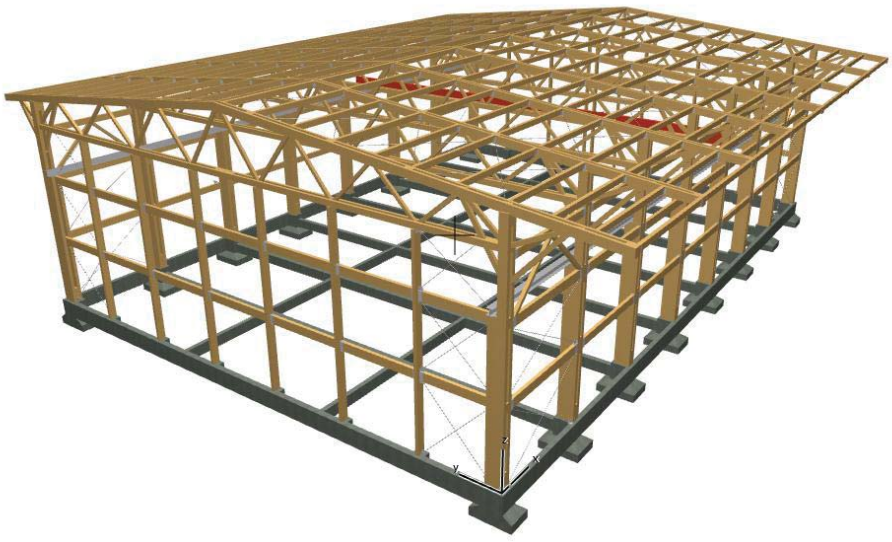
Key words:timber structures, glued lamianted timber, industrial hall

[1]*Dr, dipl. građ. inž. asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu*
[2]*Dipl. građ.inž., asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu*
[3]*Mast. inž. građ, student doktorskih studija, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu*
[4]*Dr, dipl. građ. inž., red. profesor, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu*

1. UVOD. NAMENA I ORGANIZACIJA

Projektovani objekat nalazi se u centralnoj industrijskoj zoni u Pojatu, opština Ćićevac. Oblik građevinske parcele je nepravilan, i na njemu se već nalaze objekti namenjeni proizvodnji i skladištenju sirovina i proizvoda. Svojim položajem i funkcijom, predmetni objekat predstavlja nastavak odnosno proširenje prostora za skladištenje gotovih proizvoda i drvene građe.

Gabarit projektovanog objekta prema Aktu o urbanističkim uslovima nalazi se u okviru datih građevinskih linija. Objekat je prizemnog tipa, proizvodno-skladišne namene pravo-ugaonog oblika u osnovi, dimenzija 40,75x36,40m uključujući krovne prepuste (strehe) od 3 i 5 metara. Građevinska linija se ne poklapa sa regulacionom linijom s obzirom da se hala nalazi unutar postojeće parcele. Ukupna visina objekta je 13,50m (kota slemena), a relativna visina kranskog nosača je 7,80m (kota gornje ivice šine). Planirana je mostna dizalica maksimalne nosivosti 5000kg, sa jednom korpom-"mačkom" samo za transport unutar hale, montirana u svemu prema uputstvima proizvođača. Veza sa već postojećim objektom se ostvaruje u kalkan-skim zidovima između kalkanskih stubova, tako da je omogućen nesmetani saobraćaj ljudi i lakih mašina. Ulazna vrata su predviđena kao dvostruka na podužnoj strani prema postojećem dvorištu, dok portalni prozori prate podužne fasade po čitavoj dužini i pozicionirani su između glavnih stubova. Svi elementi konstrukcije su projektovani od lepljenog lameliranog drveta četinara I klase, tako da svojim oblikom i rasporedom pružaju jedinstveni vizuelni ugođaj i izazivaju osećaj sigurnosti i prirodnosti.



Slika 1–3D model konstrukcije hale

Prilikom projektovanja objekta predviđeno je korišćenje ekološki bezbednih građevinskih materijala iz prirodno obnovljivih izvora tako da budu zadovoljeni aspekti udobnosti i zdrave sredine za rad i boravak ljudi.

U smislu forme i oblikovanja objekat je projektovan kao jednobrodna hala prizmatičnog oblika tako da svojim dimenzijama i gabaritom ne opterećuje već postojeći izgrađeni prostor na pomenutoj parceli, ali ga u potpunosti definiše, na način na koji to proizvodni ambijent i okruženje zahteva. Fasadne površine su u oblikovanju rešene kao ravne i vertikalne, bez naglih promena, dok su u materijalizaciji predviđene kao drvene obloge od unakrsno lepljenog drveta (CLT ili X-lam) zaštićene krovnim strehama a u odgovarajućem tonu po želji investitora.

Vizuelno je jasno razgraničena zona nosećih stubova i krovne rešetkaste konstrukcije, tako da se stiče utisak izražene elegancije i stabilnosti. Drveni fasadni paneli (CLT) u kombinaciji sa velikim staklenim portalima predstavljaju savremena i efikasna rešenja po uzoru na postojeće objekte ovog tipa u razvijenim zemljama Zapadne Evrope. Drvene obloge od unakrsno lepljenog drveta određene debljine, bez dodatnih materijala mogu zadovoljiti termičke i akustičke zahteve, s obzirom na odlična svojstva i karakteristike drveta kao materijala.

Krov hale je definisan kao dvovodni sa nagibom krovnih ravni 6° i strehama od 3 i 5 metara, obložen trapezastim limom određene boje i debljine, kao pokrivačem. Krovna konstrukcija treba da sadrži i daščanu oblogu 3cm, PVC foliju, mineralnu vunu 10cm, TIVEK foliju u svemu prema arhitektonskim detaljima. U funkcionalnom smislu, hala čini sastavni deo već postoćeg prostora za skladištenje gotovih proizvoda i drvene građe.

Pored svih ispunjenih uslova i zahteva u pogledu racionalnosti i ekonomičnosti, objekat će imati i izložbeno-reprezentativnu ulogu s obzirom na vrstu delatnosti kojom se bavi preduzeće i predstavljaće značajno dostignuće i za korak pomerenu granicu u gradnji drvetom na prostoru Srbije, a i čitavog Balkana.

Slika 2 –Rešetkasti nosači krovne konstrukcije hale- izvedeno stanje

2. KONSTRUKCIJA

Noseći sistem objekta projektovan je u skeletnom sistemu, sistemu stubova i greda za ukrućenje konstrukcije određenog rastera i raspona i glavnih nosača raspona od 28,80m rešetkaste konstrukcije. Statički proračun prostornog modela konstrukcije urađen je u softveru "Radimpex Tower" specijalizovanog za statičku, dinamičku i seizmičku analizi konstrukcija. Grede za ukrućenje konstrukcije i nošenje fasade, stubovi i rešetkasti glavni nosači modelirani su linijskim konačnim elementima, a temelji samci površinskim elementima. Konačnim elementima su pridružene mehaničke i geometrijske karakteristike koje verodostojno opisuju realne uslove na terenu. Tlo je modelirano po Winklerovom (jednoparametarskom) modelu i predstavlja sastavni deo proračunskog odnosno matematičkog modela konstrukcije.

Pored sopstvene težine svih elemenata koja je automatski generisana softverom, za kontrolu stanja napona i deformacija analizirana su i sledeća opterećenja: Opterećenje od vetra saglasno sa SRBS U.C7. 110-112; Opterećenje od snega u funkciji nagiba krovnih ravni prema važećiim Privremenim tehničkim propisima za opterećenje zgrada i opterećenje od kranske dizalice prema realnim težinama i dinamičkim efektima.

Slika 3 –Temelj samac, vezno AB platno, čelični oslonac stuba od LLd-a

Projektovani su temelji samci od armiranog betona MB30 (C25/30) pravougaonog oblika u osnovi i kaskadnog po visini, dimenzija LxB=250x140cm za karakteristične ("srednje") stubove, a dimenzija LxB=200x120cm za "ugaone" stubove, stubove kalkanskih ravni. Dubina fundiranja je 120cm i ista je za sve temelje samce. Svi glavni stubovi su postavljeni centrično na temelje samce i eliminisani su dodatni uticaji ekscentriciteta. Armirani su prema statičkom proračunu rebrastom armaturom RA400/500-2, (B500) uz primenu svih odgovarajućih stavova Pravilnika za beton i armirani beton (PBAB 87) koji se odnose na oblikovanje, minimalni razmak, minimalni zaštitni sloj, procenat armiranja i sl. za ovu vrstu konstruktivnog elementa. Svi temelji samci su povezani veznim gredama–temeljačama pravougaonog poprečnog preseka b/h=25/60-90cm i na taj način je obezbeđeno međusobno sadejstvo čitave temeljne konstruk-

cije, formiranjem temljenog roštiljnog sistema koji je karakterističan za tla sa nedovoljnom nosivošću ili nedovoljno ispitana tla. Detalji veza samaca i veznih poprečnih i podužnih greda dati su okviru izvođačkog projekta u delu koji se odnosi na grafičke priloge. Zbog očuvanja čistoće armature i betona ali i pravilnog prenošenja opterećenja na tlo, ispod čitave temeljne konstrukcije predviđen je tampon sloj od nearmiranog ("mršavog") betona debljine do 10cm na sloju dobro zbijenog šljunka 20-30cm. Na vrhu samca, projektom je predviđen i sistem za ankerovanje i vezu drvenog stuba u vidu čeličnog elementa koji se sastoji od ležišne ploče debljine 30mm, sa šest ankera prečnika RØ19 i kukama dubine 800mm, dok se sa gornje strane nalaze vertikalni profilisani limovi debljine 20mm koji ulaze u stub 700mm.

Slika 4 –Detalj konstrukcije sa prikazom krana u funkciji

Glavni noseći stubovi su složenog poprečnog preseka dimenzija 2xb/h=2x18/80/40cm promenljivog poprečnog preseka po visini. Na relativnoj visini 7.46m menjaju poprečni presek i sa visine 80cm prelaze na 40cm formirajući "prepust" na koji se oslanja kranski nosač od I profila mostne dizalice. U statičkom smislu svi glavni stubovi (GS), tretirani su kao štapovi složenog poprečnog preseka sa podmetačima u četvrtinama dužina. Podmetači su takođe predviđeni od LLD odgovarajućih dimenzija u svemu prema radioničkim detaljima. Veza između podmetača i stubova izvedena je upotrebom zavrtnjeva sa šestougaonom glavom, navrtkom i obostranim kružnim podložnim pločicama prečnika D=3d, bez moždanika. U visini oslanjanja kranskog nosača, u sklopu drvenog podmetača "G" oblika, predviđen je i dodatni čelični element za povećanje krutosti na savijanje stuba u ovom preseku s obzirom na naglu promenu momenta inercije poprečnog preseka stuba. Stub treba izraditi u jednom komadu-elementu, bez podužnih nastavaka, a potom vršiti intervencije na geometriji i rupama za spojna

sredstva vodeći računa o podužnom nastavljanju lamela i njihovih razmaka. U visini krovne konstrukcije vrši se povezivanje stubova i krovne rešetke, takođe specijalno oblikovanim podmetačima, s obzirom da oblik i karakter rešetke to dozvoljavaju, na taj način formirajući karakterističan vezač hale.

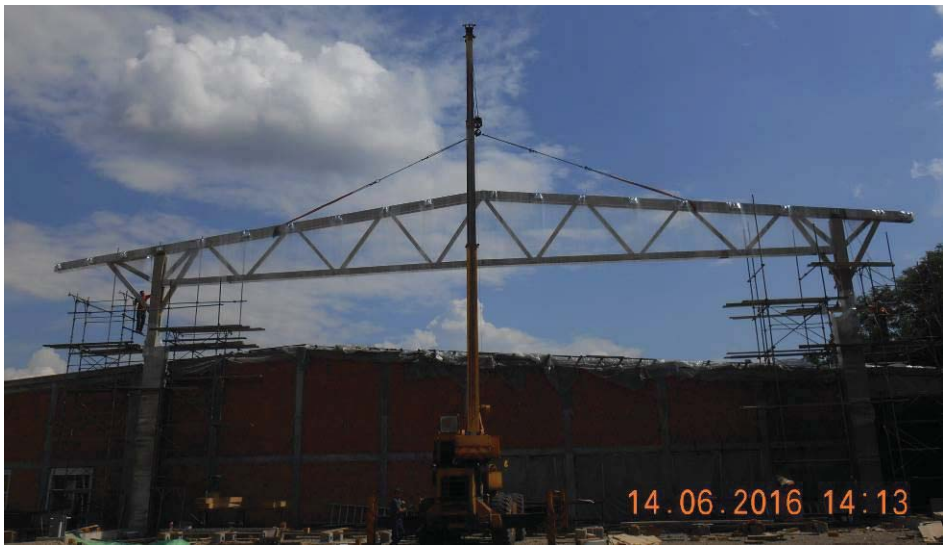
Slika 5 – Detalj sklopa glavnih konstrukcijskih elemenata objekta

Kalkanski stubovi (KS) su pravougaonog poprečnog preseka dimenzija b/h=16/39cm od LLD, četinara I klase. Pozicionirani su u kalkanskim zidovima i u kombinaciji sa kalkanskim gredama i fasadnom oblogom, zatvaraju konstrukcijsku celinu u poprečnoj ravni. Oslonjeni su na temeljne vezne poprečne grede sa proširenjima 60x60cm i povezani čeličnim elementima koji su ankerovani sa po dve kuke RØ14, čeličnom ležišnom pločom i vertikalnim profilisanim limom debljine 10mm.

Svi stubovi (GS i KS), su po visini međusobno povezani fasadnim gredama pravougaonog poprečnog preseka b/h=16/42cm od LLD, čet. I klase. Njihovo povezivanje sa stubovima omogućeno je pomoću specijalno oblikovanih čeličnih elemenata i upotrebom zavrtnjeva određenih prečnika. One su u statičkom smislu analizirane kao proste grede određenog raspona (razmak između stubova), sa adekvatnim opterećenjem.

Krovna konstrukcija raspona 28,80m i dodatnih prepusta od 3 i 5m, sastoji se od glavnih nosača projektovanih kao klasična rešetkasta drvena konstrukcija sa trougaonom ispunom, visine 3m u slemenu i 1,5m u osloncima i sistema sekundarnih nosača (rožnjača) postavljenih na rasteru od 1,40m i raspona od 5,75m. Donji pojas drvene rešetkaste strukture je horizontalan i složenog poprečnog preseka dimenzija 2x12/27cm, na relativnoj visini od +10,17m (do osovine).

Slika 6 – Vrh stuba SPP i glavni rešetkasti nosač- montaža veze



Slika 7 – Montaža prvog segmenta konstrukcije

Gornji pojas prati nagib krovnih ravni tj. pod uglom je od 6°, takođe složenog poprečnog preseka 2x12/36cm. Štapovi ispune–dijagonale su pravougaonog poprečnog preseka dimenzija b/h=14/14-20cm definisanih nivoom naprezanja i efektima izvijanja. Povezuju se sa pojasnim štapovima direktno pomoću zavrtnjeva sa navrtkom i čeličnim trakama određenog oblika. Konstrukcijskim oblikovanjem definisan je optimalan raspored svih štapova ispune unutar

rešetke, u cilju što efikasnijeg iskorišćenja nosivosti elemenata. Veza krovne rešetke i glavnih stubova izvedena je pomoću drvenih podmetača s tim što je efikasno prenošenja opterećenja sa krova na glavne stubove obezbeđeno dodatnim kosnicima u zonama maksimalnih uticaja. Kosnici su dimenzija 14/20cm, takođe od LLD četinara I klase, povezani zavrnjevima sa navrtkom u svemu prema priloženim detaljima.

U polovini raspona rešetke, zbog svojih dimenzija i gabarita, usvojen je montažni nastavak po principu unutrašnje podvezice od LLD u kombinaciji sa čeličnim podvezama-trakama koja je skrivena između dva elementa složenog poprečnog preseka donjeg pojasa i povezana zavrtnjevima sa navrtkom. Krovni rešetkasti nosač potrebno je izvesti sa nadvišenjem u iznosu Δ=15cm u polovini raspona i prema definisanom obliku parabole drugog reda. Nadvišenje je određeno u funkciji realne vlažnosti drvenih elemenata, stepena naknadnog isušivanja i dugotrajnosti spoljašnjeg opterećenja a s obzirom na prirodu i karakter osnovnog materijala-drveta.

Slika 8 – Detalj konstrukcije

Ovakav sistem, međusobno povezanih stubova i greda formira prostorni–složeni sistem hale koji ima zadovoljavajuću nosivost na vertikalno opterećenje. Za prijem uticaja od horizontalnih dejstava projektovani su spregovi-posebni elemenati koji u sadejstvu sa stubovima i gredama obezbeđuju prostornu stabilnost čitavog objekta. Spregovi (zidni i krovni) su neizostavni konstrukcijski elementi u drvenim konstrukcijama, jer pored svoje osnovne funkcije da obezbede prostornu stabilnost objekta i prihvate i prenesu horizontalna dejstva od vetra i seizmike, imaju veliki značaj prilikom izvođenja radova tj. montaže drvenih elemenata.

Vertikalni zidni spreg u podužnom zidu je predviđen u prvom i poslednjem zidnom "polju", od glatkog čeličnog profila Ø20 povezanog u svim čvorovima sa po 2M20 zavrtnja i zatezačima odgovarajućeg prečnika. U vrhu ovog sprega, postavlja se "K" spreg od punog LLD dimenzija 16/16 i povezuje sa krovnim poprečnim i podužnim spregovima u svemu

prema izvođačkim detaljima. Vertikalni zidni spreg u poprečnom (kalkanskom) zidu je predviđen od glatkog čeličnog profila Ø14 povezanog u svim čvorovima sa po 2M14 zavrtnja i zatezačima odgovarajućeg prečnika.

Poprečni krovni spreg je predviđen u prvom i poslednjem krovnom "polju" (formira konstrukcijsku celinu sa vertikalnim zidnim spregom u podužnom zidu), od glatkog čeličnog profila Ø20 i Ø14, dok je kompletan podužni krovni spreg prečnika Ø14 s obzirom na svoju konstruktivnu ulogu i male statičke uticaje.

Rožnjače (R) su projektovane i analizirane kao proste grede raspona B=5,75m, pretpostavljenih dimenzija b/h=14/27cm, na međusobnom rasteru λ= 2,1m po osnovi krovne konstrukcije. Poprečni presek rožnjača u odnosu na horizontalu nagnut je za ugao od 6° i izvode se od LLD četinara prve klase, kao i glavni elementi konstrukcije. Na osnovu naponsko-deformacijske analize za koso savijene elemente, kao što je ovaj, dokazane su pretpostavljene vrednosti dimenzija poprečnog preseka sekundarnog nosača-rožnjače sa dovoljnim iskorišćenjem preseka. Veza rožnjača i glavnih rešetkastih konstrukcija rešena je upotrebom specijalno oblikovanih čeličnih elemenata-„papučama'' debljine 6mm i zavrnjevima sa navrtkom M10 i M12 prema realnim uticajima u rožnjači.

3. MATERIJALIZACIJA I TEHNIČKI USLOVI IZRADE ELEMENATA OD LLD-A

Za sve konstrukcijske elemente predviđena je upotreba lepljenog lameliranog drveta četinara prve kvalitetne klase–zdravo drvo (bez grešaka) maksimalne unutrašnje vlažnosti 15% (suvo drvo). Celokupna proizvodnja lepljenih elemenata-laminata treba da se odvija u halama i radionicama specijano opremljenih za ovu vrstu poslova. S obzirom da je tehnološki proces proizvodnje lepljenih lameliranih konstrukcija veoma složen, ou narednom će biti date samo osnovne napomene i uputstva. Pre lepljenja bar sedam dana drveni elementi laminata se prenose iz sušare i ispravno lageruju u radionici gde će se vršiti lepljenje. Uslovi u radionici tj. temperatura i vlažnost vazduha treba da imaju konstantne vrednosti prema uputstvu proizvođača lepka i iste je neophodno redovno kontrolisati. Pre početka lepljenja, blanjane povšine svih lamela se moraju kvalitetno očistiti i odmastiti od svih masnoća, prljavština i prašine a sve u cilju što veće athezije između lepka i drveta. Prilikom čišćenja površina, vizuelno izvršiti pregled stanja svih lamela i opšteg stanja "paketa". U slučaju nekih nepravilnosti, biološkog ili mehaničkog karaktera, neophodno je te lamele odstraniti i zameniti potpuno ispravnim i zdravim. Maksimalna debljina lamela u jednom lameliranom elementu je 32mm. Kod izrade dugačkih elemenata mora se voditi računa o podužnom nastavljanju lamela u okviru paketa koje mora biti u svemu prema propisima. Lepljenje lamela posle slaganja u željeni oblik i paket, vrši se pod pritiskom pomoću posebno konstruisanih presa ili stega i on mora biti ravnomerno raspoređen po čitavoj površini lamela. Da bi ovaj uslov bio ispunjen, potrebno je formirati dovoljno velike podmetače ispod presa. Veličina pritiska kojim se opterećuje paket ne sme biti manji od 50N/cm² i on zavisi od vrste i kvaliteta lepka kao i od uputsva proizvođača lepkova. Vreme potrebno za vezivanje (držanje slepljenog elementa pod pritiskom) je funkcija više parametara, pre svega vrste lepka i mikroklimatskoh uslova u radionici. Za lepljenje laminata mogu se upotrebljavati samo i isključivo lepkovi koji odgovaraju važećim standardima i propisima za drvene konstrukcije. Gotovi elementi do LLD se lageruju i skladište do ugradnje u zatvorenim prostorijama u potpunisti zaštićeni od svih destruktivnih uticaja, bilo mehaničke ili biološke prirode.

4. ZAKLJUČAK

Prikazana nestandardna konstrukcija proizvodne hale, u celosti izvedena od LLD-a, primer je kako se sa drvetom može ići dalje od uobičajenih navika gradnje ovakvih objekata. Rešetkasti drveni nosači velikih raspona ne predstavljaju, naravno, veliki konstrukterski izazov i obično se oslanjaju na neku formu koja je od armiranog betona, mada, ponekad i od čelika.

Ovaj rad ističe originalnost našeg rešenja u primeni stubova od LLD-a, visine od, gotovo, 12,0m, složenog poprečnog preseka (SSPP), stubova kod kojih su elementi koji idu celom njihovom visinom mestimično povezani podmetačima, oblika, rasporeda i dimenzija poprečnih preseka, određenih u skladu sa statičkim uticajima i optimalnim iskorišćenjem odgovarajućih naponskih stanja u karakterističnim presecima, sagledanih kroz teorijske osnove spregnutih nosača, tj. nosača složenog poprečnog preseka.

Činjenica da SSPP od LLD-a nose i dve kranske konstrukcije koje pokrivaju kompletan unutrašnji korisni prostor objekta i kompletnu krovnu konstrukciju je upravo taj iskorak koji je napravljen projektovanjem i izvođenjem ovog objekta

LITERATURA

[1] Cvetković R., Marković N., Conić S., Stojić D.: Glavni projekat konstrukcije od LLD-a proizvodne hale, 2016.

[2] Evrokod 5-Proračun drvenih konstrukcija-Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, EN 1995-1-1:2004, Beograd, 2009.

[3] Gojković M. Stojić D.: Drvene konstrukcije, Građevinski fakultet u Beogradu, Beograd 1996.

[4] JUS U.C.9.200 Projektovanje i izvođenje drvenih konstrukcija. Konstrukcije od monolitnog drveta i ploča , 1984.

[5] U.C9.300 Projektovanje i izvođenje drvenih konstrukcija. Konstrukcije od lepljenog lameliranog drveta.

[6] DIN 1052 (4.88) HolzbauWerke,

Teil 1: Berechnung und Ausfuehrung

Teil 2: Mechanische Verbindungen

Teil 3: Holzhaeuser in Tafelbauart, Berechnung und Ausfuehrung

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-19
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Milan Spremić[1], *Nenad Fric*[2], *Zlatko Marković*[3]

MOŽDANICI SA GLAVOM - MOGUĆNOSTI I OGRANIČENJA PRIMENE U ZGRADARSTVU

Rezime:

Moždanici sa glavom imaju veoma široku primenu kod spregnutih konstrukcija u zgradarstvu i mostogradnji. Pored primene u smičućim spojevima spregnutih konstrukcija postaju i nezamenljiv element u vezama čeličnih elemenata sa armiranobetonakom konstrukcijom. Osnovni preduslov za njihovo pravilno i optimalno korišćenje je poznavanje standarda i procedura njihovog proračuna, konstruisanja veza ali i postupka ugranje i ispitivanja ugrađenih moždanika. U ovom radu prikazan je postupak ugradnje i sublimirana su iskustva primene elastičnih čep moždanika na nekoliko objekata zgradarstva izgrađenih u Republici Srbiji u proteklih dve godine.

Ključne reči: moždanici sa glavom, zavarivanje moždanika, ispitivanje moždanika

HEADED STUDS-POSSIBILITIES AND RESTRICTIONS OF USAGE IN BUILDING

Summary:

Headed studs have a very wide application in composite structures in building and bridge construction, above all. In addition to the application in shear connections of composite structures, they become an irreplaceable element in the connections between steel structural elements and reinforced concrete structure. The basic precondition for their proper and optimal usage is knowledge of standards and procedures of calculation, detail design, welding procedures and stud testing. In this paper headed studs welding procedure is shown, as well as experience of usage of headed studs in a few buildings built in Republic of Serbia in last few years.

Key words: headed studs, stud welding, stud testing

[1] *PhD, Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering University of Belgrade, spremic@imk.grf.bg.ac.rs*
[2] *PhD, Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering University of Belgrade, fric@imk.grf.bg.ac.rs*
[3] *PhD, Professor, Faculty of Civil Engineering University of Belgrade, zlatko@imk.grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

U najširem smislu moždanici sa glavom su spojna sredstva za ostvarivanje veze konstrukcionog čeličnog elementa sa armiranobetonskom konstrukcijom. Unapređenjem tehnologije elektrolučnog zavarivanja stvorili su se uslovi za masovnu promenu ovog tipa spojnog sredstvaa. Elektrolučno zavareni moždanici sa glavom su daleko najrasprostranjeniji tip konektora koji se primenjuje u spregnutim konstrukcijama od čelika i betona za izvođenje podužnog smičućeg spoja u spregnutim nosačima. Moždanici sa glavom koriste se za izvođenje veza čeličnih konstruktivnih elemenata sa armiranobetonskom konstrukcijom. Postupak izvođenja je delom automatizovan sa ciljem da se greške svedu na najmanju moguću meru. Određeni koraci u postupku zavarivanja se moraju kontrolisati od strane odgovornog izvođača radova kako bi se postigao zahtevani nivo kvaliteta.

Cilj autora ovoga rada je da stručnu javnost upozna sa iskustvima koje su stekli tokom poslednje decenije u više pogona za izvođenje čeličnih konstrukcija kao i na gradilištima na kojima su izvođeni moždanici sa glavom. U radu su prikazani i standardom propisani postupci kontrole kvaliteta izvođenja moždanika sa glavom. Obaveza izvođača i stručnog nadzora je da tokom izvođenja sprovedu propisanu kontrolu. Nažalost, praksa je pokazala da se propusti dešavaju i iskusnim izvođačima. Nekada su propusti rezultat nedovoljne snage električne energije na mestu zavarivanja, nekada loši klimatski uslovi tokom izvođenja, a vrlo često propusti su rezultat neobučenosti rukovaoca kao i neinformisanost i propusti u kontroli izvođenja od strane odgovornog izvođača radova.

2. POSTUPAK UGRADNJE ELASTIČNIH MOŽDANIKA SA GLAVOM

Elektrolučno zavarivanje moždanika je postupak zavarivanja koji se koristi u industriji poslednjih 60 godina. U građevinarstvu elektrolučno zavarivanje se koristi za nastavljanje armature i za zavarivanje moždanika sa glavom u smičućim spojevima spregnutih konstrukcija od čelika i betona. Posebno treba naglasiti da izvođenje moždanika sa glavom zahteva specifičnu opremu i obučenu radnu snagu. Gabariti i težina elemenata opreme za zavarivanje zavise od prečnika moždanika koji se mogu zavarivati. Za uobičajene prečnike moždanika koji se koriste u spregnutim konstrukcijama u građevinarstvu (od 16 do 25 mm), težina opreme je od 245 kg do 320 kg. Ovo se mora imati u vidu prilikom organizacije izvođenja radova da bi se obezbedili oprema i mehanizacija za manipulisanje opremom za zavarivanje.

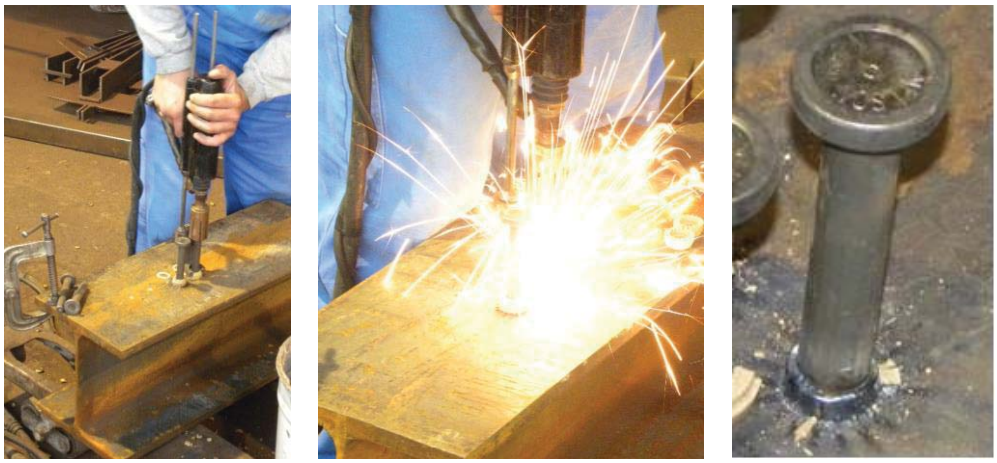
Elektrolučno zavarivanje moždanika se izvodi bez elektroda (dodatnog materijala). Postupak zavarivanja moždanika sa glavom (slika 1) može podeliti u četiri koraka [1]:

I Postavljanje moždanika i keramičke čaure u alat - pištolj i postavljanje pištolja u položaj za zavarivanje na osnovnom materijalu - čeličnom profilu,

II Rukovalac držeći alat na mestu zavarivanja, startuje zavarivanje, koje se dalje odvija automatski. Pištolj odvaja moždanik od osnovnog materijala, stvarajući zadati zazor (oko 1,6 mm) između moždanika i osnovnog materijala koji je uslov za formiranje električnog luka. Za formiranje električnog luka prilikom zavarivanja potrebna je električna energija snage od 1200 Amps do 1900 Amps u zavisnosti od prečnika moždanika.

III Električni luk u vremenu od 0,64 s do 1,0 s topi deo moždanika uz osnovni materijal. Istovremeno alat potiskuje moždanik ka osnovnom materijalu za 3,2-6,4 mm. Visina potiskivanja moždanika prema osnovnom materijalu zavisi od prečnika moždnaika. Prilikom potiskivanja moždanika mešaju se rastopljeni materijali moždnika i konstrukcionog čelika i ispunjavaju prostor unutar keramičke čaure. Ispunjavanjem prostora unutar keramičke čaure formira se šav.

IV Zavarivanje je završeno alat se odiže od čeličnog profila i posle nekoliko sekundi uklanja se keramička čaura.



Slika 1 – Zavarivanja moždanika sa glavom [2]

Važno je napomenuti i sledeće činjenice:

- Opremom za zavarivanje se može ugraditi određeni ograničeni opseg prečnika moždanika.
- Prihvat za moždanik i keramičku čauru je unikatan za svaki prečnik i tip moždanika. Jedan tip opreme za ugradnju može prihvatiti ograničen opseg prečnika moždanika.
- Osim podešavanja aparata za zavarivanje mora se podesiti i oprema za prihvat moždanika. Važno je podesiti veličinu zazora za formiranje električnog luka i veličinu pomeranja moždanika ka osnovnom materijalu.
- Pre početka ugradnje moždanika neophodno je i jako korisno, izvesti određeni broj probnih zavarivanja na kojima će se vizuelnom kontrolom i kontrolom savijanjem proveriti kvalitet izvođenja.

Zavarivanje moždanika sa glavom kroz profilisani lim može izvoditi samo odgovarajućom, za to predviđenom opremom. U domaćoj izvođačkoj praksi moždanici su se izvodili kroz unapred pripremljene otvore u profilisanom limu. Podjednako je važno u slučajevima kada se zavarivanje izvodi kroz profilisani lim da se pored odgovarajuće opreme koriste i odgovarajući tip profilisanog lima. Antikoroziona zaštita profilisanog lima, kvalitet čelika od koga je izveden lim i debljina profilisanog lima su ključni parametri koji opredeljuje da li se moždanici sa glavom mogu direktno zavarivati kroz profilisani lim.

Akreditovane institucije za izdavanje atesta za zavarivače ne izdaju ateste za radnike koji izvode elektrolučno zavarivanje moždanika. Moguće je organizovani obuku radnika za rad sa

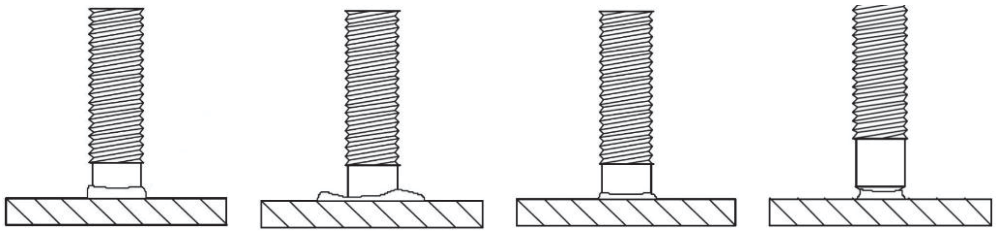
opremom za elektrolučno zavarivanje moždanika sa glavom i dobiti odgovarajuću potvrdu nadležne akreditovane institucije ali ne i atest.

3. ISPITIVANJE MOŽDANIKA

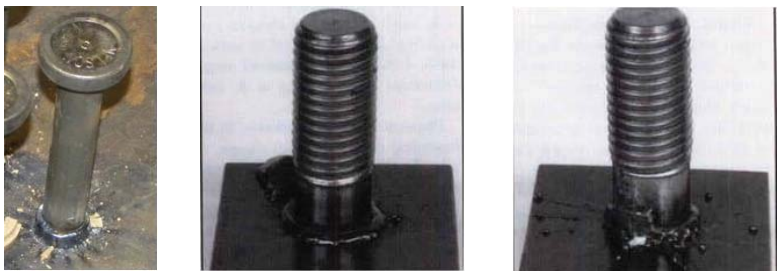
Postupci ispitivanja moždanika definisani su standardom SRPS EN ISO 14555 [3]. Pored postupka ugradnje i postupaka ispitivanja probnih moždanika definisane su i procedure i postupci ispitivanja već ugrađenih moždanika. Pored vizuelene makroskopske kontrole standard propisuje i metode ispitivanja ugrađenih moždanika: savijanjem, čupanjem–zatezanjem i torzijom.

3.1. VIZUELNI PEGLED UGRAĐENIH MOŽDANIKA

Bez obzira na broj i prečnik ugrađenih moždanika, vizuelni pregled šavova na spoju moždanika i nosača obavezan je vid kontrole i prvi indikator kvaliteta ugradnje moždanika. Za uspešnu vizuelnu kontrolu neophodno je iskustvo na ugradnji i kontroli moždanika kao i poznavanje najčešćih grešaka do kojih dolazi u postupku ugradnje. Vizuelnim pregledom pre svega se utvrđuju uniformnost oblika i dimenzija šava kao i položaj, dužina i ugao koji moždanik zauzima nakon zavarivanja [1]. Ispravno izveden šav i najčešće greške prilikom zavarivanja ilustrovani su na slikama 2 i 3.



Slika 2 – Vizuelni pregled šavova: a) pravilno izveden šav, b) "topao" šav, c) "hladan" šav i d) prekid u šavu [1]



Slika 3 – Izgled šava: a) pravilno izveden šav, b) "topao" šav, c) "hladan" šav [4]

Pravilno izveden šav (slika 2a i slika 3a) je čist gladak šav dovoljne visine celim obimom (360°) oko moždanika. Spoj treba da bude sjajan, svetlo plave boje sa blagim prelazom sa dodatnog na osnovi materijal. Jednostavna kontrola kvaliteta ugradnje moždanika može se izvesti i poređenjem dužine zavarenog i nezavarenog moždanika. Zavareni moždanik mora biti kraći za oko 3 mm.

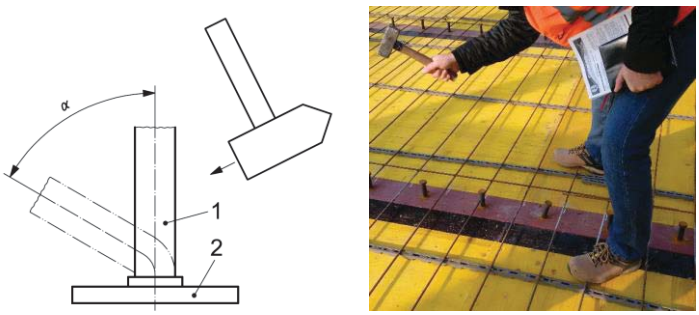
"Topao" šav (slika 2b i slika 3b) je konkavni šav koji se nalazi neposredno iznad površine na koju se ugrađuju moždanici (tzv. izbledeli spoj). Takođe, može se pojaviti višak materijala rasprskan izvan zone keramičkog prstena. Neretko su uočljiva mesta na kojima je progoren osnovni materijal. U slučaju ovakvih spojeva potrebno je izvršiti korekcije postupka ugradnje i to skraćenje vremena ugradnje ili smanjenje sile pritiska u toku ugradnje ili obe korekcije simultano.

Hladan šav (slika 2c i slika 3c) na spoju moždanika i podloge znači da šav nije formiran po celom obimu moždanika ili da nema dovoljnu visinu duž celog obima. Važno je znati da se ovakav šav može dobiti i u slučaju nedovoljnog pritiska moždanika na podlogu u toku ugradnje pa je pre preuzimanja bilo kakvih mera neophodno proveriti opremu za ugradnju. Još jedan indicator "hladnog" šava je pojava materijala tamno sive boje i/ili malih šiljaka koji se javljaju na površini šava. U slučaju ovakvih spojeva potrebno je produžiti vreme ugradnje i/ili povećati pritisak moždanika na podlogu u toku ugradnje.

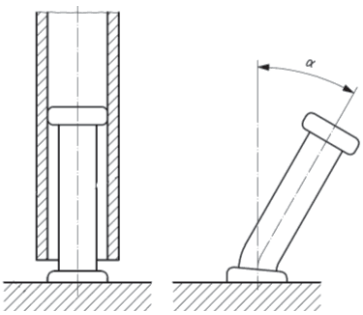
Prekinut šav (slika 2d) nastaje kada je baza moždanika delimično istopljena, a moždanik oslonjen na podlogu preko malog dela svoje baze. Ova pojava najčešće je uzrokovana loše podešenim pištoljem za ugradnju moždanika što sprečava ispravno spuštanje moždanika na podogu ili trenjem moždanika o keramički prsten u toku ugradnje (moždanik nije centrično postavljen u odnosu na prsten).

3.2. KONTROLA MOŽDANIKA SAVIJANJEM, TORZIJOM I ZATEZANJEM

Kontrola moždanika savijanjem primenjuje se u svim fazama izgradnje konstrukcije. Efikasno se može sprovesti i u radionici i na samom gradilišu, bilo da su elementi čelične konstrukcije sa moždanicima već namontirani ili samo isporučeni na gradilište. Postupak se sprovodi udarcima čekićem (slika 4) ili se savijanje vrši uz pomoć alata u vidu cevi adekvatnog prečnika i dužine (slika 5). Za slučaj elastičnih čep moždanika sa glavom savijanje se vrši dok moždanik ne zauzme ugao od 60°. Ukoliko nakon savijanja ne dođe do pojave prslina u spoju moždanika i podloge moždanik se ne vraća u prvobitan položaj, a smatra se da je nivo izvođenja šava zadovoljavajući.



Slika 4 – Kontrola moždanika savijanjem udarcima čekićem [3]



Slika 5 – Kontrola moždanika savijanjem uz pomoć alata [3]

Kada se moždanici koriste za formiranje spojeva u kojima se čelični elementi oslanjaju na armiranobetonske stubove ili grede, moždanike je potrebno ispitati i na zatezanje i torziju. U oba slučaja koristi se posebno formiran alat, a ispitivanja je najčešće moguće izvesti i na gradilištu. Postupci se sprovode u svemu prema odredbama standarda [3].

U slučaju da se utvrdi da značajan broj od nasumično ispitanih možanika ne ispunjava kriterijume kvaliteta, broj ispitanih moždanika se povećava. U ekstremnom slučaju potrebno je ispitati sve moždanike. Rezultat ispitivanja lose ugrađenih moždanika savijanjem prikazan je na slici 6.

Slika 6 – Kontrola moždanika savijanjem

4. GREŠKE PRILIKOM UGRADNJE

Kvalitetno sprovođenje postupka ugradnje moždanika sa glavom, bilo da se radi o ugradnji u radionici ili na licu mesta (na gradilištu), pre svega podrazumeva:

- kvalifikovanu radnu snagu. Iskustva iz prakse pokazuju da ovaj kriterijum nije ispunjen u velikom broju slučajeva. Ukoliko radnici nisu prošli obuku za rukovanje opremom za ugradnju moždanika kvalitet moždanika ugrađenih u periodu upoznavanja sa opremom najčešće nije zadovoljavajući, što dovodi do značajnih materijalnih troškova ali i ugrožavanja dinamike radova. Loše ugrađenje moždanike potrebno je zameniti novim čiji rok isporuke (ukoliko nisu unapred nabavljeni) može biti i nekoliko nedelja,

- pravilno podešen zazor između ankera i podloge na koju se ugrađuje, a koji je definisan u funkciji prečnika moždanika. Potreban zazor odnosno jačina pritiska moždanika na podlogu neposredno pre zavarivanja postiže se podešavanjem hoda pištolja za ugradnju što je nepoznanica za nekvalifikovanu radnu snagu,
- pravilno podešenu jačinu struje na aparatu za ugradnju moždanika. Nedovoljna jačina struje rezultovaće nepotpunim šavom na spoju moždanika i podloge i obrnuto,
- minimum atmosferskih uslova što podrazumeva temperature vazduha, moždanika i podloge od +5°C ili više, kao i odsustvo vlage iz keramičkih prstenova, moždanika i podloge. Moždanici se mogu kvalitetno ugrađivati i na nižim temperaturama vazduha ali je u tom slučaju zagrevanje moždanika podloge i keramičkih prstenova neophodno.

U slučaju ugradnje moždanika sa glavom na temperaturama ispod +5°C neophodno je na adekvatan način izvršiti zagrevanje (sušenje) keramičkih prstenova, moždanika i podloge na koju se moždanici ugrađuju. Sušenje keramičkih prstenova i zagrevanje moždanika pre ugradnje može se efikasno sprovesti u gradilišnim pećnica za sušenje elektroda, dok je za zagrevanje podloge najčešće potreban otvoreni plamen – brener (slika 7b). Primena ručnih alata kao što je brusilica (slika 7a) pokazala se nedovoljnom za zagrevanje masivnih valjanih "I" nosača na koje je porebno ugraditi moždanike.

a) b)

Slika 7 – Zagrevanje podloge za ugradnju moždanika a) uz pomoć brusne ploče, b) uz pomoć otvorenog plamena - gorionika

Posledica primene vlažnih keramičkih prstenova ili prisustva vlage na moždanicima ili podlozi rezultuje formiranjem šava koji ne ispunjava potrebne uslove po pitanju svoje strukture i kompaktnosti, a predmetni moždanici po pravilu ne mogu da zadovolje ispitivanje savijanjem do ugla 60° (slika 9).

U slučaju neadekvatne upotrebe opreme za ugradnju moždanika (prevelik zazor između moždanika i podloge ili nedovoljna jačina struje) kao rezultat dobija se moždanik koji je za podlogu zavaren šavom koji ne ispunjava uslove po pitanju kontinuiteta – najčešće se šav nalazi samo na delu obima moždanika dok ostatak ostaje praktično nezavaren (slika 8b).

a) b) c)

Slika 8 – a) prisustvo vlage, b) i c) lose podešena oprema za zavarivanje

5. ZAKLJUČAK

Prikazani primeri iskustva iz prakse ukazuju da je neophodno da se prilikom početka izvođenja radova testira postupak ugradnje i oprema u prisustvu obučenih radnika i odgovornih izvođača koji imaju iskustva u izvođenju elektrolučnog zavarivanja moždanika. Da bi se postigao standardom propisani nivo kvaliteta izvođenja zavarivanja moždanika treba imati u vidu sledeće:

- Korisno je zahtevati potvrdu akreditovane institucije da su radnici obučeni za rad sa opremom za elektrolučno zavarivanje moždanika sa glavom.
- Potrebno je izvesti određen broj probnih moždanika sa glavom i ispitati kvalitet zavarivanja u skladu sa odredbama standarda.
- Zavarivanje mogu izvoditi samo obučeni radnici.
- Organizacijom izvođenja radova na gradilištu se mora predvideti adekvatno napajanje električnom energijom. Moraju se predvideti bezbedni postupci za manipulaciju opremom za zavarivanje.
- Potrebno je voditi računa o vremenskim uslovima. Kada se mora izvoditi zavarivanje po vlažnom i hladnom vremenu predvideti zaštitu radnog mesta i predgrevanje osnovnog materijala.

LITERATURA:

[1] Welding handbook, Eight edition, American welding society, Volume 2, March 1993.

[2] Spremić M.: Analiza ponašanja grupe elastičnih moždanika kod spregnutih nosača od čelika i betona, Doktorska disertacija, Univerzitet u Beogradu, 2013.

[3] SRPS EN ISO 14555:2017, Zavarivanje – Elektrolučno zavarivanje vijaka na metalnim materijalima, CEN, 2017.

[4] Harry A. Chambers: Principle and practice of stud welding, PCI Journal Precast/Prestressed Concrete Institute, September – October 2001

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-20
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Tamara Šumar[1]

VODOZAHVATNA KULA BRANE KUFRANJA - EFEKTI IZMEŠTANJA KULE NA NJEN SEIZMIČKI ODGOVOR

Rezime:

Prilikom izvođenja iskopa za uvodni kanal i diverzioni tunel brane Kufranja, Izvođač je otkrio da je debljina raspadnutog materijala mnogo veće debljine nego što je očekivano i ulazni portal diverzionog tunela je pomeren 35m nizvodno od predviđene lokacije. Usled toga došlo je do izvođenja velikih iskopa i debljina materijala u zoni uklještenja buduće vodozahvatne kule je značajno redukovana. Posledično, konstrukcija vodozahvatne kule je morala da bude prilagođena novim topografskim uslovima. Modifikacija projekta je obuhvatila dva alternativna tehnička rešenja sa posebnom pažnjom posvećenom efektima zemljotresa na projektovane konstrucije.

Ključne reči: Vodozahvatna kula, promena kote uklještenja

KUFRANJA DAM INTAKE TOWER – EFFECTS OF CHANGING TOWER POSITION TO ITS SEISMIC RESPONSE

Summary:

During excavations performed for the construction of Kufranja Dam Inlet Channel and Diversion Tunnel the Contractor uncovered that the thickness of loose material is much thicker than expected and the Diversion Tunnel upstream portal was relocated approximately 35m downstream of its tendered position. This induced large excavations and great reduction in thickness of the ground for Multilevel Water Intake embedment. Consequently, the Multilevel Water Intake structure had to be adjusted to the new topographical conditions. The Design Modification covers two alternative technical solutions duly respecting the effects of earthquake on designed structures.

Key words: Multilevel Water Intake, change of embedment level

[1] *dipl.inž.građ, Energoprojekt Hidroinženjering, bul. Mihajla Pupina 12, tsumar@ephydro.com*

1. UVOD

Brana i akumulacija Kufranja u Jordanu predstavlja sistem namenjen vodosnabdevanju. Brana je izgrađena od kamenog nabačaja sa betonskim ekranom 75m visine, ima bočni preliv sa brzotokom i ski odskokom i vodozahvatnu kulu sa derivacionim tunelom i nizvodnom zatvaračnicom. U okviru vodozahvatne kule smešten je i temeljni ispust.

Vodozahvatna kula brane Kufranja je prvobitno projektovana kao delimično ukopana, sa dva tunelska zahvata od kojih je najniži namenjen za temeljni ispust. Prečnik svetlog otvora kule je 4,15m a debljina zida 60cm. Kula je prvobitno projektovana na rastojanju od 74m nizvodno od uzvodnog portala diverzionog tunela i njena visina od dna tunela do vrha kule je bila 73m. Visina dela konstrukcije iznad kote terena je bila 31,5m.

2. PROMENE TOPOGRAFSKIH I GEOLOŠKIH USLOVA

Prilikom izvođenja iskopa za uzvodni portal i ulaznu građevinu diverzionog tunela konstatovano je da je debljina degradiranog sloja stene znatno veća nego što je to procenjeno na osnovu oskudnog fonda istražnih radova u fazi projektovanja. Ovaj raspadnuti materijal je bilo neophodno ukloniti u potpunosti i posledično je došlo do pomeranja uzvodnog portala tunela za oko 35m nizvodno.

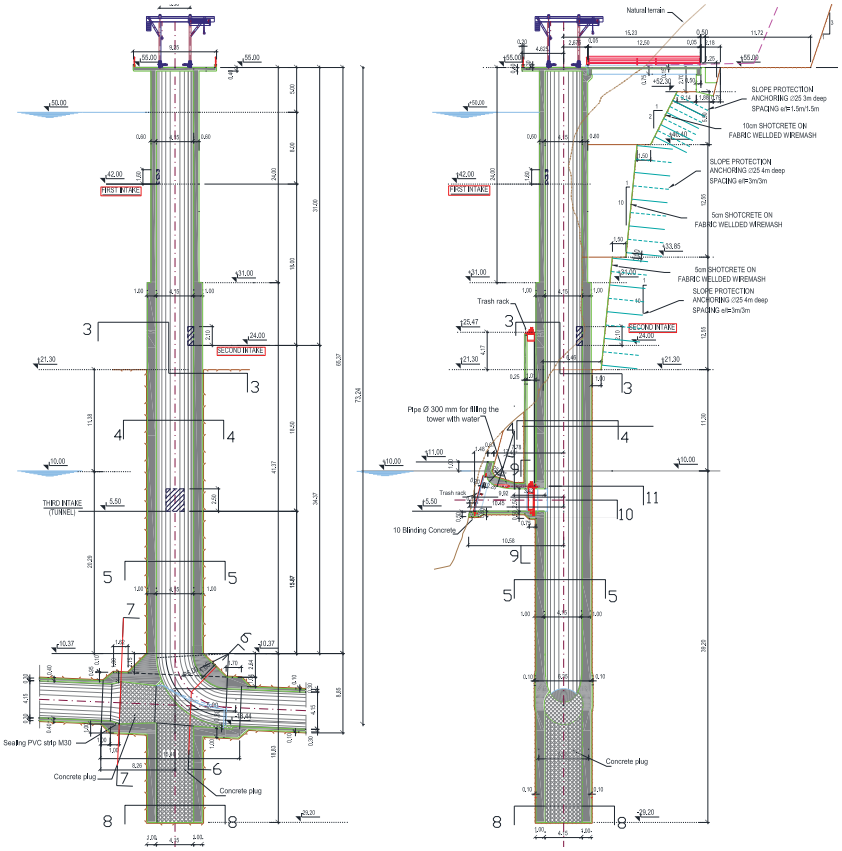
Da bi se uklonio sav degradiran materijal i izveli iskopi za portal bilo je potrebno ukloniti velike količine materijala (približno 70.000m3). Prilikom izvođenja ovih radova konstatovano je da je debljina zdrave stene u zoni uklještenja vodozahvatne kule veoma mala i da će se realno uklještenje objekta nalaziti na mnogo nižoj koti nego što je to u projektu usvojeno. Usled toga bilo je potrebno izvršiti odgovarajuća prilagođenja konstrukcija novim topografskim i aktuelnim geološkim uslovima.

3. VARIJANTNA REŠENJA

Imajući u vidu topografske, geološke i hidrauličke uslove, kao i uslove Ugovora između Investitora i Izvođača, analizirana su dva tehnička rešenja vodozahvatne kule. Prvo rešenje je podrazumevalo da se pozicija kule ne menja, već da se promena kote uklještenja kompenzuje produbljenjem fundamenta kule i povećanjem količine armature u zoni uklještenja, dok se drugo predloženo rešenje sastojalo u izmeštanju celog objekta 34,5m nizvodno, po osi tunela.

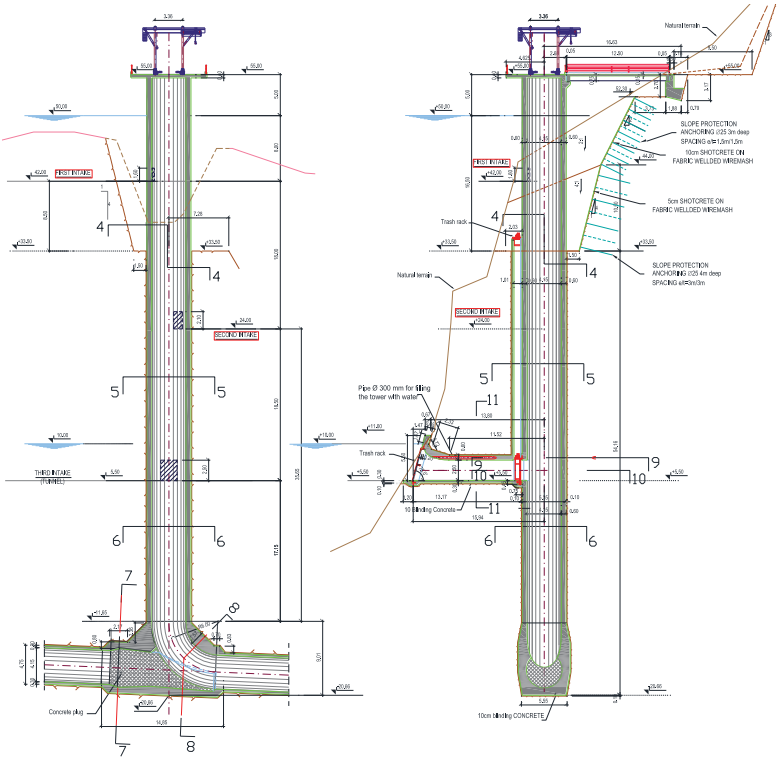
U slučaju prvog varijantnog rešenja, sa zadržavanjem objekta na istoj lokaciji, kota uklještenja je spuštena za 14m. Prvi proračuni su pokazali da je u ovakvim uslovima kula nestabilna pri pojavi zemljotresa i kako bi se obezbedilo njeno uklještenje u stensku masu, urađene su sledeće modifikacije originalnog rešenja:

- Dno cilindričnog tela kule je spušteno za 11m ispod donje kote iskopa tunela. U ovom delu bi zid cilindra bio adekvatno armiran, a njegova unutrašnjost ispunjena betonom.
- Debljina zida cilindričnog tela kule bi bila povećana sa 60cm na 100cm do kote +31,00mnm, odnosno, u donjih 60m visine.
- Na mestu veze vodozahvatne kule i diverzionog tunela debljina tunelske obloge je povećana na 100cm.



Slika 1. Vodozahvatna kula – prvo varijantno rešenje

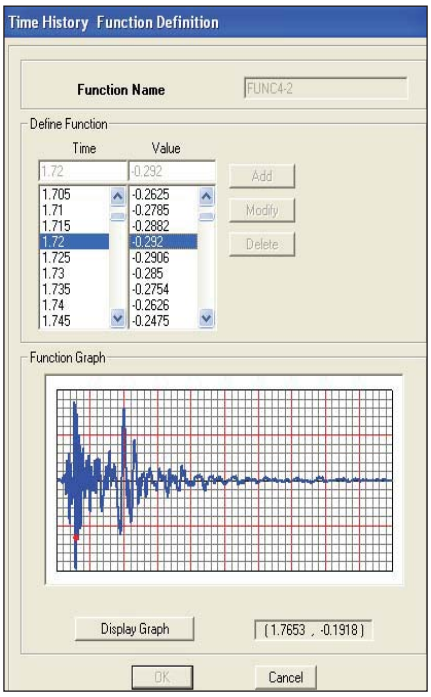
Za drugo varijantno rešenje, sa izmeštanjem objekta, razmatran je potez na osi diverzionog tunela između prvobitno projektovane lokacije kule, do platoa ispred bočnog preliva. Izabrana je lokacija najbliža platou bočnog preliva, gde su topografski uslovi bili najpovoljniji sa stanovišta obezbeđenja uklještenja kule. Na ovoj lokaciji kota uklještenja je podignuta u odnosu na prvobitno projektovanu za 4,5m. Imajući u vidu da viša kota uklještenja obezbeđuje bolju stabilnost objekta, geometrija konstrukcije kule za ovo rešenje nije izmenjena u odnosu na originalno projektovanu. Izmene su nastale u orijentaciji vodozahvata u horizontalnoj ravni, usled blizine uzvodnog lica brane. Pristupni most je ostao isti kao i prvobitno projektovani, uz manje izmene u položaju ose radi prilagođenja topografskim uslovima.



Slika 2. Vodozahvatna kula – drugo varijantno rešenje

4. SEIZMIČKA ANALIZA VARIJANTNIH REŠENJA

Proračuni za oba varijantna rešenja su urađeni na prostornim modelima konstrukcija programom SAP2000. Seizmički odgovor konstrukcija je testiran kroz "time history" analizu za više zapisa različitih zemljotresa koji su birani u skladu sa proračunatim sopstvenim frekvencijama prvih modova oscilovanja za obe konstrukcije i sa očekivanim karakteristikama zemljotresa za dolinu reke Jordan (očekivane frekvencije, maksimalna ubrzanja). Obe konstrukcije su analizirane za sve odabrane zapise. U daljem tekstu prikazaće se samo rezultati za zapis koji je dao maksimalne uticaje i najveća pomeranja konstrukcija.



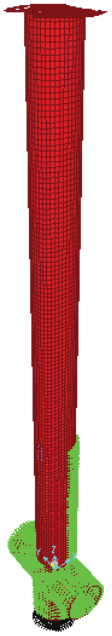
Slika 3. Merodavni zapis zemljotresa

Kula se za obe lokacije fundira u slojevima krečnjaka i laporovitih krečnjaka koji se međusobno smenjuju. Debljine slojeva se kreću u rasponu 5-10m. Fizičko-mehaničke karakteristike ovih slojeva su prikazane u narednoj tabeli.

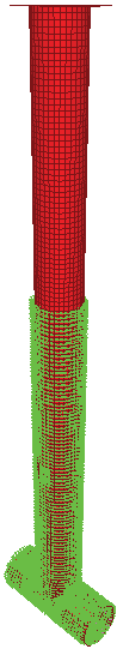
Tabela 1. Fizičko – mehaničke karakteristike slojeva

	Zapreminska težina γr [kN/m3]	***Modul elastičnosti Er [GPa]***	***Monoaksijalna čvrstoća [Mpa]***	***Ugao unutrašnjeg trenja φr [°]***
Krečnjak	***25.0***	***3.1***	***35.0***	***40***
Laporoviti krečnjak	***24.0***	***2.6***	***25.0***	***35***

Oslanjanje objekta na slojeve stene je simulirano zadavanjem elastičnih oslonaca sa karakteristikama koje odgovaraju slojevima kojima pripadaju.



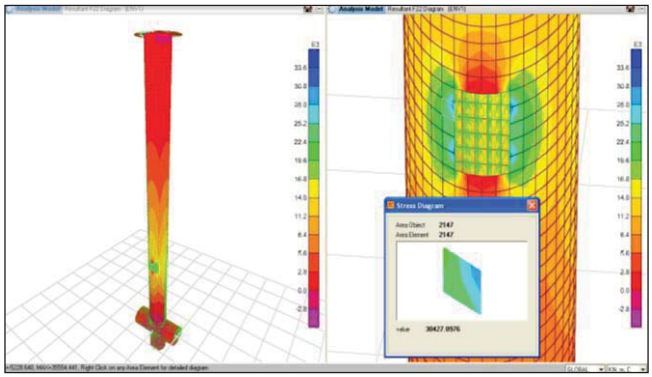
Slika 4. Prostorni model kule na staroj lokaciji



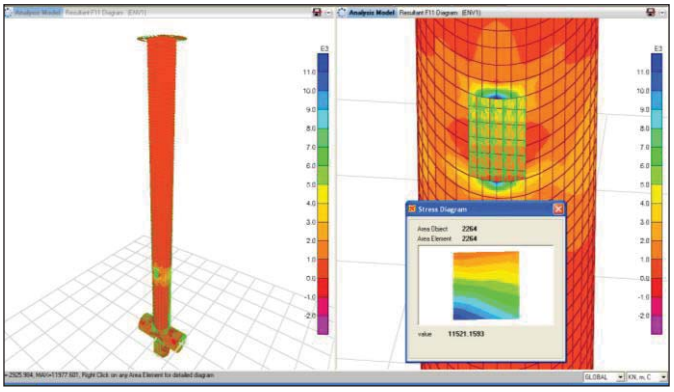
Slika 5. Prostorni model kule na novoj lokaciji

5. REZULTATI ANALIZE

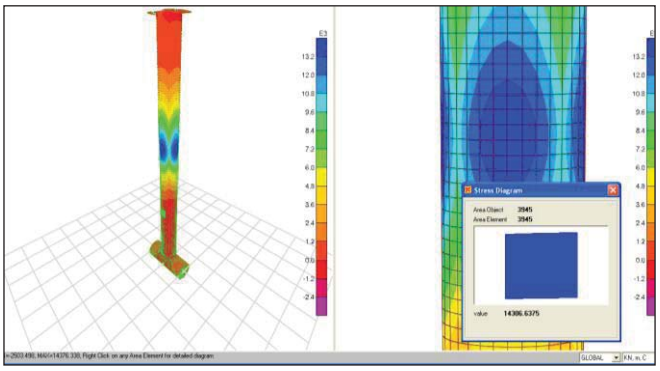
Kao što je i očekivano, proračuni su pokazali da je odgovor vodozahvatne kule na izmenjenoj lokaciji mnogo povoljniji nego u slučaju da se modifikuje konstrukcija uz zadržavanje projektovane lokacije objekta.



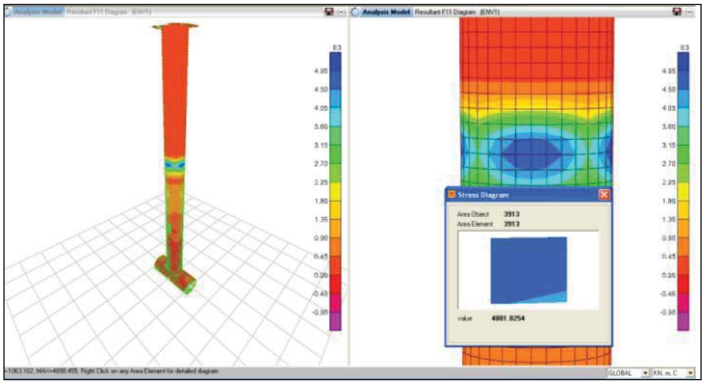
Slika 6. Anvelopa maksimalnih tangencijalnih sila (kula na staroj lokaciji)



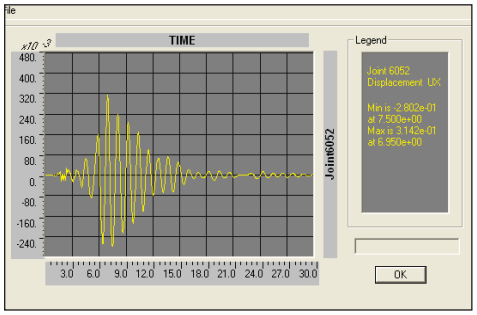
Slika 7. Anvelopa maksimalnih radijalnih sila (kula na staroj lokaciji)



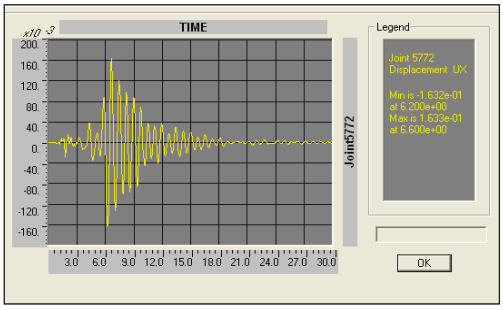
Slika 8. Anvelopa maksimalnih tangencijalnih sila (kula na novoj lokaciji)



Slika 9. Anvelopa maksimalnih radijalnih sila (kula na novoj lokaciji)



Slika 10. Horizontalna pomeranja vrha kule (kula na staroj lokaciji)



Slika 11. Horizontalna pomeranja vrha kule (kula na novoj lokaciji)

Statički uticaji i pomeranja vrha kule su u slučaju zadržavanja objekta na projektovanoj lokaciji mnogo veći nego za slučaj izmeštenog objekta. Potrebna količina armature za prijem statičkih uticaja kod prvog varijantnog rešenja je veoma velika, a maksimalno horizontalno pomeranje vrha kule od 30cm nije prihvatljivo sa stanovišta stabilnosti pristupnog mosta. Da bi se kula zadržala na istoj poziciji, bilo bi potrebno dodatno povećati njen unutrašnji prečnik, što bi dalje proizvelo dodatno spuštanje kote uklještenja i dodatno spuštanje dna cilindričnog tela kule.

6. ZAKLJUČAK

Izvršeni proračuni su pokazali da je u izmenjenim topografskim i aktuelnim geološkim uslovima optimalno tehničko rešenje izmeštene vodozahvatne kule dok bi modifikacija konstrukcije objekta uz zadržavanje prvobitno projektovane lokacije bila značajna i veoma zahtevna sa tehničkog aspekta, a posledično bi to nepovoljno uticalo na dinamiku i koštanje radova. Promenom položaja kule postignuto je podizanje kote uklještenja objekta i samim tim smanjenje seizmičkog odgovora konstrukcije za sve analizirane zapise zemljotresa.

LITERATURA:

[1] Kufranja Dam, Final Design Modification – Multilevel Water Intake, Energoprojekt Hidroinženjering, 2012

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-21
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Krstan Laketić[1]

LEPLJENO LAMELIRANO DRVO - KROVNA KONSTRUKCIJA BAZEN SC MORAČA, PODGORICA, CRNA GORA

Rezime:

Lučni roštilj statičkog sistema ekvivalentnog ljuski kao noseći sistem krovne konstrukcije nad bazenom je napravljen od lepljenog lameliranog drveta sa pratećim čeličnim veznim elementima. Raspon krovne konstrukcije je 39,2 x 54,4m.

Ključne reči: lepljeno, lamelirano, drvo, krov, konstrukcija, bazen

GLUED LAMINATED TIMBER - ROOF CONSTRUCTION FOR SWIMMING POOL SC MORAČA, PODGORICA, MONTENEGRO

Summary:

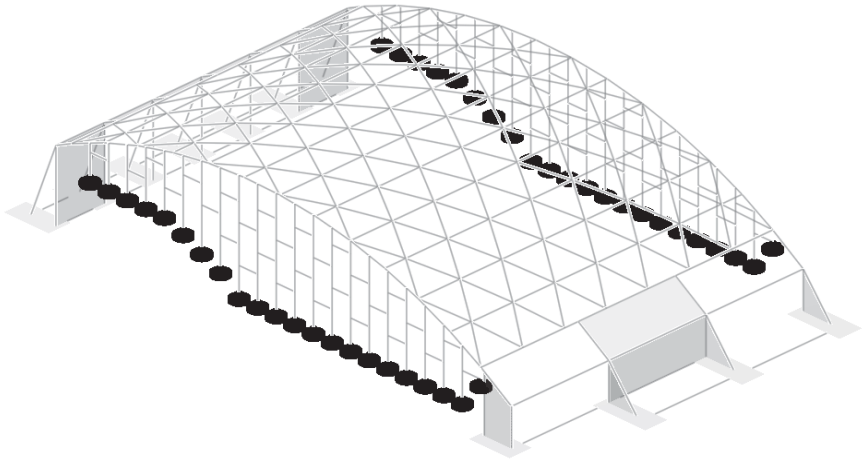
Curved grillage equivalent to shell in terms of static calculation as roof construction over the swimming pool has been made od glued laminated timber with steel fasteners. Roof construction spans 39,2 x 54,4m.

Key words: glue, laminated, wood, roof, construction, swimming pool

[1] *dipl.inž.građ., Piramida doo, Sremska Mitrovica*

1. STATIČKI SISTEM KROVNE KONSTRUKCIJE

Arhitektonskim oblikovanjem je usvojena forma krovne konstrukcije (lučni krov) kao i vođenje nosača u krovnoj konstrukciji prema unapred definisanoj trougaonoj mreži. Vođenjem pravilne trougaone mreže po omotaču cilindra na pravougaonoj osnovi rezultira pojavom dva tipa nosača, ravnih nosača koji su paralelni oslonačkoj zoni konstrukcije i lučnih nosača koji se ponavljaju u rasteru mreže konstrukcije. Na kalkanima je uveden poseban lučni nosač kojim se završava raster mreže.



Slika 1 - Računski model iz Tower-a

Statički sistem krovne konstrukcije je lučni roštilj. S obzirom na zakrivljenje konstrukcije, u štapovima se javljaju i aksijalni uticaji, što čini da ovaj roštilj u stvari radi ekvivalentno ljuski, s tim da su uticaji skoncentrisani duž trasa kojima se pružaju nosači u konstrukciji.

Prilikom obrade sistema usvojeno je da svi horizontalni štapovi idu od čvora do čvora, dok se lučni nosači na jednom pravcu prekidaju u čvoru, a u drugom pravcu je nosač kontinualan, te se prekidanje i kontinuitet naizmenično smenjuju duž svake linije nosača. Znači jedan lučni nosač prolazi kroz čvor dok su svi ostali štapovi presečeni. Dužina svakog lučnog nosača hvata dva rastera rešetke. Na ovaj način je povećana krutost krovne konstrukcije, smanjen je broj veza i omogućeno korišćenje većih komada za montažu krovne konstrukcije. Raster rešetke je tako izabran da su svi nosači redovne transportne dužine, staju u standardni kamion.

Raspon koji je savladan ovakvom krovnom konstrukcijom je 39,2 x 54,4m bez oslonaca u polju.

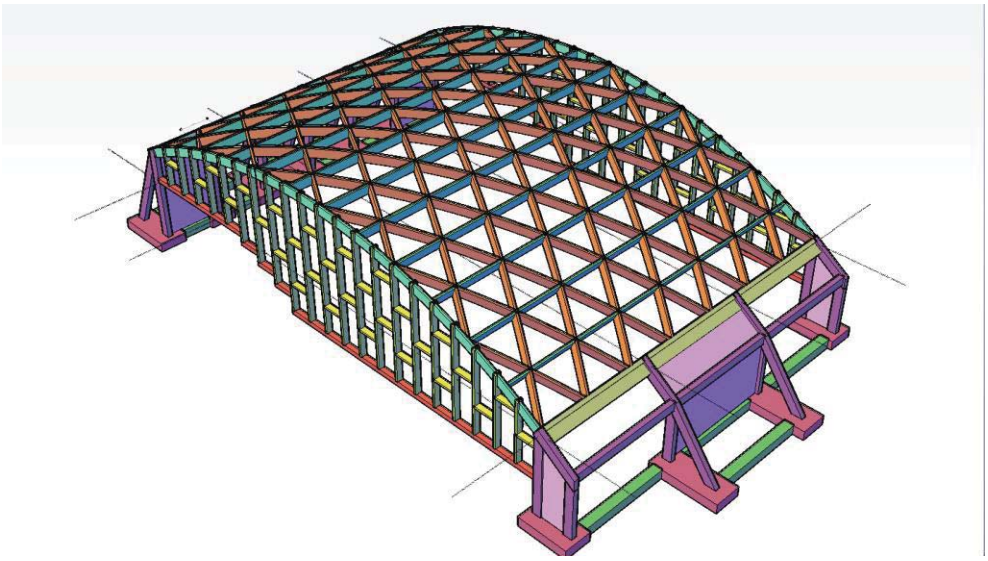
Krovna konstrukcija je nepokretno oslonjena po kraćem rasponu na betonske stubove sa betonskim platnima. Na kalkanu je vertikalna komponenta opterećenja sprovedena do temelja nizom stubova, dok se horizontalna komponenta vodi do betonskih oslonaca putem ivičnog lučnog nosača.

2. MATERIJALIZACIJA I OBLIKOVANJE KONSTRUKCIJE

S obzirom na agresivnu bazensku sredinu, zatim na arhitektonske zahteve i izglednost krovne konstrukcije u prostoru te zbog oblika nosača (lučni nosači) izabrano je lepljeno lamelirano drvo kao materijal za krovnu konstrukciju.

Drvo kao materijal je inertno na isparenja u bazenskom prostoru. U uslovima povećane vlažnosti drvo ulazi u ravnotežu sa prostorom u kom se nalazi i zatim ne reaguje na vlagu u prostoru. Lučni oblik nosača je tehnološki lako ostvariv u sistemu lepljenog lameliranog drveta. Drvo ima izuzetan estetski efekat kao konstruktivni element vidan u prostoru. Nosači su masivni i prijatni na dodir, a zbog male sopstvene težine ne opterećuju prostor, ni vizuelno ni konstruktivno. Dodatni efekti se lako postižu farbanjem nosača zaštitnim premazima u proizvoljnom tonu.

Povezivanje drvenih nosača međusobno, kao i ostvarivanje veze sa betonskom konstrukcijom je ostvareno putem namenski oblikovanih čeličnih veznih elemenata. Zaštita čeličnih elemenata je izvršena toplim cinkovanjem.



Slika 2 - 3D model sa punim telima iz AutoCAD-a

Oblikovanje drvene konstrukcije kao i projektovanje svih veznih elemenata je urađeno 3D modeliranjem sa punim telima kako bi se imala puna kontrola i uvid u formu krovne konstrukcije, te eventualne prodore elemenata međusobno. Iz ovakvog modela se zatim lako vade sve mere neophodne za proizvodnju drvenih i čeličnih elemenata konstrukcije, kao i mere za okivanje nosača i montažu konstrukcije.

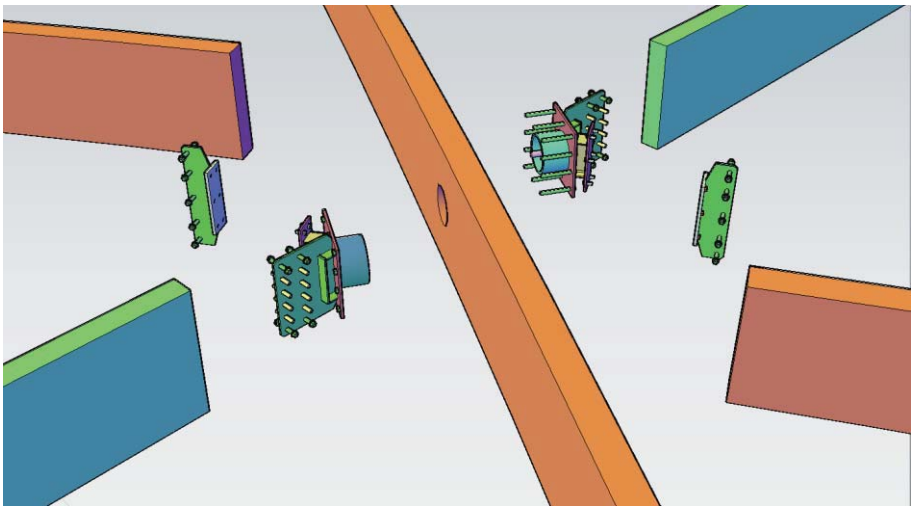
Pokrivanje krovne konstrukcije je izvršeno sendvič panelom montiranim na licu mesta direktno preko drvene konstrukcije. Sendvič panel je tako oblikovan da samostalno pokriva raster mreže, čime je ostvaren pun arhitektonski efekat drvene konstrukcije u prostoru bazena.

3. KARAKTERISTIČNA VEZA IZMEĐU DRVENIH NOSAČA

Prilikom rešavanja veznih elemenata od čelika neophodno je ostvariti predviđeni tok sila definisan statičkim proračunom konstrukcije, zatim u isto vreme omogućiti montažu odnosno sklapanje konstrukcije na licu mesta, a i okov mora da bude napravljiv.

Kako je jedan štap u čvoru kontinualan, dok su ostali prekinuti, usvojeno je da kontinualni štap bude nosilac tela veze. Analizom redosleda montaže te veličinom uticaja koji se javljaju u čvorovima, došlo se do odluke da svi lučni štapovi budu podizani u projektovani položaj sa već namontiranim čeonim okovom koji se oblikuje tako da se može na licu mesta fiksirati za telo veze. Ravni štapovi su ugrađivani klasično, povezivanjem sa telom veze putem štapastih spojnih sredstava direktno na licu mesta.

Ukoliko se udubimo u tok sila kroz lučni roštilj dolazimo do zaključka da aksijalna sila teče duž cele trase rastera mreže, od kraja do kraja. Postoji jedan konstantan deo sile koji se menja duž trase nosača prirastom u svakom čvoru. Telo veze treba da obezbedi tok aksijalne sile duž trase nosača, a da pritom obezbedi unos prirasta sile u ukrštenu trasu, u trasu drugog nosača. S obzirom da je usvojeno da je veći broj nosača prekinut u čvoru, zbog mogućnosti ugradnje nosača i oblikovanja veze, pojavljuju se ekscentrični unosi sila u čvor što je takođe neophodno uzeti u obzir prilikom oblikovanja veze.

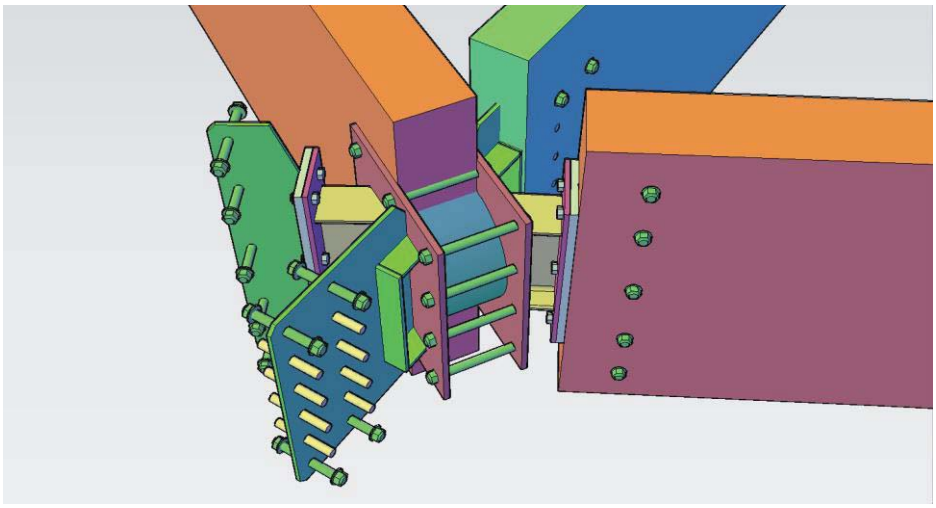


Slika 3 - 3D model rastavljene karakteristične veze

Usvojeno je rešenje sa sistemom cev u cev na telu veze, na koje se zatim kače svi ostali neophodni elementi za unos sila i povezivanje kako direktno ravnih štapova tako i lučnih preko čeonog okova ugrađenog na tlu u toku predmontaže.

Cev u cev omogućava kontinualan tok sile duž trase nosača u krovnoj konstrukciji, a u isto vreme uvlačenjem cevi u cev je ostvareno ukleštenje kojim se omogućava prijem ekscentričnih uticaja nastalih oblikovanjem veze. Cev dalje kontaktom direktno unosi prirast sile u ukrštenu trasu nosača.

Ugradnja cevi je omogućena bušenjem nosača u proizvodnom pogonu.



Slika 4 - 3D model sastavljene karakteristične veze

Slika 5 - Izvedeni detalj veze

4. MONTAŽA KROVNE KONSTRUKCIJE

Statički sistem aksijalno angažovanog roštilja, koji je usvojen na ovom projektu, mora da bude kompletno formiran pre puštanja u rad. Drugim rečima, nije moguća parcijalna montaža krovne konstrukcije. Kompletan sistem mora biti formiran na privremenim osloncima. Tek kada se u konstrukciju uvede i poslednji element, može se pristupiti angažovanju sistema na terete počev od sopstvene težine pa nadalje.

Montaža krovne konstrukcije je urađena na skeli formiranoj ispod kompletnog krova, strateški pozicioniranoj i sa osloncima na odgovarajućoj visini kako bi se omogućilo fiksiranje svakog čvora u projektovani položaj, kao i nesmetani i siguran rad montažera na ugradnji nosača i spojnih sredstava u vezne elemente.

Istovar, predmontaža i horizontalni i vertikalni transport elemenata konstrukcije je vršen kranom pozicioniranim na gradilištu. Ovakve konstrukcije se pripremaju na gradilištu, nosači se tačno kroje prema merama uzetim sa lica mesta (odseca se predviđena nadmera), zatim se okivaju (ugrađuju se okovi u projektovani položaj), a onda se pristupa podizanju nosača u projektovani položaj u konstrukciji.

Montaža je vršena red po red nosača. Počinje se od jedne strane i slažu se svi nosači koji su kontinualni kroz prvi čvor rastera krova, te se zatim popunjavaju ostali štapovi. Zatim se postavlja red iz suprotne trase, pa se vrši popunjavanje. Montaža traje sve dok se ne pređe do drugog oslonca sa svim nosačima.

Nakon završetka montaže pristupa se skidanju skele i puštanju konstrukcije u rad.

Slika 6 - Montaža na skeli

Slika 7 - Montaža na skeli

5. IZVEDENO STANJE

Primenom lepljenog lameliranog drveta na krovnoj kosntrukciji zatvorenog bazena Sportskog centra Morača u Podgorici, u Crnoj Gori su ostvareni svi ciljevi projektnog zadatka. Napravljena je krovna konstrukcija koja prenosi sva gravitaciona i eksploataciona opterećenja na oslonce, preko raspona 39,2 x 54,4m bez međuoslonaca. U potpunosti je ispoštovan arhitektonski zahtev za formom krovne konstrukcije kao i materijalizacija krovne konstrukcije kojom se dobija objekat sa kvalitetnim ambijentom za boravak ljudi. Takođe je obezbeđena dugotrajna eksloatacija uz minimalno održavanje izborom materijala otpornim na agresivne uticaje sredine u kojoj se konstrukcija nalazi.

Slika 8 - Izvedeno stanje

Slika 9 - Izvedeno stanje

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-22
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Igor Gukov[1], Dalibor Gelo[2], Tea Žagar[3]

PRIMJENA TOPOLOŠKE OPTIMIZACIJE U OBLIKOVANJU MOSTOVA

Rezime:

Glavni cilj razvoja proizvoda i usluga sastoji se u određivanju odgovarajućeg rješenja koje pri tome minimizira utrošak svih resursa. Postupci i procesi optimizacije imaju stoga sve veću važnost i sve širi prostor primjene. Za potrebe ovog istraživanja napravljen je program za topološku optimizaciju kojim je na primjeru Skradinskog mosta preko rijeke Krke napravljeno nekoliko primjera optimizacije. Metodama optimizacije dobiveni su rešetkasti lučni mostovi s kosim stupovima kao optimalne strukture za prijenos opterećenja po načelima prirodnih zakona o minimiziranju potencijalne energije sustava.

Ključne reči: topološka optimizacija, lučni most.

APPLICATION OF TOPOLOGY OPTIMIZATION TO BRIDGE DESIGN

Summary:

The main goal of product and service development is to find the right solution to minimize the use of all resources. The processes and optimization processes therefore have an increasing importance and more and more wider application area. For the purpose of this research, a topological optimization program was developed which provided examples of optimization on the example of Skradinski bridge across the river Krka. Optimization methods have given truss arch bridges with sloping columns as optimum structures according to the principles of natural law minimizing the potential energy system.

Key words: topology optimization, arch bridge.

[1] *dr.sc, dipl.ing.građ, Avenija Većeslava Holjevca 15, Zagreb, Hrvatska, igukov1@tvz.hr*
[2] *dr.sc, mag.ing.adef., Avenija Većeslava Holjevca 15, Zagreb, Hrvatska, dgelo@tvz.hr*
[3] *univ. bacc. ing. aedif., Kačićeva 26, Zagreb, Hrvatska, teazagar.95@gmail.com*

1. UVOD

Optimizacija je u inženjerskom smislu postupak minimiziranja ili maksimiziranja nekog cilja ili skupine ciljeva u okvirima resursa, odnosno uz zadovoljavanje raspoloživih ograničenja. U ovom smislu je svaka odluka koju donosimo, te svaka radnja koju obavljamo, u stvari rezultat nekog svjesnog ili nesvjesnog misaonog procesa optimiranja. Takvu optimizaciju formalno ne doživljavamo kao postupak optimiranja jer se događa intuitivno ili iskustveno na bazi ranije određenih najboljih rješenja.

Povijest graditeljstva i građevina baziran je na metodi pokušaja i pogrešaka i može se smatrati postupkom optimizacije, jer se zasniva na generiranju novih nepoznatih rješenja promatranog problema te sukcesivnim odbacivanjem onih rješenja koja ne zadovoljavaju ograničenja ili onih koja su lošija od ranije dostignutih. Tadašnji postupci počivali su na iskustvu, intuiciji i brojnim pokušajima. Tri su osnovne vrste optimizacije struktura: sizing optimization, shape optimization and topology optimization [1], [2], [3]. Za potrebe ovog istraživanja napravljen je program za topološku optimizaciju TopOpt.

2. PROGRAM ZA TOPOLOŠKU OPTIMIZACIJU "TOPOPT"

Pri procesu optimiranja potrebno je definirati cilj, ograničenja i kriterije odlučivanja. Za cilj optimiranja u problemima mehanike čvrstih tijela u pravilu se uzima minimum utrošenog materijala i minimum potencijalne energije. Kako se volumen ne bi sveo na nulu u procesu optimiranja potrebno je uvesti ograničenja. U topološkoj optimizaciji potrebno je odrediti dva nepoznata polja: polje naprezanja i polje oblika.

Za razliku od postojećih programa i metoda program TopOpt ima više prednosti, nema ograničenja te može raditi:

1. optimizaciju svih vrsta konačnih elemenata (linijskih, plošnih i volumnih i njihovih kombinacija),
2. optimizaciju ravninskih i prostornih konstrukcija,
3. optimizaciju svih vrsta opterećenja (koncentrirano, kontinuirano i volumno opterećenje) koja mogu biti stalna, pokretna i izvanredna,
4. optimizaciju svih vrsta proračuna (linearane i nelinearane proračune),
5. optimizaciju faza građenja.

Kako je većina problema topološke optimizacije vezana za 2D plošne konačne elemente a algoritam optimizacije se sastoji u odbacivanju elemenata s najmanjim naprezanjima, program TopOpt izbacuje elemente s najmanjom debljinom.

Algoritam topološke optimizacije programa TopOpt:

1. Postavlja se mreža određene gustoće sastavljena od membranskih konačnih elemenata.
2. Izvodi se proračun za zadana opterećenja.
3. Računaju se unutarnje i vanjske sile, glavna naprezanja, pomaci, potencijalna energija sustava i ukupna vlastita težina.

4. Određuje se nova debljina svakog membranskog elementa po izrazu:

$$t_{i+1} = t_i \cdot \frac{\sigma_{ekv}}{\sigma_{dop}} = t_i \cdot \frac{\sigma_{ekv}}{0.45 \cdot f_{ck}} \tag{1}$$

5. Izbacuje se određeni postotak elemenata koji imaju najmanju debljinu i generira se novi proračunski sustav. Postotak izbačenih elemenata se kreće od 1% do 5%.
6. Ponavljaju se koraci od 2 do 5.
7. Odabir optimalnog rješenja.

U ovom primjeru statički proračun provoden je programskim paketom Sofistik. Na osnovu rezultata proračuna u svakom koraku izvodi se rekonstrukcija modela.

Membranski plošni konačni elementi mogu se podijeliti s obzirom na veličinu i predznak glavnih normalnih naprezanja na:

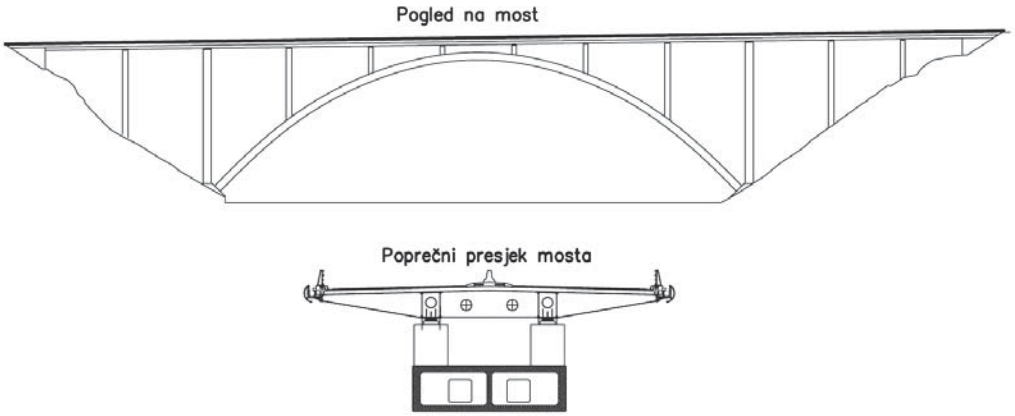
- CC element: $\sigma_1 \le 0,\ \sigma_2 \le 0$
- CT element: $\sigma_1 \le 0,\ \sigma_2 \ge 0$
- TC element: $\sigma_1 \ge 0,\ \sigma_2 \le 0$
- TT element: $\sigma_1 \ge 0,\ \sigma_2 \ge 0$

Uz uvjet: $|\sigma_1| \ge |\sigma_2|$

Program je testiran na većem broj tipski riješenih primjera prema [1], [2], [5].

3. PRIMJERI TOPOLOŠKE OPTIMIZACIJE LUKA

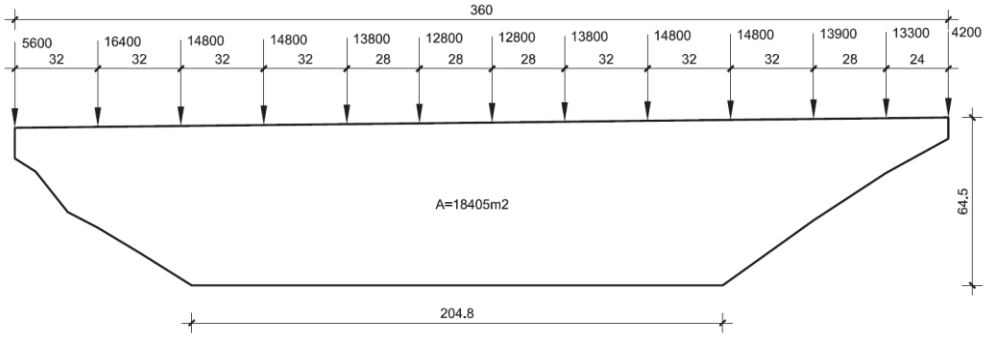
Na primjeru Skradinskog mosta preko rijeke Krke napravljeno je nekoliko primjera topološke optimizacije. Izvedeni most ima betonski luk i stupove, i gredu spregnutog poprečnog presjeka. Raspon luka iznosi 204 m



Slika 1 - Pogled na most i poprečni presjek Skradinskog mosta

Uzdužni presjek mosta ispunjen je plošnim membranskim konačnim elementima. Opterećenje je zadano prema reakcijama na ležajima za G+Q. Odabran je beton razreda

C40/50. Dopušteno tlačno naprezanje prema kriteriju graničnog stanja uporabljivosti iznosi: $\sigma_{dop} = 0.45 \cdot 40 = 18.0$ MPa.



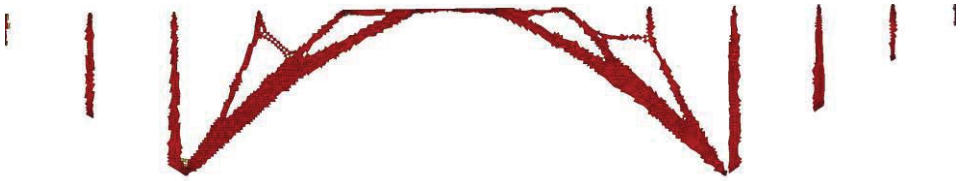
Slika 2 - Područje optimizacije, rubni uvjeti i opterećenje

3.1. PRIMJER LUKA 1

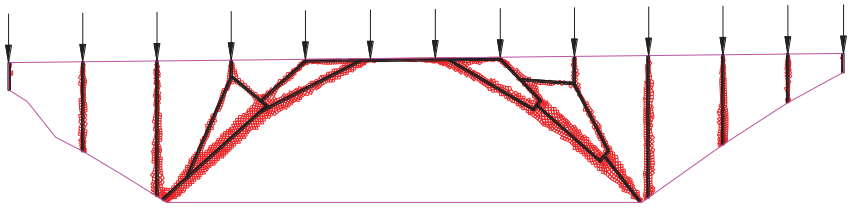
Prema uzdužnom presjeku mosta preko rijeke Krke i opterećenju definiranih na slici 2 napravljena je mreža membranskih konačnih elemenata. Mreža je nepravilna i nesimetrična. Ukupan broj elemenata je 18405, a prosječna površina jednog elementa iznosi 0.9 m^2. Model ne sadrži elemente grede. Uz reakcije grede za opterećenje uzima se i vlastita težina cijele strukture. Prikazani su rezultati proračuna nekoliko karakterističnih iteracija, Na slikama su crvenom bojom označeni tlačni (CC i CT) elementi a žutom bojom vlačni (TT i TC).

Program iterativno mijenja debljine elemenata prema kriteriju naprezanja. U prvih pet iteracija nije korišten algoritam izbacivanja jer se struktura mijenja samim podebljavanjem elemenata. Podebljani elementi imaju veću krutost i povlače na sebe i veće sile.

Slika 3 - Iteracija br. 1

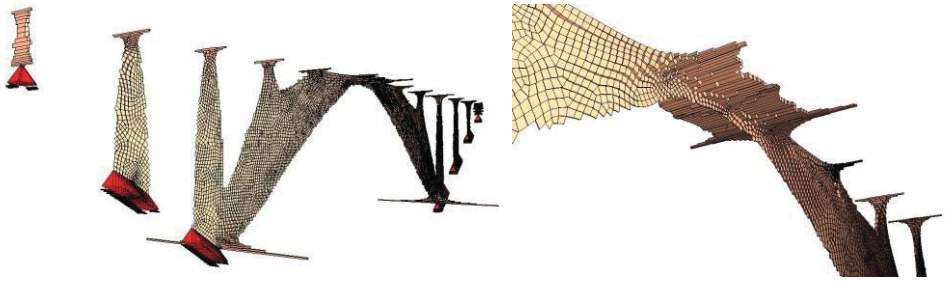


Slika 4 - Iteracija br. 99

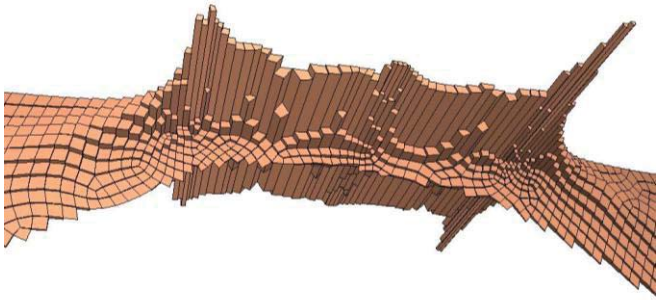


Slika 5 - Optimalna struktura bez grede

Brzina iteracije može utjecati na konačni rezultat. Bolji rezultati se postižu ako se uklanja oko 1% elemenata. Kako bi se vizualizirao utjecaj podebljavanja elemenata, napravljeno je nekoliko slika jedne od iteracija za pet puta veće opterećenje.



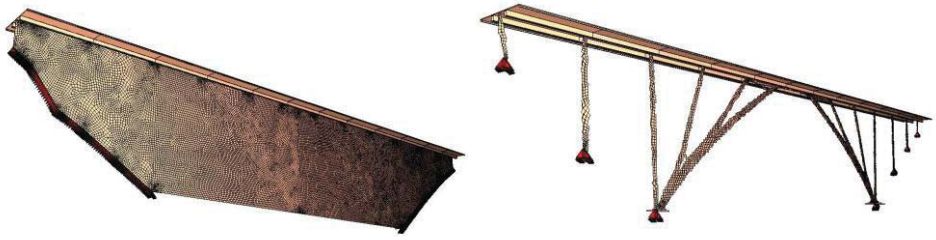
Slika 6 - Izgled jedne od iteracija za pet puta veće opterećenje



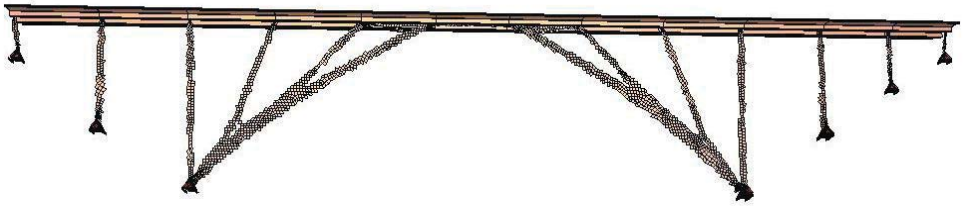
Slika 7 - Tjeme luka za jednu od iteracija za pet puta veće opterećenje

3.2. PRIMJER LUKA 2

U ovom primjeru za razliku od prethodnog dodani su linijski elementi grede. Greda nema težinu, jer se sva opterećenja od grede zadaju preko koncentriranih sila. Prosječna površina jednog elementa iznosi 0.9 m^2.



Slika 8 - Prva i posljednja iteracija

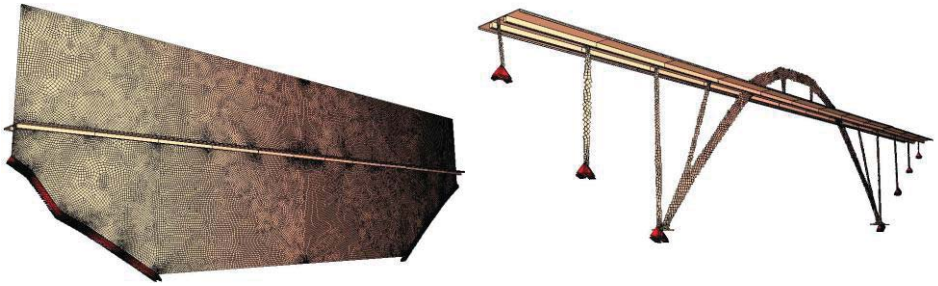


Slika 9 - Posljednja iteracija br. 214

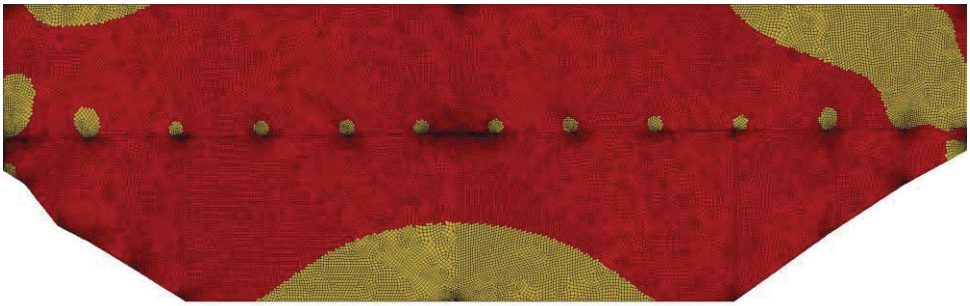
U ovom primjeru za optimalno rješenje dobiven je luk s kosim stupovima. Napravljeno je 160 iteracija prilikom kojih je ukupno izbačeno 87% elemenata. U početnim iteracijama volumen strukture naglo pada, nakon određenog vremena se ustali i više ne dolazi do većih oscilacija. Ovo se posebno odnosi na konstrukcije kod kojih je vlastita težina mala u odnosu na zadano opterećenje.

3.3. PRIMJER LUKA 3

Primjer ima prošireno područje za smještaj optimalne strukture na područje iznad kolnika visine do 50 m. Traži se sustav za prijenos koncentriranih sila i vlastite težine strukture s elementima grede. Prosječna površina jednog elementa iznosi 0.88 m^2.

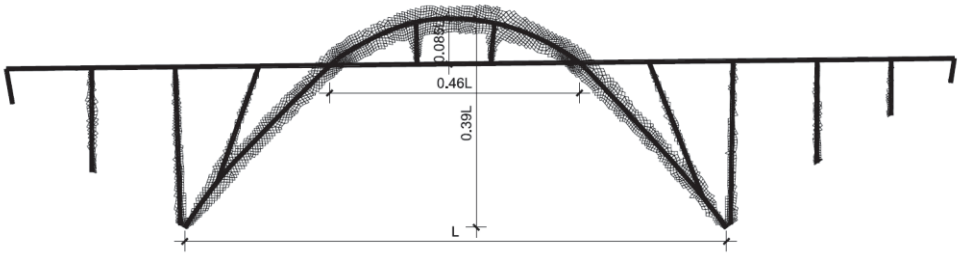


Slika 10 - Prva i posljednja iteracija



Slika 11 – Prva iteracija

Za optimalno rješenje dobiven je luk s upuštenim kolnikom s kosim stupovima. Kriterij izbacivanja elemenata bio je blaži tako da je napravljeno 257 iteracija prilikom kojih je ukupno izbačeno 94% elemenata. Preostalih 6% prikazano je na slici 12.

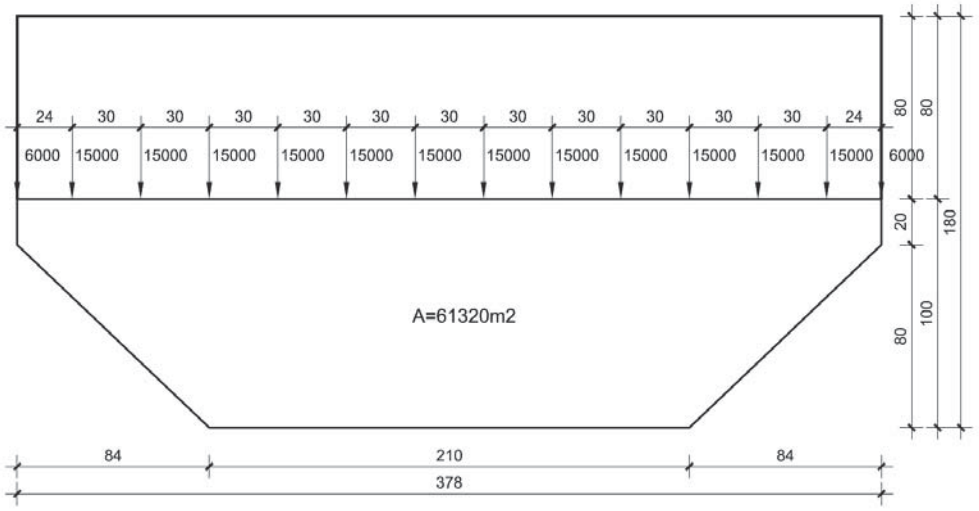


Slika 12 - Posljednja iteracija br. 257 - optimalna spljoštenost luka f/L=0.39

Dobiveni luk ima spljoštenost *f/L*=0.39.

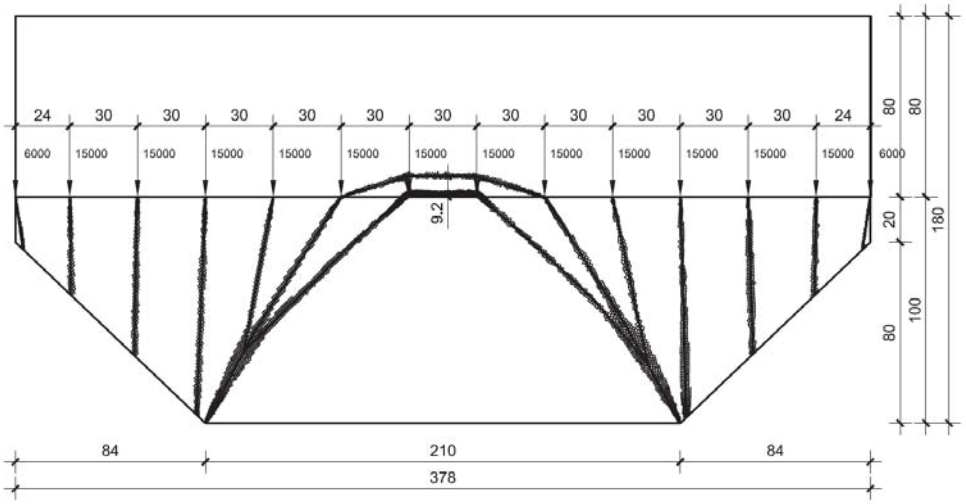
3.4. PRIMJER LUKA 4

U ovom primjeru povećana je visina područja pretraživanja kako bi se dobio luk veće spljoštenosti. Model sadrži ukupno 72510 plošnih elemenata a prosječna površina jednog elementa iznosi 0.85 m^2. Model je simetričan, niveleta je ravna i opterećenja su ista na razmacima od 30 m prema slici 13.



Slika 13 - Područje optimizacije, rubni uvjeti i opterećenje

U ovom slučaju dobivena su dva poligonalna luka spljoštenosti 0.48 i 0.52. Korišten je blagi kriterij izbacivanja elementa tako da je napravljeno 276 iteracija.



Slika 14 - Optimalna struktura za prijenos prikazanog opterećenja

4. ZAKLJUČAK

Metodama optimizacije dobiveni su rešetkasti lučni mostovi s kosim stupovima kao optimalne strukture za prijenos opterećenja po načelima prirodnih zakona o minimiziranju potencijalne energije sustava. Ovakve integralne konstrukcije, ovisno o materijalu, rasponima,

spljoštenosti, širini ceste i drugim parametrima, imaju manju količinu materijala u odnosu na klasične lukove. Dobiveni su lukovi s upuštenim kolnikom i može se primijetiti da iako se radi o optimalnoj strukturi još uvijek nije izveden most takvog oblika.

LITERATURA

[1] Bendsoe, M.P. & Sigmund O. 2004. Topology Optimization, Theory, Methods and Applications, Springer.

[2] Cagnol, J. & Polis M.P. & Zolesio, J.P. 2001. Shape Optimization And Optimal Design.

[3] Christensen P.W. & Klarbring A. 2008. An Introduction to Structural Optimization, Solid Mechanics and Its Applications.

[4] Haslinger, J. & Neittaanmäki, P. 1996. Finite Element Approximation for Optimal Shape, Material and Topology Design.

[5] Hassani,B. & Hinton, E. 1998. Homogenization and Structural Topology Optimization: Theory, Practice and Software.

[6] Huang, X. & Xie, M. 2010. Evolutionary Topology Optimization of Continuum Structures: Methods and Applications,

[7] Liang Q. 2004. Performance-Based Optimization of Structures: Theory and Applications.

[8] Rozvany, G.I.N. 2003. Topology Optimization in Structural Mechanics; CISM International Centre for Mechanical Sciences.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-23
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Drago Žarković[1], Đorđe Jovanović[2], Zoran Brujić[3], Đorđe Lađinović[4]

CDPM2 MODEL BETONA U FORMULACIJI 3D KONAČNIH ELEMENATA PRI CIKLIČNOM OPTEREĆENJU

Rezime:

U radu je analizirana mogućnost primene CDPM2 konstitutivnog modela betona pri modeliranju lokalnih zona konstrukcija prostornim elementima, a poseban akcenat je dat na ponašanju pri cikličnom opterećenju. Za potrebe analize model je implementiran u akademski MKE softver – Matrix 3D, kojim je moguće analizirati prostorne konstrukcije modelirane zapreminskim (beton) i linijskim elementima (armatura). U cilju verifikacije i ispitivanja mogućnosti primene analiziranog konstitutivnog modela, rezultati numeričke analize su upoređeni sa dostupnim eksperimentalnim podacima iz literature. Pored dobrih aspekata, konstatovani su i nedostaci u formulaciji konstitutivnog modela.

Ključne reči: konstitutivni model, CDPM2 model, model betona, nelinaerna analiza

CDPM2 CONCRETE MODEL IN 3D FINITE ELEMET FORMULATION WITH CYCLIC LOADING

Summary:

The application of CDPM2 constitutive concrete material model for analysis of local zones, modelled by volumetric finite elements is investigated in this paper. Special attention is given to behaviour of constitutive model in cyclic loading. For the purpose of performed analysis, CDPM2 model is implemented in academic FEM software – Matrix 3D, having capability to analyse spatial structures modelled by volumetric elements (concrete) and linear elements (reinforcement). In order to verify and test possibilities of the analysed constitutive model, the results of numerical analysis are compared to available experimental data from literature. In addition to the good aspects of the model, deficiencies in the formulation of the constitutive model were also noted.

Key words: constitutive model, CDPM2 model, concrete model, nonlinear analysis

[1] *Asistent-master, mast. inž. građ., Univerzitet u Novom Sadu, dragozarkovic@uns.ac.rs*
[2] *Asistent-master, mast. inž. građ., Univerzitet u Novom Sadu, djordje.jovanovic@uns.ac.rs*
[3] *Doc. dr, Univerzitet u Novom Sadu, zbrujic@uns.ac.rs*
[4] *Prof. dr, Univerzitet u Novom Sadu, ladjin@un.ac.rs*

1. UVOD

Kod pojedinih vrsta armiranobetonskih konstrukcija, posebno kod velikih i kompleksnih industrijskih objekata i postrojenja, numerička analiza prilikom projektovanja, ali i u fazi održavanja, podrazumeva obuhvatanje nelinearnog ponašanja materijala, te analizu incidentnih proračunskih situacija, na primer seizmičkih ili situacija ekstremnog dejstva vetra.

Brojni predlozi konstitutivnih modela se prema razmeri mogu klasifikovati kao [1, 2]:

- Modeli za lokalnu analizu (mikro-modeli) čvornih ili drugih geometrijski specifičnih zona, kojim je uključen sofisticirani konstitutivni model za beton, odgovarajući model ponašanja čelika i model veze čelik-beton. Kako njihova aplikacija podrazumeva gusto generisanu mrežu konačnih elemenata, a praćena je i problemima u konvergenciji zbog omekšavanja materijala, to se ova vrsta proračunskog pristupa retko može upotrebiti za analizu celine konstrukcije.
- Modeli srednje razmere, kod kojih se koriste pojednostavljeni konstitutivni modeli za beton i čelik, a model veze čelik-beton može biti obuhvaćen plastičnim ponašanjem čelika. Podrazumeva se podela površinskih elemenata na slojeve (layers), odnosno linijskih na vlakna, a pristup je pogodan za analizu manje kompleksnih sistema ili konstrukcijskih pod-celina.
- Modeli za analizu celine konstrukcije (makro-modeli), kod kojih se nelinearni rad konstrukcije modelira nelinearnim vezama elemenata.

Brojni su i konstitutivni modeli različitih predloga mikro-modela, a često korišćeni okviri u kojima su formulisani su plastičnost, mehanika oštećenja ili njihova kombinacija [3]. Modeli bazirani na naponima prema teoriji plastičnosti su pogodni za modeliranje ponašanja betona pri troaksijalnom naprezanju budući da površ tečenja odgovara okvirima nosivosti betona, a raščlanjivanjem dilatacije na elastični i plastični deo realno se predstavljaju deformacije pri takvom naprezanju, sa mogućnošću predstavljanja rasterećenja i uticaja istorije opterećenja. Kod modela baziranih na mehanici oštećenja, gde se postepeno smanjuje elastična krutost, određivanje stanja napona je, za izotropne modele bazirane na dilataciji, direktno (izostaje iterativna procedura). Ovakvim modelima može se predstaviti pad krutosti pri stanjima zatezanja ili pritiska sa nižim nivoima bočnog pritiska, ali ne i ireverzibilna deformacija betona. Kombinacijom izotropne mehanike oštećenja i teorije plastičnosti (oštećenje-plastičnost modeli) moguće je, pak, modelirati i lom po pritisku i lom po zatezanju betona.

U radu se razmatraju mogućnosti primene CDPM2 (concrete damage-plasticity model) konstitutivnog oštećenje-plastičnost modela betona (opisan u radovima [3,4]) za modeliranje lokalnih zona prostornim elementima. Ovaj model, kod kojeg je plastičnost bazirana na efektivnim („neoštećenim“) naponima, a oštećenje na dilataciji, je implementiran u računarski program za numeričku analizu konstrukcija Matrix 3D ([5,6]), koji je baziran na metodi konačnih elemenata. Ponašanje CDPM2 modela je originalno prikazano na dvodimenzionalnim problemima, te se analiza se ovim radom proširuje na trodimenzionalne, a poseban akcenat je na razmatranju ponašanja materijalnog modela pri cikličnom opterećenju.

2. MATERIJALNI MODEL BETONA

2.1. MATERIJALNI MODEL PREMA EKSPERIMENTALNIM ISTRAŽIVANJIMA

Beton je nehomogena mešavina agregata i hidratisane cementne paste (HCP), koju odlikuje prelazna zona koja se nalazi u neposrednoj okolini krupnih zrna agregata sa nešto slabijim mehaničkim karakteristikama od ostatka hidratisane cementne paste. Dominantan mehanizam ponašanja betona je pojava i propagiranje prslina, a odgovor betona pri umerenom opterećenju je uslovljen pojavom mikroprslina u prelaznoj zoni između agregata i HCP. Povećavanjem opterećenja, pojavljuju se mikroprsline u HCP, a daljim povećavanjem opterećenja formira se neprekidna prslina koja spaja mikroprsline u prelaznoj zoni i HCP, što dovodi do gubitka nosivosti. Moguća je pojava prslina koje prolaze kroz krupna zrna agregata pri opterećenjima pritiskom. Kod zatezanja, koncentracija napona pri korenu prsline uzrokuje propagiranje prsline, čime dolazi do rapidnog gubitka čvrstoće betona. Pri naprezanjima pritiskom, indirektno se povećava koncentracija napona pri korenu prsline, ali je propagiranje prsline znatno sporije.

2.2. MATERIJALNI MODEL PREMA KOMBINACIJI OŠTEĆENJE-PLASTIČNOST

Za konstitutivni model prema teoriji plastičnosti koja je bazirana na efektivnim naponima u kombinaciji sa mehanikom oštećenje baziranoj na skalarnom oštećenju, veza napon-dilatacija je data sledećim izrazom:

$$\boldsymbol{\sigma} = (1-d)\cdot \boldsymbol{D}\cdot\left(\boldsymbol{\varepsilon}-\boldsymbol{\varepsilon}_{\boldsymbol{p}}\right) = (1-d)\cdot\bar{\boldsymbol{\sigma}} \tag{1}$$

Budući da je bazirana na efektivnim naponima, plastičnost je nezavisna od nivoa oštećenja. Model je uobičajeno opisan funkcijom tečenja, ojačanjem materijala, pravilom tečenja i pravilom opterećenje-rasterećenje. Dakle prvi deo ponašanja materijala, prema teoriji plastičnosti, za dati inkrement dilatacije, može da se odredi nezavisno od oštećenja.

Drugi deo materijalnog modela, prema mehanici oštećenja, može sada biti direktno povezan sa prethodnim, prema teoriji plastičnosti. Na nivo oštećenja može da utiče prirast plastične dilatacije ili ukupna neelastična dilatacija. Ukupnu neelastičnu dilatacija možemo prikazati modifikacijom izraza (1):

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{D}\cdot\left(\boldsymbol{\varepsilon}-\left(\boldsymbol{\varepsilon}_{\boldsymbol{p}}+d\cdot\left(\boldsymbol{\varepsilon}-\boldsymbol{\varepsilon}_{\boldsymbol{p}}\right)\right)\right) = \boldsymbol{D}\cdot\left(\boldsymbol{\varepsilon}-\boldsymbol{\varepsilon}_{\boldsymbol{i}}\right) \tag{2}$$

gde je $\boldsymbol{\varepsilon_i}$ ukupna neelastična dilatacija.

3. KONSTITUTIVNI MODEL CDPM2

3.1. FORMULACIJA MODELA

Funkcija tečenja, koja je data u radu [3], obuhvata specifične karakteristike betona poput zakrivljenih meridijana, koji se otvaraju u pravcu hidrostatičkog pritiska i devijatorske preseke koji se oblikom menjaju od trougaonih ka kružnim pri povećanju hidrostatičkog pritiska. Deo

modela CDPM2 prema mehanici oštećenja koristi dve varijable za pritisak d_c i zatezanje d_t, tako da se izraz (1) modifikuje u sledeći:

$$\boldsymbol{\sigma} = \left(1-d_t\right)\cdot\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{t}} + \left(1-d_c\right)\cdot\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{c}} \tag{3}$$

gde su $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_t$ i $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_c$ zategnuti i pritisnuti deo efektivnog vektora napona. Pravilo širenja površi tečenja je opisano funkcijama ojačanja q_{h1} i q_{h2} koje kontroliše varijabla ojačanja κ_p, definisana u inkrementalno prema sledećem:

$$\dot{\kappa}_p = \left\|\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\boldsymbol{p}}\right\| \Big/ x_h\left(\bar{\sigma}_v\right) \tag{4}$$

gde je x_h funkcija duktilnosti ojačanja, a $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_v$ je zapreminski efektivni napon.

Deo modela koje je prema mehanici oštećenja je kontrolisan preko ekvivalentnih dilatacija za zatezanje $\tilde{\varepsilon}_t$ i pritisak $\tilde{\varepsilon}_c$, koje su pogodne za uopštena troaksijalna stanja napona. Funkcije oštećenja su definisane sa po tri varijable istorije oštećenja za zatezanje i pritisak. Funkcije oštećenja su date kao bilinearno omekšavanje za zatezanje i u eksponencijalnom obliku za pritisak. U radu [3] posebna pažnja je obraćena na mogućnost dobijanja adekvatnih rezultata, nezavisno od veličine upotrebljenih konačnih elemenata. Ovo je postignuto korigovanjem modula omekšanja prema veličini konačnog elementa i zadatoj energiji loma pri zatezanju G_{Ft}.

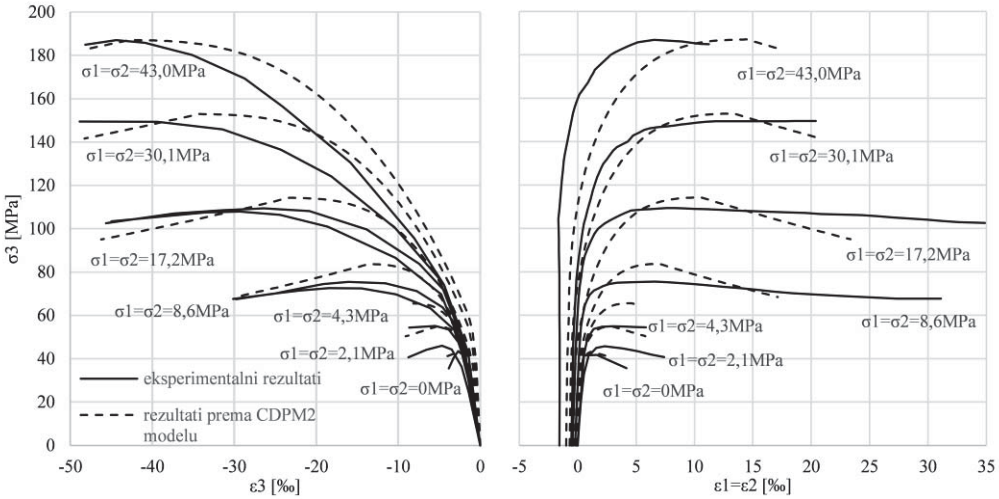
3.2. EKSPERIMENTALNA VERIFIKACIJA MODELA

Eksperimentalna verifikacija konstitutivnog modela je izvršena poređenjem sa raspoloživim rezultatima u radu [7], u kojem su autori ispitivali ponašanje betona pri troaksijalnim stanjima naprezanja. Ispitivanje je vršeno na cilindričnim uzorcima u troaksijalnoj ćeliji sa ograničenjem hidrostatičkog pritiska do *70MPa*. U ovom radu je prikazano poređenje sa jednom, od ukupno tri mešavine betona, koja je imala vodocementni faktor *0,55*. Uzorci su ispitivani u suvom i vodom zasićenom stanju i budući da je više raspoloživih podataka za uzorke u zasićenom stanju, oni su iskorišćeni radi poređenja. Vršeni su eksperimenti sa četiri tipa istorije opterećenja, a za komparaciju je izabran uzorak opterećenkonvencionalnim troaksijalnim testom, koji podrazumeva apliciranje punog bočnog (hidrostatičkog) pritiska u ćeliji, a zatim apliciranje primarnog pritiska pod kontrolom pomeranja. Zasićeni uzorak je imao jednoaksijalnu čvrstoću na pritisak *43,11MPa*, modul elastičnosti ove mešavine betona je *29,570GPa*, a Poasonov koeficijent je *0,22*.

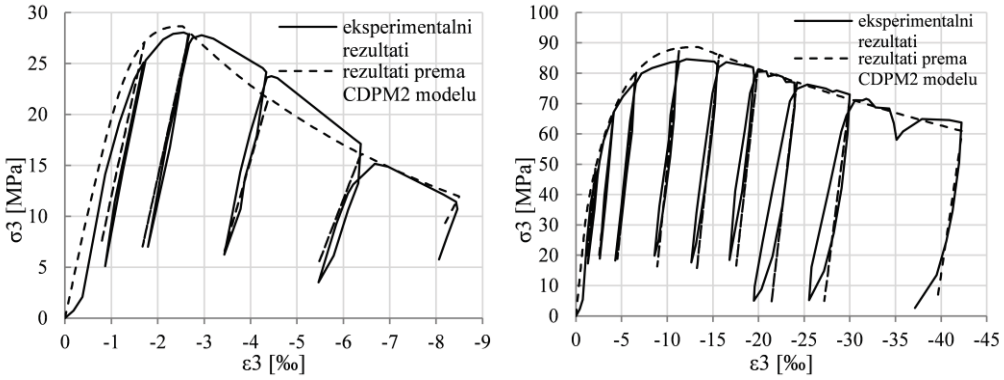
U radu [3] je prikazano poređenje rezultata dobijenih konstitutivnim modelom CDPM2 sa rezultatima iz rada [7], ali ostaje nejasno zašto je napisano da je korišćeni parametar čvrstoće pri pritisku f_c*=47,4MPa*, što odgovara suvom uzorku, a prikazane su krive napona-deformacija za zasićeni uzorak. Takođe, korišćenjem parametra A_s*=15*, kako je dato u radu [3], ne dobijaju se odgovarajući dijagrami napon-deformacija kako su dati u radu. U ovom radu korišćeni su sledeći parametri: f_c*=43,1MPa*, f_t*=4,31MPa*, *E=30,0GPa*, *ν=0,2*, A_s*=30*, ε_{fc}*=0,0001*. Na slici 1 su prikazani rezultati prema eksperimentalnim ispitivanjima grupe autora [14] i korišćenjem CDPM2 konstitutivnog modela sa pomenutim parametrima i to dijagram primarni napon – primarna dilatacija i primarni napon – bočna dilatacija.

Za razliku od komentara autora CDPM2 modela iz rada [3] gde je rečeno da se rezultati veoma dobro poklapaju sa eksperimentalnim, u ovom radu, sa prikazanim rezultatima, moglo bi se konstatovati da je poklapanje rezultata zadovoljavajuće. Primećuju se značajnija

odstupanja pri nižim bočnim pritiscima od 2,1MPa i 4,3MPa. Treba napomenuti i manjkavost eksperimenta, koji propušta da zabeleži primarnu dilataciju prilikom apliciranja bočnog pritiska u ćeliji. Neminovno će se razviti određena pozitivna dilatacija u uzorku. U tom smislu, u prvom koraku je anulirana ta pozitivna dilatacija u primarnom pravcu nakon apliciranja bočnog pritiska i rezultati su prikazani na slici 1.



Slika 1: Poređenje troaksijalnih testova: dijagrami primarna dilatacija – primarni napon (levo) i bočna dilatacija – primarni napon (desno)

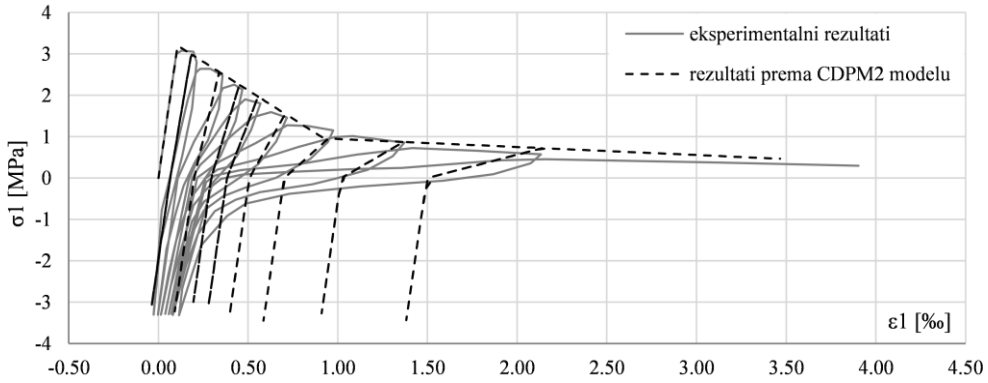


Slika 2: Poređenje jednoaksijalnog (levo) i troaksijalnog (desno) cikličnog testa pritiskom

Na slici 2 je prikazano poređenje rezultata eksperimenta grupe autora [7] pri jednoaksijalnom cikličnom opterećenju pritiskom sa rezultatima dobijenim korišćenjem konstitutivnog modela CDPM2, uz korišćenje sledećih parametara: f_c=28,6MPa, f_t=2,86MPa, E=21,25GPa, v=0,2, A_s=7,5, ε_{fc}=0,0001, gde čvrstoća pri pritisku i modul elastičnosti odgovaraju eksperimentalnim podacima. Takođe je prikazano poređenje pri troaksijalnom

cikličnom opterećenju uzorka sa rezultatima dobijenim korišćenjem konstitutivnog modela CDPM2 uz korišćenje sledećih parametara: f_c=47,4MPa, f_t=4,74MPa, E=30,0GPa, ν=0,2, A_s=30,0, ε_{fc}=0,0001, gde takođe, čvrstoća pri pritisku i modul elastičnosti odgovaraju eksperimentalnim podacima. Može se konstatovati veoma dobro poklapanje rezultata dobijenih konstitutivnim modelom CDPM2 sa raspoloživim eksperimentalnim podacima.

Na slici 3 je prikazano poređenje eksperimentalnih rezultata iz [8], pri jednoaksijalnom cikličnom opterećenju zatezanjem sa prelaskom u zonu pritiska, sa rezultatima dobijenim korišćenjem konstitutivnog modela CDPM2 uz korišćenje sledećih parametara: f_c=32,0MPa, f_t=3,20MPa, E=30,00GPa, ν=0,2, A_s=15,0, ε_{fc}=0,0001, G_{ft}=0,10J/m², gde čvrstoća pri zatezanju odgovara eksperimentalnim podacima. Usvojena je širina zone formiranja prslina od 35mm, kako bi se prešlo sa dijagrama napon-pomeranje kako je dat u radu [8], na dijagram napon-dilatacija, a da inicijalni nagib (modul elastičnosti) bude 30,2GPa. Može se uočiti da konstitutivni model relativno dobro prati anvelopu zavisnosti napon-dilatacija. Isto tako, inicijalni nagib krive pri rasterećenju se relativno dobro poklapa sa eksperimentalnim rezultatima, ali model u potpunosti promašuje prelazni deo krive iz zone zatezanja u zonu pritiska. Pri eksperimentalnim rezultatima se uočava da praktično svi ciklusi pri ponovnom opterećenju pritiskom teže praktično inicijalnoj krivoj, koja odgovara jednoaksijalnom pritisku iz tačke *{0,0}*, a konstitutivni model CDPM2 u svakom ciklusu akumulira novu plastičnu dilataciju, odnosno ne obuhvata efekat zatvaranja prsline.

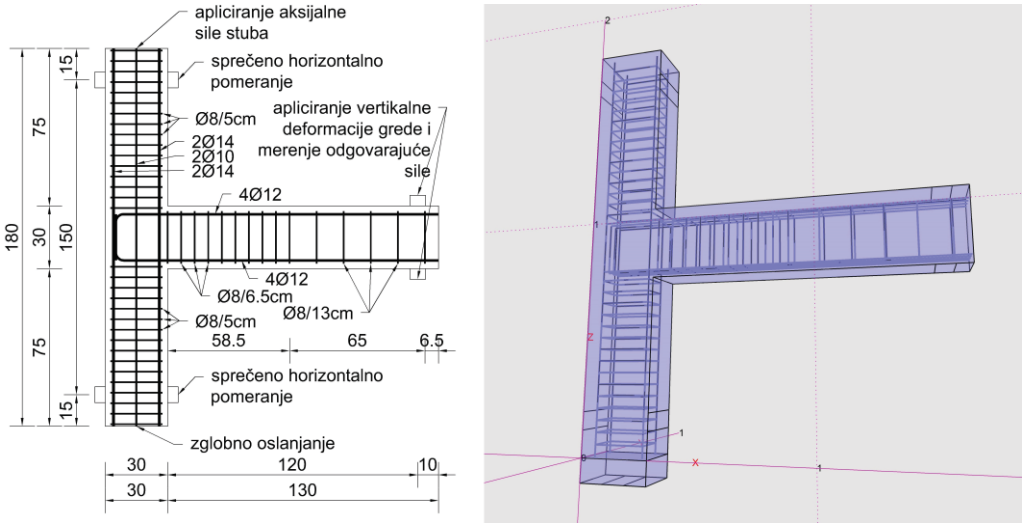


Slika 3: Poređenje jednoaksijalnog cikličnog testa zatezanje-pritisak

4. PRORAČUN CIKLIČNO OPTEREĆENOG AB ČVORA STUB-GREDA

Rezultati eksperimentalnih istraživanja su preuzeti od grupe autora Kalioris, Karajanis, Favata [9] koji su ispitivali uticaj ukrštenih armaturnih šipki pri cikličnim deformacijama u armiranobetonskim čvornim zonama stub-greda. Ukupno četiri uzorka su ispitivana, od čega jedan bez dodatne armature u čvornoj zoni, jedan sa propuštenim uzengijama stuba u čvornoj zoni i dva sa ukrštenim šipkama u čvornoj zoni. U ovom radu je za uporednu analizu odabran prvi uzorak, koji je prikazan na slici 4. Stub je poprečnog preseka 20x30cm, ukupne dužine 180cm, a greda koja se sustiče na polovini visine stubaje poprečnog preseka 20x30cm i dužine

130cm. Stub je armiran sa 4Ø14 u uglovima, 2Ø10 na sredinama duže stranice i uzengijama Ø8 na 5cm sa prekidom u visini grede. Greda je armirana sa 4Ø12 u obe zone i uzengijama Ø8 na 6,5cm i 13cm prema slici 4. Stub je zglobno oslonjen na donjem kraju, opterećen aksijalnom silom 102kN na gornjoj površi i sprečena su mu bočno pomeranje na udaljenosti od 15cm od donjeg i gornjeg kraja. Greda je ciklično opterećena zadatim pomeranjem ±6mm, ±20mm, ±40mm, ±60mm i ±80mm, svaki korak puna dva ciklusa. Srednja čvrstoća betona na pritisak je $f_{cm}=34MPa$, a granica razvlačenja čelika je $f_y=580MPa$.

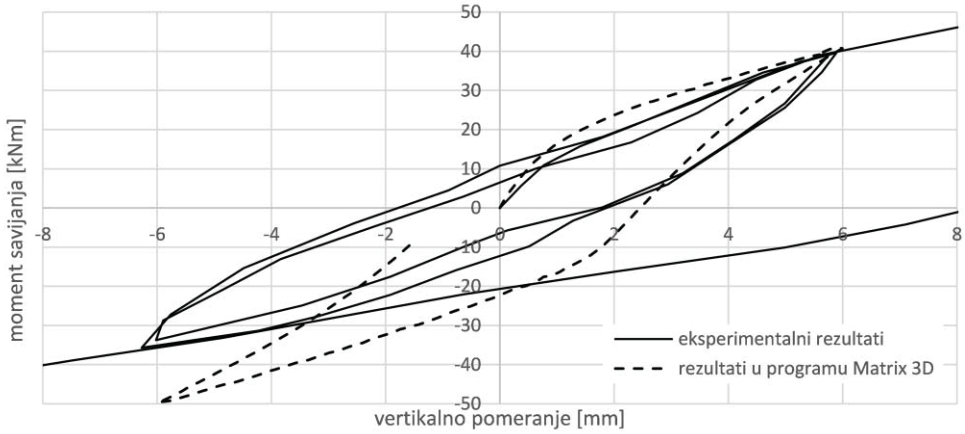


Slika 4: Ispitivani uzorak prema [9] (levo), model uzorka u programu Matrix 3D (desno)

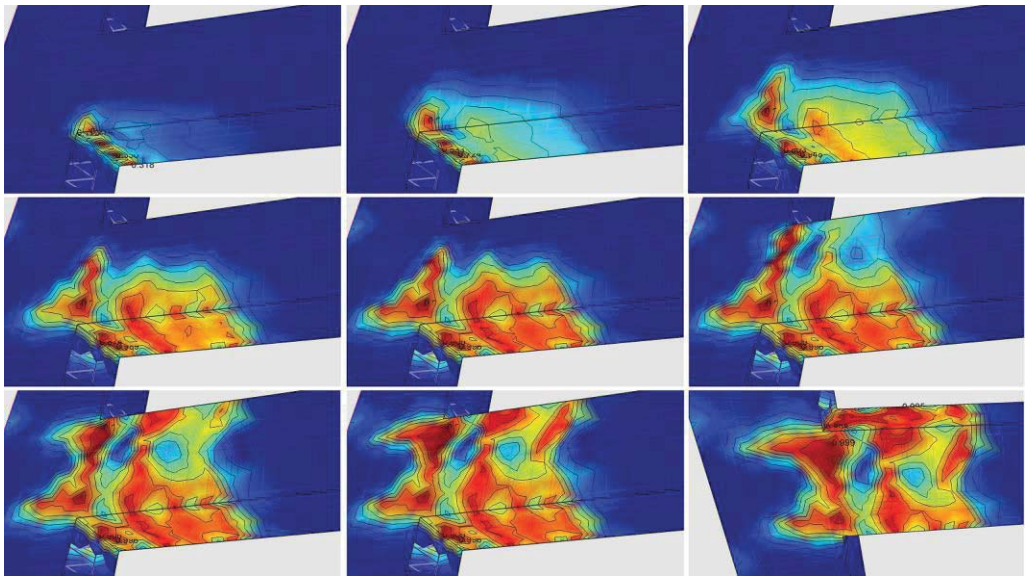
Pri modeliranju uzorka u programu Matrix 3D u konstitutivnom modelu su korišćene sledeće vrednosti parametara: $f_c=34,0MPa$, $f_t=2,63MPa$, $E=31,76GPa$, $v=0,2$, $A_s=15,0$, $\varepsilon_{fc}=0,0001$, $G_{ft}=0,133J/m^2$. Volumen betona je modeliran prostornim konačnim elementima oblika tetraedra sa četiri čvora, a armaturne šipke sa linijskim konačnim elementima. Veličina mreže konačnih elemenata je u široj čvornoj zoni 3,5cm, a u preostalom delu uzorka 10cm.

Na slici 5 je dat uporedni prikaz dijagrama vertikalno pomeranje – moment savijanja grede za razmatrani uzorak prema raspoloživim rezultatima u radu [9] i prema numeričkoj analizi u programu Matrix 3D. Može se uočiti veoma dobro poklapanje rezultata u smislu vrednosti momenta savijanja koji odgovara ciljanoj deformaciji od +6mm u prvom ciklusu, ali isto tako i nešto veća krutost uzorka u numeričkom modelu. Konkretno, pri deformaciji od +3mm u prvom ciklusu javlja se razlika od +15,4% u momentu savijanja, a pri ciljanoj deformaciji u prvom ciklusu od +6mm razlika je samo +2,8%. Ova razlika bi mogla da se objasni nepoznavanjem čvrstoće betona na zatezanje, koja je usvojena prema preporukama Evrokoda 2 [10], a koja će uticati na moment pojave prsline. Energija loma će takođe uticati na ovom delu dijagrama, budući da će se menjati gradijent propagiranja prslina u datom inkrementu deformacije. Pri promeni smera deformacije u prvom ciklusu od +6mm prema -6mm, ubrzo dolazi do drastičnih odstupanja u rezultatima. Već je napomenuto u ranijim poglavljima, da

model ne obuhvata efekat zatvaranja prslina i u tom smislu dobijaju se očekivano veći momenti od eksperimentalno utvrđenih pri deformaciji -6mm, sa razlikom od čak +39,6%. Drugim rečima, da je numerički postupak bio vođen prema sili, pri povratnom opterećenju u prvom ciklusu, određeni deo deformacije bi ostao zarobljen kao plastična dilatacija otvorene prsline. Numerički postupak prestaje da konvergira već pre kraja prvog ciklusa, kako je i prikazano na slici 5.



Slika 5: Uporedni prikaz dijagrama vertikalno pomeranje – moment savijanja grede



Slika 6: Razvoj nivoa oštećenja po zatezanju u programu Matrix 3D

Na slici 6 je prikazan razvoj nivoa oštećenja po zatezanju d_t, u prvom ciklusu, redom za deformaciju grede od +0,72mm, 1,56mm, 3,06mm, 4,92mm, 6,00mm, a zatim pri suprotnom smeru deformacije za +0,00mm, -3,00mm, -6,00mm i deformaciju pri prestanku konvergencije -1,50mm. Može se uočiti, pre svega, lokalizacija oštećene zone u širini jednog konačnog elementa, odnosno četiri izražene zone sa donje strane grede – četiri prsline, pri inicijalnoj deformaciji do 6mm. Dalje se uočava na šestoj slici po redu, , da je pri rasterećenju grede prslina u gornjoj zoni već formirana, što je i očekivano za ovakav numerički model, budući da ne dolazi do zatvaranja prslina u donjoj zoni grede pri rasterećenju.

5. ZAKLJUČCI

U literaturi [3,4] je prikazano da se CDPM2 konstitutivni model pokazao zadovoljavajuće u pogledu modeliranja ponašanja različitih betonskih i armiranobetonskih elemenata pri necikličnom opterećenju: test savijanjem opterećenjem u tri tačke grede sa zasekom, test smicanjem opterećenjem u četiri tačke grede sa zasekom, test ekscentričnim pritiskom, test savijanjem opterećenjem u tri tačke grede bez zaseka i konačno test savijanjem armiranobetonske grede. Ipak, na osnovu upoređenja rezultata numeričke analize u programu Matrix 3D sa eksperimentalnim rezultatima ciklično opterećenog uzorka – čvorne veze stub-greda, može se zaključiti da se CDPM2 konstitutivni model betona, za slučajeve cikličnog opterećenja ne ponaša zadovoljavajuće. Kao osnovni razlog treba izdvojiti nemogućnost konstitutivnog modela da obuhvati zatvaranje prsline pri rasterećenju zatezanjem oštećene zone. Odnosno, konstitutivni model CDPM2 akumulira plastičnu dilataciju pri oštećenju zatezanjem. Osim ovoga, treba istaći dobre strane ovog konstitutivnog modela u pogledu mogućnosti modeliranja lokalizovanih oštećenja betona – formiranja prslina, kao i činjenicu da je rezultat nezavisan od korišćene veličine konačnih elemenata.

Treba istaći i da su se javile velike poteškoće u konvergenciji nelinearnog sistema jednačina pri modeliranju u programu Matrix 3D. Pored klasičnih Njutn-Rapsonovih iteracija, metode sferične dužine luka [9], implicitne i eksplicitne dinamičke analize, tek uvođenjem linijskog pretraživanja u kombinaciji sa metodom sferične dužine luka [12] se došlo do zadovoljavajuće konvergencije u koracima.

Zahvalnost

Rezultati prikazani u ovom radu su deo naučno-istraživačkog projekta TR 36043 „Razvoj i primena sveobuhvatnog pristupa projektovanja i proceni sigurnosti postojećih konstrukcija za smanjenje seizmičkog rizika“ koji je finansiran od strane Ministarstva za obrazovanje, nauku i tehnološkog razvoja Republike Srbije.

LITERATURA

[1] Combescure, C., Dumontet, H., Voldoire, F.: Homogenised constitutive model coupling damage and debonding for reinforced concrete structures under cyclic solicitations, International Journal of Solids and Structures, 50, 2013, 3861–3874.

[2] Spacone, E., Filippou, F., Taucer, F.: Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: part I. Formulation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 1996, 711-725.

[3] Grassl, P., Xenos, D., Nyström, U., Rempling, R., Gylltoft, K.: CDPM2: A damage-plasticity approach to modelling the failure of concrete, International Journal of Solids and Structures 50, 2013, 3805-3816.

[4] Xenos, D., Grassl, P.: Modelling the failure of reinforced concrete with nonlocal and crack band approaches using the damage-plasticity model CDPM2, Finite Elements in Analysis and Design 117-118, 2016, 11-20.

[5] Žarković, D., Brujić, Z., Lađinović, Đ.: Application of Ottosen's Constitutive Model to Flexural Failure of RC Beams, State and trends of civil and environmental engineering E-GTZ(3), 2016, 261-268.

[6] Jovanović, Đ., Žarković, D., Brujić, Z., Lađinović, Đ.: Fiber beam-column element implementation in academic CAD software Matrix 3D, Građevinski materijali i konstrukcije 2 (60), 2017, 57-77.

[7] Iswandi Imran, Stavroula Pantazopoulou: Experimental Study of Plain Concrete under Triaxial Stress, Aci Materials Journal 93 (6), 1996, 589-601.

[8] Yankelevsky, D., Reinhardt, H.: Uniaxial Behavior of Concrete in Cyclic Tension, Journal of Structural Engineering, 1989, 166-182.

[9] Chalioris, C., Karayannis, C., Favvata, M.: Cyclic testing of reinforced concrete beam-column joints with crossed inclined bars, Computational Methods and Experimental Measurements 46, 2007, 623-632.

[10] Evropski komitet za standardizaciju CEN: EN 1992-1-1:2004 Opšta pravila i pravila za zgrade. U: EN 1992:2004 Proračun betonskih konstrukcija. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 2006.

[11] Crisfield, M.: Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures 1, John Wiley & sons, 1991, Chichester.

[12] Ritto-Correa, M., Camotim, D.: On the arc-length and other quadratic control methods: Established, less known and new implementation procedures, Computers and Structures 86 (11-12), 2008, 1353–1368.

[13] Willam, K.: Constitutive models for engineering materials, Encyclopedia of physical science & technology 3 (3), 2002, 603-633.

[14] Ju, J.: On energy-based coupled elastoplastic damage theories: constitutive modeling and computational aspects, International Journal Solids Structures 25 (7), 1989, 803-833.

[15] Grassl, P.: On a damage-plasticity approach to model concrete failure, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Engineering and Computational Mechanics 162 (4), 2009, 1-17.

[16] Antonio Rodriguez-Ferran, Irene Morata, Antonio Huerta: A new damage model based on nonlocal displacements, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 29 (5), 2005, 473-493.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-24
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Vladan Kuzmanović[1], Vladan Čukić[2]

BRANA „LUBINA“ – ANALIZE STABILNOSTI I STATIČKI PRORAČUN BOČNOG PRELIVA, BRZOTOKA I OPTOČNE GALERIJE

Rezime:

Brana „Lubina“ na istoimenoj reci je ključni objekat sistema za navodnjavanje voćnjaka u Potkozarju. Optimizacionim analizama predviđena je fazna izgradnja, sa nadvišenjem brane i bočnog preliva u drugoj fazi za 5,0 m. Ovakav zahtev uslovio je niz specifičnih konstruktivnih rešenja, analizu opterećenja i proračun objekata kao za konačnu fazu izgradnje. U radu je prikazano tehničko rešenje brane od valjanog kamenog sa centralnim glinenim jezgrom. Analize stabilnosti i statički proračuni pribranskih objekata obuhvataju bočni preliv sa brzotokom i ski-odskokom, kao i optočnu galeriju sa ulaznom građevinom i zatvaračnicom temeljnog ispusta.

Ključne reči: Brana, konstruktivne analize, bočni preliv, brzotok, optočna galerija

„LUBINA“ DAM – STRUCTURAL ANALYSIS OF SIDE CHANNEL SPILLWAY AND DIVERSION CONDUIT WITH INTAKE STRUCTURES

Summary:

Lubina dam is the most important structure of Potkozarje irrigation system. Optimization analysis has been performed, causing dam heightening for 5.0 m in the second phase. Phase construction initiated several particular solutions and specific analysis, as well as structural design, like for the final phase. This paper deals with earth-core rockfill dam, structural analysis and stability analysis of side channel spillway, ski-jump, diversion conduit and intake structures. Adopted solution proved bearing capacity, stability and usability during the construction phases and operation.

Key words: Dam, structural analysis, side channel spillway, diversion, intake structures

1 dr, redovni profesor, Univerzitet u Beogradu Građevinski fakultet
2 dipl. građ. inž. “Zavod za vodoprivredu” d.o.o. Bijeljina, Republika Srpska, BiH

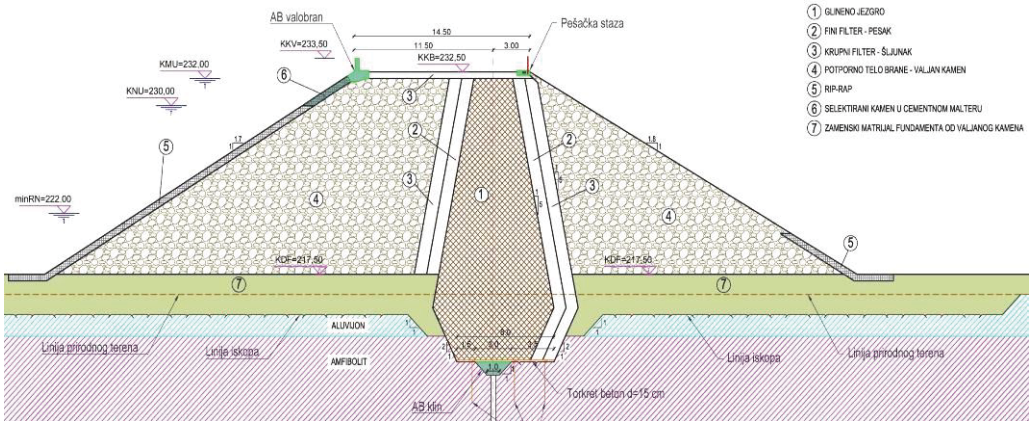
1. UVOD

Brana „Lubina“ projektovana je na istoimenoj reci, u blizini sela Mičije, opština Gradiška u Republici Srpskoj. Izgradnjom brane formira se akumulacija, koja je deo sistema za navodnjavanje voćnjaka u Potkozarju. Optimizacionim analizama predviđena je fazna izgradnja, sa nadvišenjem brane u drugoj fazi za 5,0 m. Na taj način zapremina akumulacije će se povećati sa cca $0{,}5x10^6$ na $1{,}1x10^6$ m^3, a površina voćnjaka koja će se navodnjavati sa 300 na 550 ha.

“Lubina” je nasuta brana od kamenog nabačaja sa centralnim glinenim jezgrom. Evakuacija vode u toku eksploatacije omogućena je bočnim prelivom na levoj obali. Za zaštitu temeljne jame i evakuaciju vode u toku građenja projektovana je optočna galerija sa uzvodnom i nizvodnom pomoćnom branom. Galerija ima ulaznu građevinu i slapište za umirenje energije vode, a nakon završetka izgradnje brane adaptira se u vodozahvat.

2. OPIS TEHNIČKOG REŠENJA

Karakterističan poprečni presek prikazan je na Slici 1. Brana ima uzvodnu i nizvodnu potpronu zonu od valjanog kamena, centralno glineno jezgro i filtarske slojeve. Građevinska visina brane u prvoj fazi iznosi 22,0 m, dok će nakon nadvišenja u drugoj fazi imati 27,0 m. Nagib uzvodne kosine je 1:1,7 (V:H), a nizvodne 1:1,8. U cilju zaštite od delovanja talasa, uzvodna kosina brane obložena je slaganim kamenom debljine 60 cm. Filtarski slojevi štite glineno jezgro od ispiranja i sastoje se od dva sloja debljine po 1,0 m: uz glineno jezgro je pesak, a sa spoljašnje strane šljunak. Fundiranje je na sloju zbijenog kamena, kojim se vrši zamena aluviona i opterećenje prenosi na sloj kompaktnog amfibolita. U cilju sprečavanja filtracije kroz pregradni profil, ispod glinenog jezgra projektovana je injekciona zavesa dubine 10,0 do 20,0 m, koja se izvodi sa kote 211,00 mnm, tj. sa betonskog klina debljine 1,0 m.



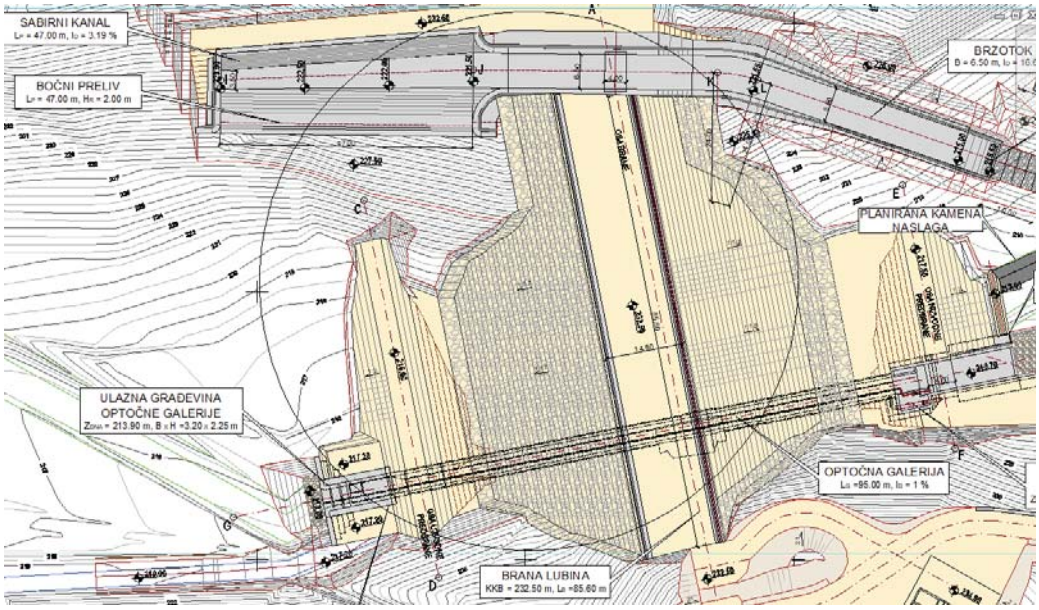
Slika 1 – Karakterističan poprečni presek brane „Lubina“

Dužina brane iznosi cca 86 m, a širina u kruni u proj fazi 14,50 m, da bi se nakon nadvišenja svela na 7,0 m. Kota normalnog uspora je 230,00 mnm, kota maksimalnog uspora desetohiljadugodišnje velike vode je 232,00 mnm, a kota krune brane je na 232,50 mnm. Na

vrhu uzvodne kosine predviđen valobran sa kotom na 233,50 mnm, čime se sprečava prelivanje brane i u slučaju nailaska poplavnog talasa maksimalne verovatne velike vode (Q_{PMF}).

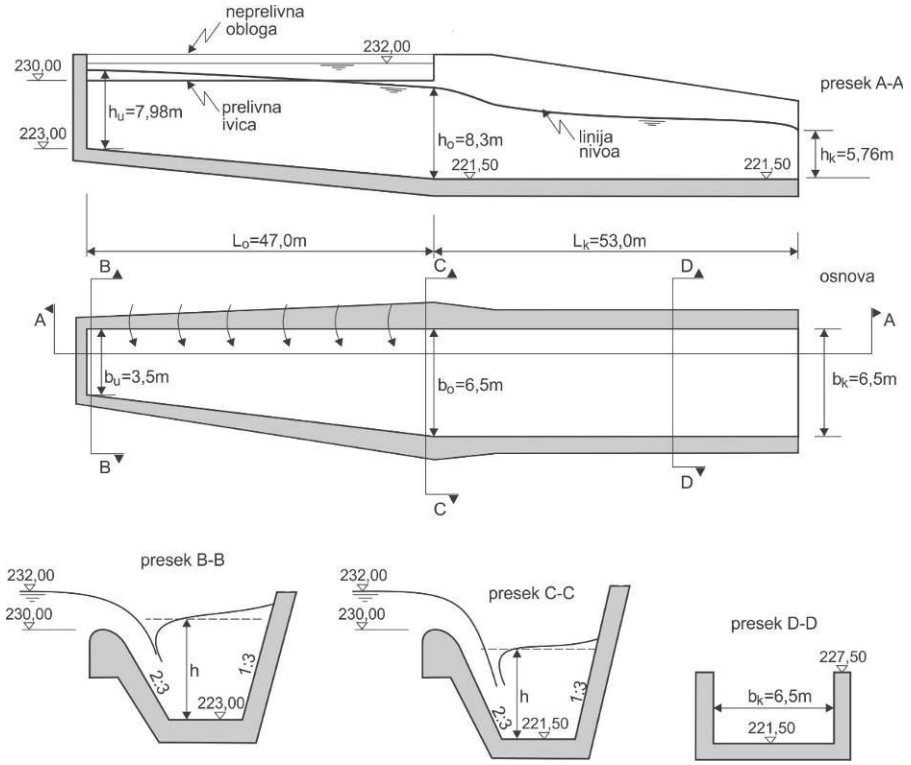
Objekti za evakuaciju velikih voda u toku eksploatacije smešteni su na levoj obali i sastoje se od bočnog preliva, sabirnog kanala, prelazne deonice, brzotoka i ski-skoka (Slika 2). Ukupne dimezije bočnog preliva i sabirnog kanala u osnovi iznose 20,3 x 49,5 m. Dužina prelivne ivice je 47,0 m, sa maksimalnom visinom prelivnog mlaza od 2,0 m. Bočni preliv je hidraulički oblikovan i dilataciono je odvojen od sabirnog kanala. U poprečnom preseku preliv je konstrukcija visine 4,0 m i širine 5,13 m. U podužnom pravcu, preliv je dilataciono podeljen na 4 kampade po 11,75 m, mereno duž prelivne ivice.

Sabirni kanal je promenljive širine: od 3,50 m na uzvodnom, do 6,50 m na nizvodnom kraju, sa padom dna od 3,19%. Nagib levog bočnog zida kanala ka boku akumulacije iznosi 3:1 (V:H), dok je nagib bočnog zida ka prelivu 1,5:1 (Slika 3). Debljina zidova sabirnog kanala je d=1,0 m. Na prelazu iz sabirnog kanala u prelaznu deonicu projektovana su dva kružna usmeravajuća zida promenljive debljine od 1,55 do 1,00 m. Visina zidova iznad gornje ivice temelja je 5,5 m.



Slika 2 – Dispozicija brane i pribranskih objekata

Na sabirni kanal nastavlja se prelazna deonica koja predstavlja kanal dužine 53,00 m, širine 6,5 m i dubine 11,0 m. Dno prelazne deonice je ravno i nalazi se na koti 221,50 mnm (Slika 3). Debljina temeljne ploče i donjeg dela bočnih zidova je 2,40 m. Spoljna kontura bočnih zidova prati konturu iskopa koji je u nagibu 3:1 do kote 227 mnm. Iznad 227,00 mnm zidovi su promenljive debljine od 1,55 m do 1,0 m, a spoljna kontura im je u nagibu 10:1. Prelazna deonica je konstruktivnim razdelnicama izdeljena na 4 kampade, dužina 3x12,0 m + 8,5 m, posmatrano u nizvodnom smeru.



Slika 3 – Osnova i preseci preliva, sabirnog kanala i prelazne deonice

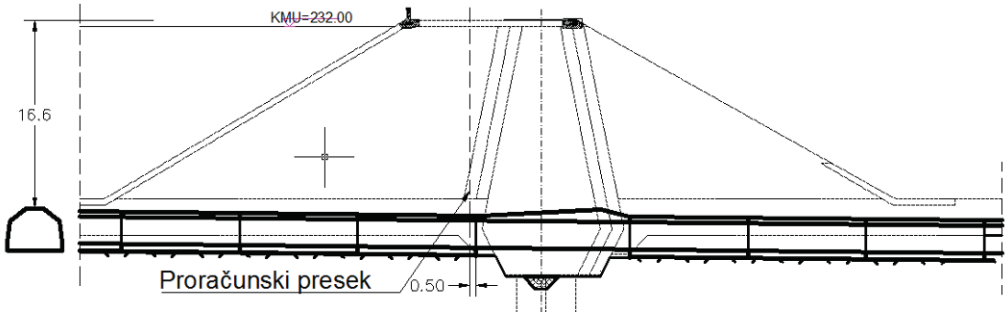
Preko prelazne deonice, u produžetku krune brane, projektovan je most na koti 232,50 mnm. Konstrukcija mosta je ploča širine 4 m i debljine 50 cm, sistema proste grede, raspona 7,0 m. Most je oslonjen u niše odgovarajućih dimenzija na kruni zidova prelazne deonice.

U produžetku sabirnog kanala nizvodno je brzotok dužine 40,20 m sa nagibom dna od 16,67 %. Širina brzotoka je 6,5m, a visina zidova promenljiva i kreće se između 4,2 i 6,8 m. Debljina donje ploče je 60 cm, kao i zidova u zoni uklještenja u ploču, dok su u kruni zidovi d=30 cm. Brzotok je dilatacijama podeljen na 4 kampade dužina: 2x8,10 m + 2x12,00 m.

Na nizvodnom kraju je ski-skok sa pragom na koti 216,50 mnm, odakle se mlaz „kosim hicem“ evakuiše nizvodno od brane. Širina ski-skoka je 6,50 m, a dužina 6,55 m, sa poluprečnikom krivine od 8,0 m. Ski-skok je masivan, sa nizvodnim zubom fundiranim na koti 211,50 mnm. Bočni zidovi, koji se nastavljaju na zidove brzotoka, su visine do 4,2 m i promenljive debljine od 30 cm u vrhu, do 60 cm dnu, gde su uklješteni u masivni deo ski-skoka. Teren neposredno nizvodno od ski-skoka zaštićen je kamenom, čime se sprečava podlokavanje i prelivne vode bezbedno odvode u rečno korito.

Optočna (derivaciona) galerija je linijski objekat ukupne dužine 95 m, sa širinom svetlog otvora od 3,2 m i visinom u središnjem delu 2,25 m (Slika 4). Galerija je u konstantnom nagibu. Kota dna na ulazu je 213,9 mnm, a na izlazu 213,0 mnm. Debljina svoda galerije je 0,50 m, debljina zidova promenljiva od 0,50 m na vrhu do 0,70 m na dnu, a debljina donje ploče 0,70 m. Konstrukcija je dilataciono podeljena na 10 kampada.

Nakon završetka nasipanja brane i izgradnje objekata za evakuaciju velikih voda, na ulazu u galeriju spuštaju se betonski tablasti zatvarači (dambalkeni) i otpočinje se sa punjenjem akumulacije. Istovremeno se otpočinje sa radovima na ugradnji cevovoda temeljnog ispusta i cevovoda za navodnjavanje.



Slika 4 – Podužni presek kroz optočnu galeriju i izbor računskog preseka

Vodozahvatna građevina nalazi se na uzvodnom kraju optočne galerije i u nju su smešteni zahvati temeljnog ispusta i cevovoda za navodnjavanje. Objekat je fundiran na koti 212,60 mnm. Temeljna ploča je debljine 1,3 m i dimenzija u osnovi 7,0x13,4 m. Bočni zidovi su u donjem delu debljine 0,75 m, a u gornjem delu 0,60 m. Uzvodni zid je promenljive debljine. Masivan je u delu gde kroz njega prolazi ulazni deo cevovoda temeljnog ispusta i cevovoda za navodnjavanje, a pri vrhu objekta zid je debljine 0,50 m. Krovna ploča i nizvoni zid su debljine 0,50 m.

Nizvodna zatvaračnica nalazi se na nizvodnom kraju galerije. Kroz ovaj objekat se u prvoj fazi vrši skretanje reke, a u drugoj fazi u njoj se smeštaju regulacioni zatvarači na cevovodima. Temeljna ploča zatvaračnice je debljine 1,2 m. Krovna ploča je debljine 15 cm i oslonjena je na 6 stubova preseka 50x50 cm. Po tri stuba su povezana kranskim gredama u pravcu levi-desni bok. Iznad kranskih greda nalazi se zidno platno, koje se spaja sa krovnom pločom. Svi vertikalni zidovi zatvaračnice su debljine 50 cm. U sklopu bloka zatvarčnice nalazi se i prelazna deonica, odnosno hidraulički oblikovana denivelacija sa stepenastim brzotokom.

Nizvodno od zatvaračnice nalazi se slapište temeljnog ispusta. Slapište je kanalskog tipa sa širinom od 5,4 m. Visina zidova slapišta je 6,8 m. Temeljna ploča je debljine 1,2 m. Zidovi su promenljive debljine: na mestu uklještenja 1,2 m, a na vrhu 0,50 m.

3. KONSTRUKTIVNE ANALIZE

Modeliranje konstrukcija je izvršeno pomoću programa Tower 6, u skladu sa Pravilnikom BAB 87. Prilikom analize stabilnosti objekata u slučaju delovanja zemljotresa, svi armirano betonski objekti proračunati u skladu sa *Pravilnikom o tehničkim normativima za projektovanje i proračun inženjerskih objekata u seizmičkim područjima*.

Analiza stabilnosti krutih masivnih konstrukcija glave preliva i ski skoka je sprovedena sa punim seizmičkim ubrzanjem, bez redukcije seizmičkog koeficijenta, koja se propisuje Pravilnikom, što je na strani sigurnosti. Međutim, iako je članom 20 definisano da koeficijent seizmičkog dejstva treba sračunati za dejstvo oba zemljotresa „Z1“ i „Z2“, te usvojiti veću vrednost, proračun je urađen u skladu sa ustaljenom inženjerskom praksom da se proračun armature vrši za zemljotres Z1, a stabilnost konstrukcije da se proverava na zemljotres Z2. S

obzirom da za dimenzionisanje armature u konstrukcijama koje su dominantno opterećene pritiscima tla i vode, seizmička kombinacija po pravilu nije merodavna (pokazalo se da su maksimalni momenti savijanja za seizmičke kombinacije oko 40% manji nego za druge kombinacije opterećenja), zadržan je princip da se statički proračun radi samo za zemljotres Z1, a da se analiza stabilnosti radi za zemljotres Z2.

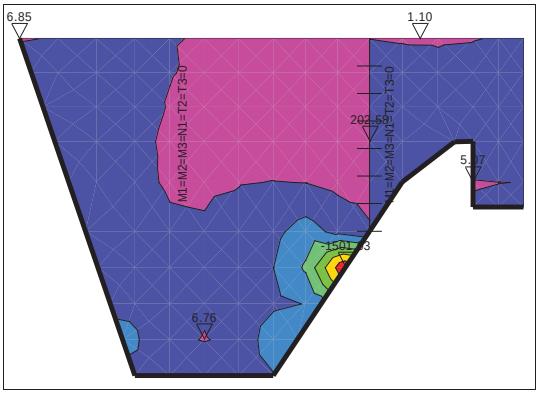
Imajući u vidu da je sredina u kojoj se nalaze betonske konstrukcije srednje agresivnosti i da je trajanje uticaja stalno, dugotrajno i kratkotrajno promenljivo, usvojena je granična širina prslina od 0,2 mm.

3.1. BOČNI PRELIV I SABIRNI KANAL

Proračun stabilnosti bočnog preliva urađen je za tri kombinacije opterećenja: 1. Normalan režim rada, 2. Izuzetno opterećenje od vode i 3. Izuzetno opterećenje od zemljotresa. Za ugao unutrašnjeg trenja amfibolita od 42^0 i nagib klizne ravni od 29^0 dobijeni su koeficijenti opšte stabilnosti protiv klizanja, prevrtanja i isplivavanja kao u Tabeli 1. Svi koeficijenti imaju vrednosti veće od minimalno propisanih, čime je dokazana stabilnost preliva u svim uslovima eksploatacije.

Tabela 1 – Postignuti koeficijenti opšte stabilnosti preliva

Kombinacija opterećenja	**Koeficijent sigurnosti**		
	K_k	K_p	K_i
Kombinacija 1	23,04	1,90	1,76
Kombinacija 2	1,72	1,43	1,38
Kombinacija 3	2,57	1,64	1,76



Slika 5 – Čeoni zid: merodavna kombinacija:1,6xI+1,8xII+1,6xVII+1,8xVIII

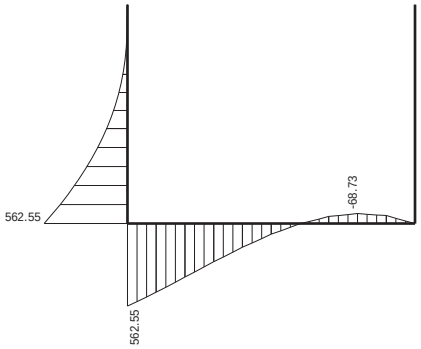
S obzirom da će u drugoj fazi izgradnje nivo vode u akumulaciji biti veći za 5,0 m, stabilnost sabirnog kanala protiv isplivavanja nije mogla biti postignuta racionalnim dimenzijama ploče i zidova kanala. Zbog toga je ploča ankerovana pasivnim ankerima od armaturnog gvožđa 2RØ32 dužine 6,0 m, Levi zid (uz kosinu iskopa na levom boku) obezbeđen je kosim pasivnim ankerima upravnim na kosinu iskopa dužine 6,0 m za anker

formiran od 2 šipke RØ32 i dužine 7,0 m za anker formiran od 3 šipke RØ32. Desni zid obezbeđen je ankerima 2RØ32 dužine 6,0 m. Svi ankeri su u rasteru 1,5/1,5 m.

Za dimenzionisanje čeonog zida sabirnog kanala bila je merodavna kombinacija opterećenja koja u obzir uzima sopstvenu težinu (I), hidrostatički pritisak za Z_{nu} (II), seizmičke uticaje (VII) i hidrostatički pritisak iznutra (VIII), Slika 5. Usvojena je glavna armatura ±RØ32/20 u oba pravca, dodatna horizontalna armatura RØ32/20 sa unutrašnje strane zida i lokalno dodatna vertikalna armatura RØ32/20 + RØ25/20 u zoni spojnice sa prelivom.

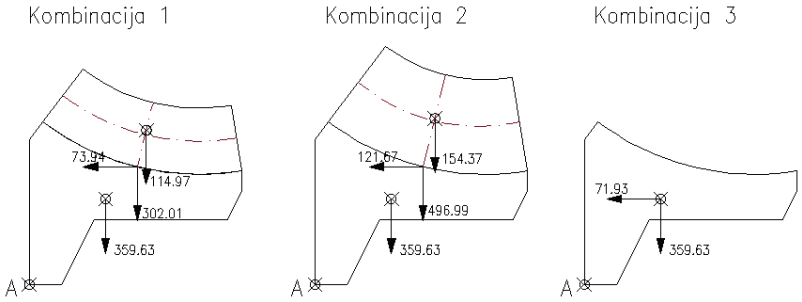
3.2. BRZOTOK I SKI SKOK

S obzirom na dispoziciju i opterećenja brzotoka, ne postoji opsanosti od klizanja, prevrtanja i isplivavanja. Za dimenzionisanje brzotoka bila je merodavna kombinacija opterećenja koja u obzir uzima stalno opterećenje (I), hidrostatički pritisak (II) i pritisak tla u miru (VI), Slika 6. Usvojena je glavna armatura ploče RØ25/20 u obe zone i podeona armatura RØ16/20. U zoni uklještenja levog zida u ploču usvojena je dodatna armatura RØ25/20 u spoljnoj zoni.



Slika 6 – Brzotok: uticaji iz merodavne kombinacije opterećenja:1,6xI+1,8xII+1,6xVI

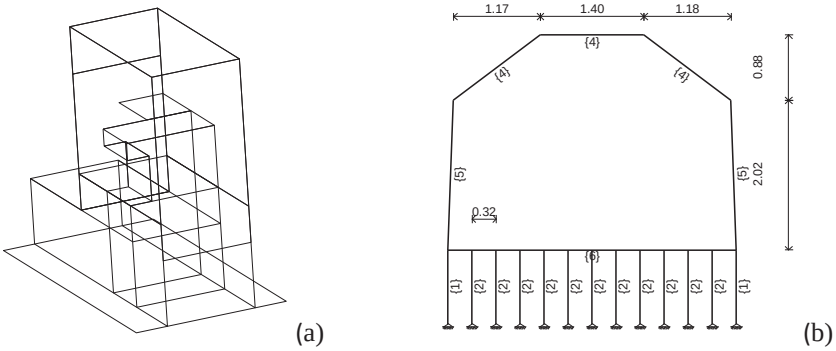
Analiza opšte stabilnosti ski-skoka urađena je za kombinacije opterećenja: 1. Prelivanje vode $Q_{0,1\%}$, 2. Prelivnje vode $Q_{0,01\%}$ i 3. Delovanje zemljotresa, Slika 7. Za sve kombinacije dobijeni su zadovoljavajući koeficijenti opšte stabilnosti.



Slika 7 – Ski-skok: analiza opšte stabilnosti

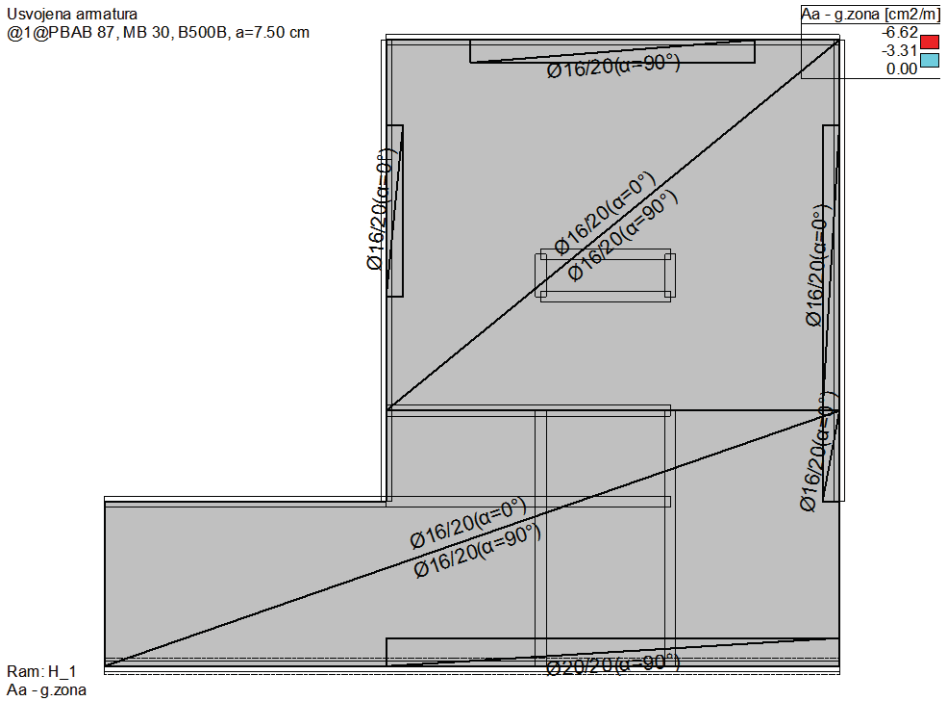
3.3. OPTOČNA GALERIJA SA ULAZNOM I IZLAZNOM GRAĐEVINOM

Ulazna građevina optočne galerije se nakon završetka izgradnje brane pretvara u zahvatnu građevinu iz koje polaze cevovod temeljnog ispusta i cevovod za navodnjavanje. Objekat je armiranobetonski, skeletne konstrukcije, čiji je model prikazan na Slici 8a.



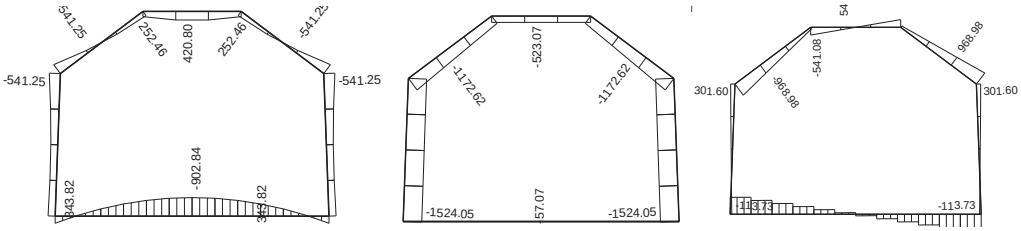
Slika 8 – Računski model ulazne građevine (a) i optočne galerije (b)

Proračun je izvršen za sva opterećenja i sve realne kombinacije. Šematski prikaz usvojene armature za ram H_1 dat je na Slici 9.



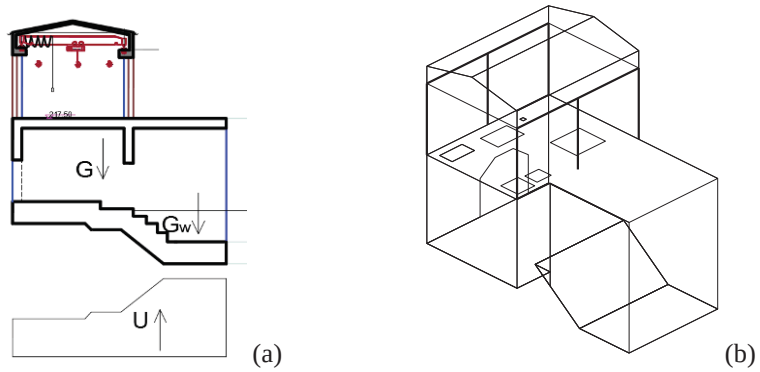
Slika 9 – Šematski prikaz usvojene armature za ram H_9

Optočna galerija aproksimirana je presekom (Slika 4), čiji je računski model prikazan na Slici 8b. Merodavna kombinacija za dimenzionisanje optočne galerije obuhvata opterećenja od sopstvene težine, vertikalni i horizontalni pritisak valjanog kamena iz tela od brane. Dijagrami momenata, normalnih i transverzalnih sila za ovu kombinaciju prikazani su na Slici 10. U kaloti i zidovima usvojena je armatura Ø25/10, a u donjoj ploči Ø32/10. U presecima zida i kalote, odnosno zida i donje ploče izvršeno je osiguravanje od transverzalnih napona zatezanja kosom armaturom RØ14/10, odnosno RØ16/10.



Slika 10 – Dijagrami merodavnih uticaja za dimenzionisanje optočne galerije

Izlazna građevina na nizvodnom kraju optočne galerije predstavlja zatvaračnicu u koju se smeštaju regulacioni zatvarači. S obzirom na moguće nivoe vode, urađena je analiza stabilnosti protiv isplivavanja, kao i statički proračun i dimenzionisanje konstrukcije. Računski modeli prikazani su na Slici 11.



Slika 11 – Ulazna građevina: (a) – analiza stabilnosti protiv isplivavanja i (b) – izometrijski model za statički proračun i dimenzionisanje

Proračunom su obuhvaćena opterećenja od: sopstvene težine, korisno opterećenje, sneg, pritisak tla u miru, aktivan pritisak tla, opterećenje od vozila (V600, koje prelazi preko slapišta), od krana i seizmički uticaji. Merodavni uticaji za dimenzionisanje dobijeni su kao anvelopa odgovarajućih ekstremnih uticaja.

U zidovima je usvojena horizontalna armatura ±RØ16/20 i vertikalna armatura ±RØ25/20 (sa dodatnom armaturom u donjem delu zidova na kontaktu sa temeljnom pločom). Stubovi su armirani sa ±3RØ16 (odnosno ukupno 8RØ16, što zadovoljava μ_{min}= 0,6%). Temeljna ploča armirana je sa ±RØ16/20 u pravcu ose zatvaračnice i ±RØ25/20 upravno na osu.

4. ZAKLJUČAK

Projektom brane „Lubina“ uspešno je rešen zahtev za obezbeđenje akumulacije za navodnjavanje voćnjaka u Potkozarju, kao i projektni kriterijum za faznu izgradnju i naknadno nadvišavanje brane. Projektovana je brana koja obezbeđuje sigurnost i za slučaj nailaska maksimalne verovatne velike vode (Q_{PMF}) i zemljotresa hiljadugodišnjeg povratnog perioda. Konstruktivnim analizama dokazana je stabilnost objekata za evakuaciju vode u toku eksploatacije i objekata vodozahvata. Statičkim proračunima i dimenzionisanjem obuhvaćeni su preliv, sabirni kanal, prelazna deonica, brzotok i ski-skok, kao i optočna galeriju sa vodozahvatnom građevinom i nizvodnom zatvaračnicom. Usvojenim rešenjem obezbeđena je nosivost, stabilnost i upotrebljivost u svim fazama izgradnje i eksploatacije objekata.

LITERATURA

[1] Idejno rješenje razvoja irigacionog sistema voćnjaka u Potkozarju, Opština Gradiška, Knjiga 2: Tehnička rješenja, tehnoekonomske i ekonomske analize, „Zavod za vodoprivredu“ d.o.o. Bijeljina i Građevinski fakultet u Beoradu, 2017.

[2] Glavni projekat razvoja irigacionog sistema voćnjaka u Potkozarju, Knjiga 2: Brana i akumulacija „Lubina“, Sveska 2.1.4: Brana Lubina sa pratećim objektima – Konstruktivni deo, „Zavod za vodoprivredu“ d.o.o. Bijeljina i Građevinski fakultet u Beoradu, 2018.

[3] P. Petrović, V. Kuzmanović, Hidrotehničke konstrukcije, Primeri primene VI (sa teorijom), drugo izdanje, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, 2009.

[4] P. Petrović, Hidrotehničke konstrukcije, II deo, drugo izdanje, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, 2009.

[5] Pravilnikom o tehničkim normativima za projektovanje i proračun inženjerskih objekata u seizmičkim područjima, Beograd, 1987.

[6] Pravilnik o tehničkim normativima za beton i armirani beton – Pravilnik PBAB 87, SDGKJ, Beograd 1989.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-25
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Nikola Velimirović[1], Dragoslav Stojić[2], Radovan Cvetković[3], Nemanja Marković[4], Nenad Stojković[5]

OPTIMIZACIJA DIMENZIJA SPREGNUTOG NOSAČA TIPA DRVO-BETON

Rezime:

Kako bi se omogućila što šira primena spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton, potrebno je obezbediti opštu dostupnost relevantne tehničke regulative u vezi sa njihovim projektovanjem i održavanjem. Cilj ovog rada je izbor najboljeg rešenja za dimenzije poprečnog preseka spregnutog nosača tipa drvo-beton, istovremeno se usredsređujući na verifikaciju graničnog stanja upotrebljivosti i cenu koštanja. Sprovedena optimizacija može predstavljati priliku da se pronađe određena ušteda u materijalu i samim tim u troškovima izgradnje ovakve vrste konstrukcija, što svakako može biti od praktičnog značaja.

Ključne reči: drvo-beton, optimizacija, cena koštanja, granično stanje upotrebljvosti

SIZE OPTIMIZATION OF TIMBER-CONCRETE COMPOSITE BEAM

Summary:

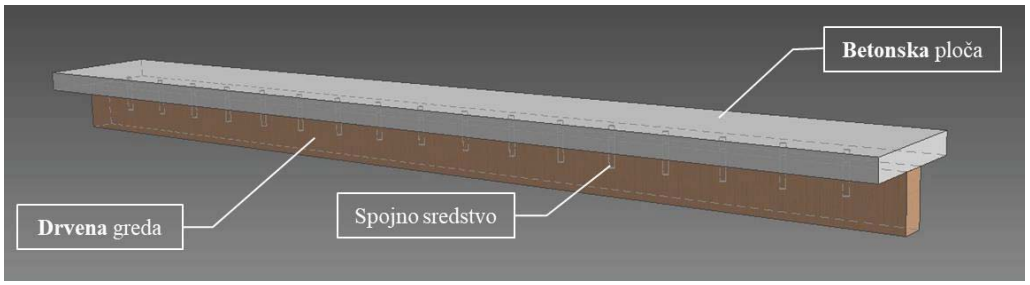
In order to widespread the application of timber-concrete composite structures, it is necessary to ensure the general availability of relevant technical documentation related to its design and maintenance. The aim of this paper is to find the best solution for cross-sectional dimensions of timber-concrete composite beam by focusing on serviceability limit state verification and cost of the beam, simultaneously. Conducted optimization may present an opportunity to find material and cost savings within construction of the structures and it can be of practical value to structural designers.

Key words: timber-concrete, optimization, cost, serviceability limit state

[1]*Dr Nikola Velimirović, Departman za tehničke nauke, Državni univerzitet u Novom Pazaru, Vuka Karadžića bb, 36300 Novi Pazar, velimirovic.nikola@gmail.com*
[2]*Prof. dr., Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Srbija, dragoslav.stojic@gmail.com*
[3]*Dr., Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Srbija, radovancvetkovic@yahoo.com*
[4]*Dipl. građ. inž., asistent na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu Univerziteta u Nišu, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Srbija, i doktorant na Faculty of Civil and Environtental Engineering, Ruhr University Bochum, Universitatsstrase 150, 44801 Bochum Germany, nemanja.markovic@gaf.ni.ac.rs*
[5]*Dr., Građ. Inž., Visoka tehnička škola Niš,Aleksandra Medvedeva 20, 18000 Niš, Srbija, svnenad@yahoo.com*

1. UVOD

Konstruktivnim spajanjem dva različita materijala u jedinstven spregnuti sistem omogućuje se iskorišćavanje najboljih mehaničkih karakteristika upotrebljenih materijala. Spregnute konstrukcije tipa drvo-beton predstavljaju konstruktivni sistem u kome je drvena greda ili ploča povezana sa gornjom betonskom pločom koristeći različite tipove spojnih sredstava (slika 1). Poznato je da drvo ima relativno veliku čvrstoću na zatezanje, dok beton ima veliku čvrstoću na pritisak, tako da se sprezanjem na ovakav način postiže iskorišćenje najboljih mehaničkih karakteristika oba materijala. Uloga spojnih sredstava je da prihvate smičuće sile koje nastaju u spojnoj ravni dva elementa i na taj način osiguraju jedinstveno dejstvo spregnutog preseka. Ovako formiran spregnuti element ima manju sopstvenu težinu poredeći sa klasičnim betonskim elementom. Samim tim i ukupna težina ovako izgrađene konstrukcije je smanjena, što za posledicu ima povoljnije ponašanje u seizmičkim uslovima. Takođe, postoje brojne prednosti i u odnosu na tradicionlne drvene elemente. Sprezanjem drveta sa betonom, značajno se povećava kako nosivost tako i krutost konstrukcije. Takođe, značajno je unapređena zvučna i termička izolovanost međuspratnih konstrukcija, smanjene su vibracije i povećana vatrootpornost.



Slika 1 – Spregnuti nosač tipa drvo-beton

Kratak pregled upotrebe spregnutog sistema drvo-beton u građevinarstvu prikazan je u radu [1] kao i određeni broj studija slučaja o njegovoj primeni. Može se zaključiti da ovaj spregnuti sistem otvara vrata novog tržišta za drvene konstrukcije i samim tim povećava ukupan udeo drveta u građevinskoj industriji. Na osnovu sprovedenih istraživanja o tržišnom potencijalu spregnutog sistema drvo-beton prikazanih u [2], zaključuje se da međuspratne konstrukcije u višespratnim stambenim i poslovnim objektima predstavljaju potencijalno najvažnije područje primene ovog spregnutog sistema.

Kako bi se omogućila što šira primena spregnutih konstrukcija tipa drvo-beton, potrebno je obezbediti opštu dostupnost relevantne tehničke regulative u vezi sa njihovim projektovanjem i održavanjem. Dimenzionisanje ove vrste spregnutih sistema prema sadašnjim propisima u određenom smislu je nedorečeno i samim tim postoji veliki prostor za unapređenje samog procesa njihovog projektovanja. Dimenzionisanje ovih spregnutih sistema se za sada vrši na osnovu γ-metode, date u Aneksu B - Evrokoda 5 [3]. Osnovna zamerka ovog proračunskog modela je ta da nisu svi relevantni činitelji uzeti u obzir, pre svega oni nastali usled dugotrajnog opterećenja i promene uticaja spoljašnje sredine.

2. FORMULACIJA PROBLEMA

Prilikom projektovanja na konvencionalan način uglavnom se teži maksimalnom ispunjenju zadatih uslova, pri čemu je veoma uticajno iskustvo samog projektanta. Takav pristup može dovesti do usvajanja predimenzionisanog rešenja koje odstupa od najpovoljnijeg, odnosno optimalnog rešenja. U cilju što efikasnijeg projektovanja različitih vrsta konstrukcija, razvijena je projektna optimizacija koja ima za cilj da pomogne inženjerima u projektovanju pouzdanijih, efikasnijih i jeftinijih konstruktivnih sistema.

Cilj ove studije je izbor najboljeg rešenja za dimenzije poprečnog preseka spregnutog nosača tipa drvo-beton. Glavni zadatak predstavlja minimiziranje materijala koji se koristi i samim tim smanjenje ukupne težine nosača bez ugrožavanja njegovih karakteristika. Zbog toga sprovedena optimizaciona analiza može predstavljati priliku da se pronađe određena ušteda u materijalu i samim tim u troškovima izgradnje ovakve vrste objekata, što svakako može biti od praktičnog značaja.

U okviru ove studije je posmatran spregnuti nosač tipa drvo-beton izveden mehaničkim spojnim sredstvima, statičkog sistema proste grede. Ulazni podaci optimizacionog modela definišu geometrijske karakteristike spregnutog nosača, posmatrani sistem sprezanja, mehaničke karakteristike komponentih materijala i spojnih sredstava, kao i opterećenje i granične uslove. Drvena greda posmatrana kao konstitutivni element ovog spregnutog sistema ima pravougaoni poprečni presek i izrađuje se od monolitnog drveta klase čvrstoće C27 [4]. Betonska ploča je izrađena od betona klase čvrstoće C25/30 sa karakteristikama prikazanim u Evrokodu 2 [5]. Sprezanje ova dva elementa je postignuto pomoću trnova od čelične glatke armature S235 ugrađenih u predhodno izbušene rupe u drvenoj gredi i premazane epoksi smolom. Ovaj vid sprezanja se najčešće koristi prilikom ojačanja starih drvenih podova kao i prilikom izgradnje novih međuspratnih kostrukcija. Čelični trnovi dimenzija ϕ20/150 mm ugrađeni su na jednakom rastojanju s = 240mm. Ovom prilikom smo se ograničili na posmatranje spregnutih nosača u unutrašnjoj prostoriji za boravak ljudi, gde je temperatura vazduha 22±4°C, a relativna vlažnost vazduha 50±5%. Prema preporukama Evrokoda 1 [6], pretpostavljeno korisno opterećenje za prostore za stanovanje i boravak je od 2 kN/m^2 do 4 kN/m^2.

2.1. OPTIMIZACIONE PROMENLJIVE

Kao nezavisne optimizacione promenljive posmatrane su geometrijske karakteristike poprečnog preseka spregnutog nosača, prikazane u tabeli 1.

Tabela 1 - Oblast istraživanja optimizacionih promenljivih

Optimizaciona promenljiva	***Oznaka***	***Dimenzija***	***Donja granica***	***Gornja granica***
Širina drvene grede	b_t	*mm*	*50*	*150*
Visina drvene grede	h_t	*mm*	*100*	*500*
Visina betonske ploče	h_c	*mm*	*50*	*100*
Širina betonske ploče	b_c	*mm*	*600*	*1000*

Za posmatrane optimizacione promenljive neophodno je odrediti oblast istraživanja koja je definisana donjom i gornjom granicom. Određivanje oblasti istraživanja optimizacionih promenljivih izvršeno je kako na osnovu Evrokoda 5 [3] i preporuka EOTA [7], tako i na osnovu iskustvenih preporuka. Ostali projektni parametri koji definišu posmatrani optimizacioni model, kao što su mehanička svojstva materijala, karakteristike sistema veze, opterećenje i granični uslovi, posmatrani su kao konstantni tokom procesa optimizacije. Karakteristični raspon za ovu vrstu konstruktivnih sistema, gde je drvena greda izvedena od monolitnog drveta nije veći od 8 m [7]. Na osnovu toga, u okviru ove studije posmatrani su spregnuti nosači tipa drvo-beton raspona od 4m do 8m.

2.2. KRITERIJUMI OPTIMIZACIJE

Izbor kriterijuma optimizacije predstavlja vitalan deo svakog procesa optimizacije. Iako se upotrebljivost generalno smatra manje važnim u odnosu na bezbednost, posledice prekoračenja graničnog stanja upotrebljivosti mogu biti značajnije u pogledu troškova. U mnogim projektnim situacijama, naročito prilikom projektovanja rezidencijalnih i poslovnih objekata, dimenzionisanje ovog spregnutog sistema se najčešće vrši na osnovu graničnog stanja upotrebljivosti i to naročito proverom ugiba usled dugotrajnog opterećenja. Na osnovu toga, kao prvi kriterijum optimizacije određen je maksimalni ugib spregnutog nosača tipa drvo-beton na kraju proračunskog eksploatacionog veka.

Od projektanata se stalno zahteva da donose rigorozne odluke u cilju smanjenja troškova proizvodje zadržavajući optimalne karakteristike sistema, odnosno da se sa istim troškovima proizvodnje dobije unapređen kvalitet konstrukcije. Stoga je kao drugi kriterijum optimizacije usvojena cena koštanja spregnutog nosača. Uzimajući u obzir da je ovaj spregnuti sistem još uvek u fazi razvoja i uvođenja na tržište, procena cene koštanja je veoma nezahvalan zadatak. U ovom trenutku još uvek postoje određene vrste troškova koji nisu dovoljno analizirani, što svakako otežava proračun troškova tokom eksploatacionog veka [2]. Iz tog razloga, cenu koštanja spregnutog nosača tipa drvo-beton definisali smo sledećim izrazom:

$$C(\mathbf{x}) = c_c \cdot V_c + c_t \cdot V_t = (c_c \cdot b_c \cdot h_c + c_t \cdot b_t \cdot h_t) \cdot L, \tag{1}$$

gde je:
c_c relativna cena koštanja proizvodnje i ugradnje betonskog elementa po m^3,
c_t relativna cena koštanja proizvodnje i ugradnje drvenog elementa po m^3.

Razmatrajući trenutno stanje na tržištu, pretpostavljeno je da je relativna cena koštanja drveta (c_t) tri puta veća u odnosu na relativnu cenu koštanja betona (c_t). Posmatrana cena koštanja spregnutog nosača tipa drvo-beton ne uzima u obzir spojna sredstva, jer se pretpostavlja da je njihov broj za određeni raspon nosača konstantan za sve optimizacione alternative.

2.3. FUNKCIJE OGRANIČENJA

Kako bi se izbegle prekomerne deformacije i drugi neželjeni efekti u toku eksploatacionog veka, kao što su izgled, udobnost i funkcionalnost konstrukcije, maksimalni ugib horizontalnih konstrukcijskih elemenata treba biti ograničen. Na osnovu preporuka datih u Evrokodu 5 [3], za spregnuti nosač drvo-beton statičkog sistema proste grede, granična vrednost trenutnog

ugiba nosača je L/300, a za ugib na kraju proračunskog eksploatacionog veka je L/200, gde je L raspon nosača. Pored toga, na osnovu preporuka datih u [7], pretpostavili smo da je odnos visine betonske ploče (h_c) i visine drvene grede (h_t) manji od 70%.

2.4. VIŠEKRITERIJUMSKO ODLUČIVANJE

Zadati kriterijumi optimizacije mogu biti istovremeno zadovoljeni jedinstvenim izborom vrednosti optimizacionih promenljivih, međutim u realnim uslovima to uglavnom nije slučaj jer se obično posmatraju konfliktni kriterijumi koji ne mogu biti istovremeno i u potpunosti zadovoljeni pa samim tim i ne postoji savršeno rešenje. Stoga je zadatak projektanta prilikom pronalaženja prihvatljivog kompromisnog rešenja za suprotstavljene kriterijume veoma komplikovan. U svrhu rešavanja ovakve vrste problema, višekriterijumsko odlučivanje može biti primenjeno.

U cilju rangiranja alternativa, primenili smo metodu težinskih koeficijenata. Na početku se definišu matrica odlučivanja i težinski koeficijenti za posmatrane funkcije cilja, cenu koštanja spregnutog nosača i maksimalni ugib. Implementacija ove metode je izvršena na osnovu generisanog Algoritma 1.

Algoritam 1- Izračunavanje najboljih alternativa

Ulazni podaci: Težinski koeficijenti W_1 i W_2 za cenu i ugib; broj alternativa m

---

1: Izvršenje normalizacije matrice odlučivanja C:

$$c'_{ij} = \frac{c_{ij}}{\sum_{k=1}^{m} c_{kj}}, \quad 1 \le i \le m, \quad 1 \le j \le 2.$$

2: Za svaku alternativu i, $1 \le i \le m$ sračunati težinske sume cene i ugiba:
$d_i = W_1 \cdot c_{i1} + W_2 \cdot c_{i2}$.

3: Sortirati alternative (redove u matrici C) na osnovu vrednosti d_i , od najveće do najmanje vrednosti i označiti novu matricu sa D.

4: Vratiti prvih m redova martrice D kao rezultat.

---

3. REZULTATI I DISKUSIJA

3.1. OPTIMIZACIONE ALTERNATIVE

Proračunski model spregnutih nosača tipa drvo-beton dat u Aneksu B - Evrokoda 5 (γ-metod) [3] biće primenjen za kontrolu graničnog stanja upotrebljivosti usled kratkotrajnog opterećenja. Za proračun ponašanja posmatranog spregnutog nosača usled dugotrajnog opterećenja obično se koristi metoda efektivnog modula predstavljena u radu [8]. Ovom metodom se uzima u obzir efekat tečenja konstitutivnih materijala pomoću redukcije modula elastičnosti i modula popustljivosti, koristeći izraze:

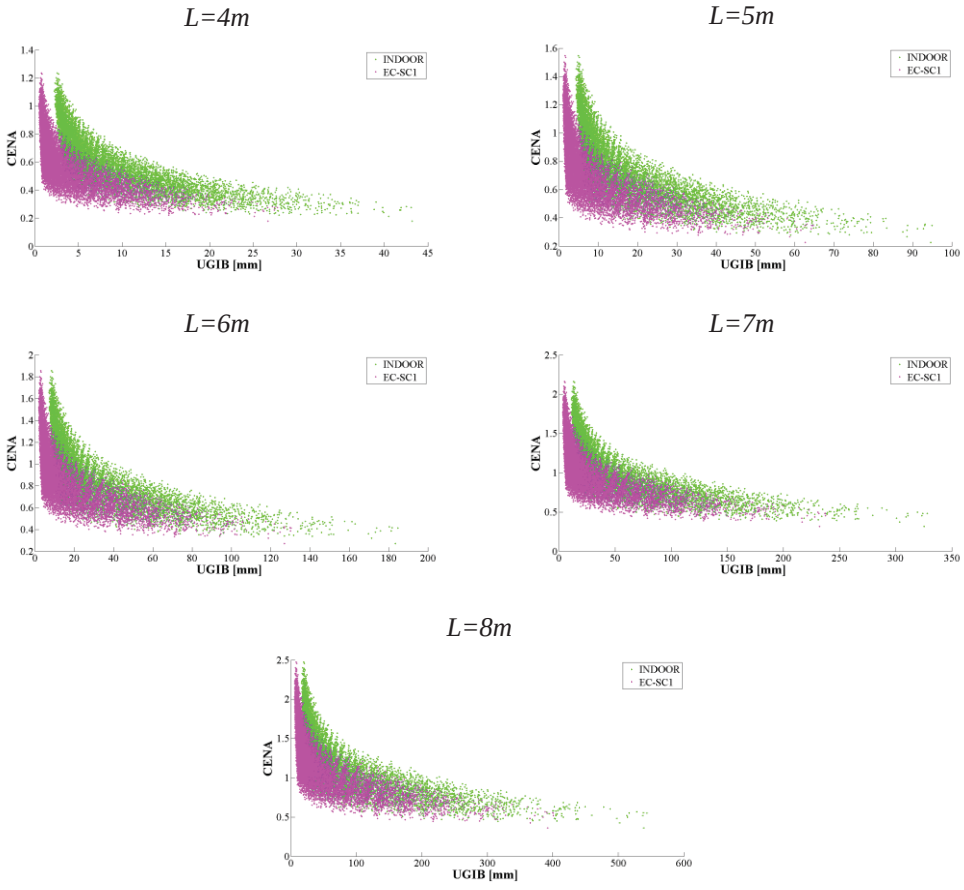
$$E_{c,eff}(t)=\frac{E_c(t_0)}{1+\varphi_c(t,t_0)},\quad E_{t,eff}(t)=\frac{E_t}{1+\varphi_t(t,t_0)},\quad K_{eff}(t)=\frac{K}{1+\varphi_f(t,t_0)}, \tag{2}$$

gde je:

$\varphi_c(t,t_0)$ koeficijent tečenja betona,

$\varphi_t(t,t_0)$ koeficijent tečenja drveta,

$\varphi_f(t,t_0)$ koeficijent tečenja spojnog sredstva.



Slika 2 - Trade-off grafikoni optimizacionih alternativa za posmatrane raspone spregnutog nosača opterećene korisnim opterećenjem od 3kN/m2

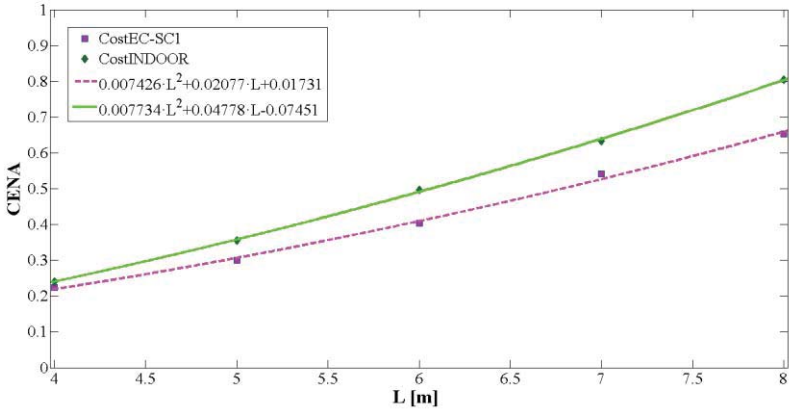
Različita istraživanja koja su sprovedena poslednjih godina pokazala su da ovaj pristup ima određene nedostatke, jer zanemaruje efekte reoloških pojava kao što su skupljanje betona i

neelastične dilatacije betona i drveta usled varijacije temperature i relativne vlažnosti vazduha spoljašnje sredine. Na osnovu toga, kada se zahteva kompleksnija analiza ponašanja ovog spregnutog sistema usled dugotrajnog opterećenja, preporučuje se uračunavanje svih dugotrajnih reoloških efekata koji se javljaju u konstitutivnim materijalima tokom eksploataciog veka.

Kako bi se generisali relevantni uzorci optimizacionih promenljivih u skladu sa unapred definisanom oblašću istraživanja, korišćena je metoda Monte Carlo uzorkovanja. Na ovaj način smo generisali populaciju od 10.000 uzoraka posmatranih optimizacionih promenljivih. Analizirane optimizacione alternative formirane su na osnovu posmatranih kriterijuma optimizacije, cene koštanja spregnutog nosača i maksimalnog ugiba nosača na kraju eksploatacionog veka za sve posmatrane slučajeve raspona nosača i korisnog opterećenja, koristeći generisanu populaciju optimizacionih promeljivih. Kako bismo analizirali uticaj reoloških pojava zanemarenih metodom efektivnog modula na dimenzionisanje spregnutog nosača, sproveli smo uporednu analizu gde smo maksimalni ugib nosača na kraju eksploatacionog veka izračunali u skladu sa metodom efektivnog modula (EC-SC1), a takođe i koristeći kompleksniji pristup (INDOOR), koji uzima u obzir reološke efekte zanemarene metodom efektivnog modula [9].

3.2. MINIMALNA CENA KOŠTANJA NOSAČA

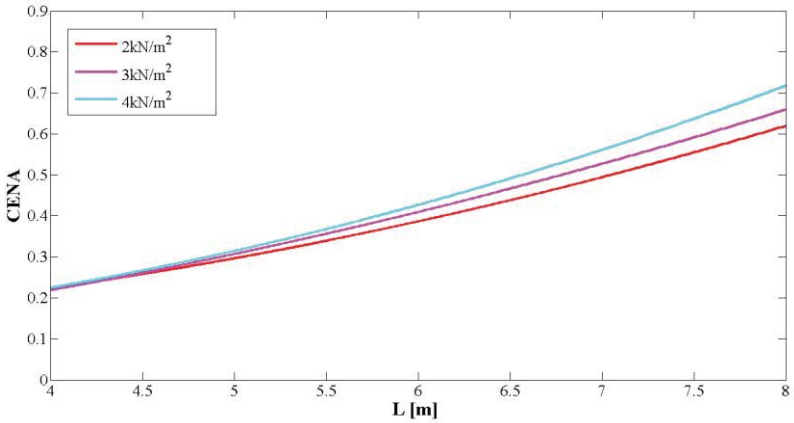
Od građevinskih projektanata se u većini slučajeva zahteva da ponude najekonomičnije projektno rešenje konstrukcije koje zadovoljava prethodno definisane uslove i zahteve projektnog zadatka. Shodno tome, sproveli smo optimizacionu analizu koristeći Algoritam 1, pri čemu smo usvijili težinski koeficijent za cenu jednak 1. Kao rezultat ovakve analize dobili smo minimalnu cenu koštanja spregnutog nosača tipa drvo-beton opterećenog različitim posmatranim korisnim opterećenjima, pri čemu su definisane funkcije ograničenja zadovoljene.



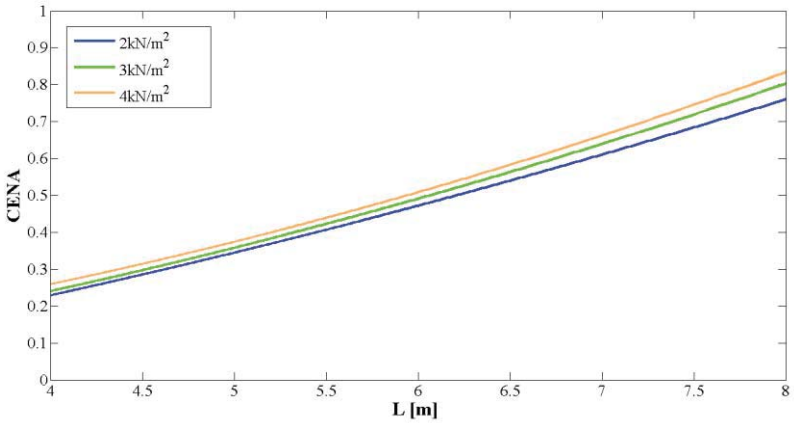
Slika 3 - Minimalna cena koštanja spregnutih nosača tipa drvo-beton pri korisnom opterećenju od 3kN/m2

Na slici 3 su prikazani dobijeni rezultati za minimalnu cenu koštanja spregnutog nosača različitih posmatranih raspona, a za slučaj korisnog opterećenja od 3 kN/m^2. Koristeći metodu

najmanjih kvadrata, određene su i funkcije kvadratnih polinoma koji najbolje aproksimiraju dobijene rezultate. Kriva označena isprekidanom linijom daje pregled dobijenih rezultata zasnovanih na metodi efektivnog modula (CostEC-SC1), dok je kriva označena punom linijom definisana korišćenjem rezultata dobijenih naprednijim računskim pristupom (CostINDOOR) koji uzima u obzir reološke efekte zanemarene metodom efektivnog modula. Na osnovu predstavljenih rezultata možemo videti da minimalna cena koštanja spregnutog nosača za razmatrani slučaj korisnog opterećenja može biti povećana za čak 23.34% ako se reološki efekti zanemareni metodom efektivnog modula uzmu u obzir. Na sličan način sprovedena je analiza i za korisna opterećenja od 2 kN/m^2 i 4 kN/m^2.



Slika 4 Uporedni prikaz minimalne cene koštanja zasnovane na metodi efektivnog modula



Slika 5 Uporedni prikaz minimalne cene koštanja zasnovane na rigoroznom proračunu

Uporedni prikaz grafika kvadratnih funkcija koje aproksimiraju dobijene rezultate za različita posmatrana korisna opterećenja zasnovane na metodi efektivnog modula dat je na

slici 4, dok su na slici 5 rezultujuće funkcije kvadratnih polinoma dobijenih računskim pristupom koji uzima u obzir reološke efekte zanemarene metodom efektivnog modula.

Još jedan benefit sprovedene optimizacione analize može biti i određivanje potrebne visine poprečnog preseka spregnutog nosača tipa drvo-beton. Ova analiza nam daje priliku i da preporučimo potreban odnos raspona i visine (L/H) za spregnute nosače tipa drvo-beton, a za različite slučajeve korisnog opterećenja. Potreban odnos L/H dobijen na osnovu metode efektivnog modula (EC-SC1), kao i na osnovu kompleksnije rigorozne metode (INDOOR) predstavljen je u tabeli 2. Prikazani rezultati bi se mogli pokazati korisnim za građevinske projektante i mogu poslužiti kao određene smernice prilikom projektovanja ovakve vrste konstrukcija.

*Tabela 2 - Potreban odnos raspona i visine (**L/H**) spregnutog nosača tipa drvo-beton*

	2 kN/m^2	***3*** kN/m^2	***4*** kN/m^2
EC-SC1	23.42	22.01	20.98
INDOOR	18.75	17.25	16.18

Nakon svih prikazanih rezultata sprovedenih optimizacija i na osnovu njihove analize, možemo da zaključimo da uobičajena praksa zanemarivanja skupljanja betona i neelastičnih dilatacija drveta i betona usled varijacije temperature i relativne vlažnosti vazduha spoljašnje sredine dovodi do značajnog potcenjivanja ugiba na kraju proračunskog eksploatacionog veka.

4. ZAKLJUČAK

U okviru ovog rada prikazana je optimizacija dimenzija poprečnog preseka spregnutog nosača tipa drvo-beton. Smernice za projektovanje ove vrste spregnutih sistema nisu eksplicitno date ni u jednom od dostupnih standarda za projektovanje konstrukcija, osim u Aneksu B - Evrokoda 5. Međutim, ovaj standard ne razmatra detaljnu proceduru njihovog projektovanja. U mnogim projektnim situacijama, naročito prilikom projektovanja rezidencijalnih i poslovnih objekata, dimenzionisanje ovog spregnutog sistema se najčešće vrši na osnovu graničnog stanja upotrebljivosti i to naročito proverom ugiba prilikom dugotrajnog opterećenja. Za proračun ponašanja posmatranog spregnutog nosača usled dugotrajnog opterećenja obično se koristi metoda efektivnog modula, ali pošto ova metoda zanemaruje efekte reoloških pojava kao što su skupljanje betona i neelastične dilatacije betona i drveta usled varijacije temperature i relativne vlažnosti vazduha spoljašnje sredine, za sveobuhvatnu analizu ponašanja ovog spregnutog sistema usled dugotrajnog opterećenja potrebno je uračunavanje svih dugotrajnih reoloških efekata. Nakon svih prikazanih rezultata sprovedenih optimizacija i na osnovu njihove analize, možemo da zaključimo da uobičajena praksa zanemarivanja skupljanja betona i neelastičnih dilatacija drveta i betona usled varijacije temperature i relativne vlažnosti vazduha spoljašnje sredine dovodi do značajnog potcenjivanja ugiba na kraju proračunskog eksploatacionog veka. Prikazani rezultati bi se mogli pokazati korisnim za građevinske projektante i mogu poslužiti kao određene smernice prilikom projektovanja ovakve vrste konstrukcija.

LITERATURA

[1] Dias A., Skinner J., Crews K., Tannert T.: Timber-concrete composites increasing the use of timber in construction, Eur J Wood Wood Prod, 74 (3), 2016, 443–451.

[2] Knauf M.: Market potentials for timber-concrete composites in Germany's building construction sector, Eur J Wood Wood Prod, 75 (4), 2017, 639–649.

[3] CEN EN 1995-1-1:2004 - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings, 2004.

[4] CEN EN 338: Structural timber – strength classes, 2016.

[5] CEN EN 1992-1-1:2004 - Eurocode 2: Design of Concrete Structures: Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. 225, 2004.

[6] CEN EN 1991-1-1:2002 - Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings, 2002.

[7] EOTA: European Technical Approval ETA-11/0270, 2011.

[8] Ceccotti A.: Composite concrete-timber structures, Progress in Structural Engineering and Materials, 4 (3), 2002, 264– 275.

[9] Kanócz J., Bajzecerová V., Šteller Š.: Timber – Concrete Composite Elements With Various Composite Connections Part 1: Screwed connection, Wood Research, 58 (4), 2013, 555-570.

ДГКС
Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES
Association of Structural Engineers of Serbia
S-26
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Bogdan Šakić[1], *Nikola Tošić*[2]

PROJEKTOVANJE ELEMENATA OD MIKROARMIRANOG BETONA PREMA *fib* MODEL CODE 2010

Rezime:

Upotreba vlakana u konstruktivnim elementima se odavno primenjuje u građevinarstvu. S obzirom da su ranije građevine izvođene iskustveno i sistemom probanja, propisi koji se tiču ovakvih elemenata do skoro nisu postojali. U skladu sa tim, mikroarmirani beton (engleski: fibre reinforced concrete) je relativno nov konstruktivni materijal i njegovo ponašanje je tema brojnih ispitivanja. Tokom vremena, došlo se do zaključka da mikroarmirani beton pokazuje drugačije i pogodnije modele ponašanja, konstitutivne veze i zavisnosti u odnosu na konvencionalni beton. Ta preimućstva izazvala su potrebu za donošenjem preporuka i propisa za dimenzionisanje konstruktivnih elemenata od mikroarmiranog betona. U ovom radu će biti izložene preporuke za analizu samog materijala i konstruktivnih elemenata od mikroarmiranog betona, prema najnovijem i najsavremenijem propisu u ovoj oblasti, *fib* Model Code-u 2010.

Ključne reči: beton, vlakna, mikroarmatura, FRC, fib Model Code 2010

DESIGN OF FIBRE REINFORCED CONCRETE ELEMENTS ACCORDING TO *fib* MODEL CODE 2010

Summary:

The use of fibres in structural elements is the principle which exists for a long time. Since, in the beginning, people were using only experience and trial and error, regulations regarding these types of elements did not exist. Accordingly, fibre reinforced concrete (FRC) is a relatively novel constructive material and its behaviour is the subject of numerous experiments. Over time, the conclusion was reached that FRC has different models of behaviour, constitutive laws and relationships than conventional concrete. This induced a need for adopting regulations for the design of FRC elements. This article presents recommendations for analysis of FRC at the material and structural level, according to the latest and most advanced standard in this regard, the *fib* Model Code 2010.

Key words: concrete, fibres, FRC, fib Model Code 2010

[1] *BSc, Student, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, bsakicbk@gmail.com*
[2] *PhD, Teaching assistant, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, ntosic@imk.grf.bg.ac.rs*

1. MIKROARMIRANI BETON

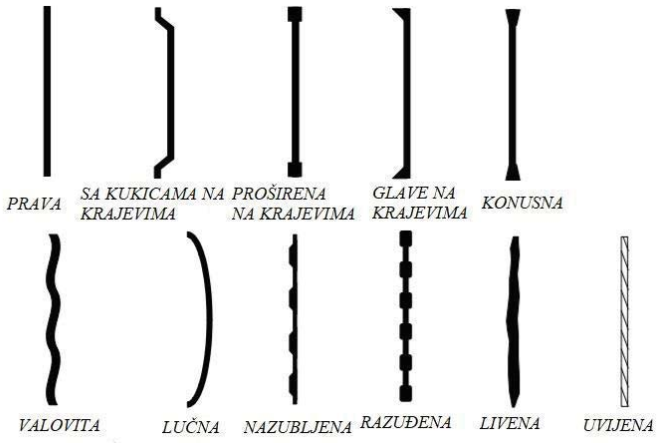
1.1. ISTORIJSKI RAZVOJ

Koreni upotrebe vlakana kao ojačanja u konstruktivnim elementima datiraju od antičkog perioda, kada su ljudi koristili konjsku dlaku u malteru, kao i slamu u opeci, radi povećanja čvrstoće ovih materijala [1]. Prvi poznati slučaj korišćenja vlakana kao ojačanja betona je vezan za Rimsko carstvo i period oko 300. godine pre nove ere. Rimljani su koristili vlakna koja su bila sačinjena od bambusa, radi boljeg ponašanja konstruktivnih elemenata opterećenih silama zatezanja [2]. Rimska istorija svedoči da su vlakna od bambusa korišćena za ojačanje rimskog Panteona, najveće konstrukcije od nearmiranog betona, koja se još uvek koristi. Primer Panteona, koji je preživeo 7 zemljotresa sa samo malim pukotinama, dokazuje da princip dodavanja vlakana koja pokazuju dobro ponašanje prilikom zatezanja u beton, ima inženjerskog smisla i praktičnu upotrebu. Nakon pada Zapadnog Rimskog carstva, veliki deo rimskog znanja o građevinskim konstrukcijama je bio izgubljen i bili su potrebni vekovi da pojedine tehnologije i principi budu ponovo otkriveni.

Prvi slučaj korišćenja čeličnih vlakana za ojačanje betona je delo A. Bernard-a u Kaliforniji, 1874. godine. On je patentirao princip upotrebe čelične iverice u betonu. U Francuskoj 1918. godine, H. Alfsen je patentirao upotrebu dugih čeličnih i drvenih vlakana kao i vlakana od drugih materijala, radi povećanja čvrstoće betona pri zatezanju. U narednih nekoliko decenija, zabeležen je veći broj patenta, npr. G.C. Martin 1927. godine i G. Constancinesco 1943. godine. James Romualdi ima velike zasluge za razumevanje ponašanja mikroarmiranog betona, na osnovu svojih eksperimenata iz 1962. godine [3].

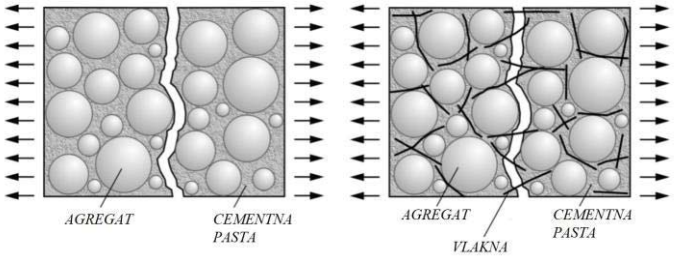
1.2. MIKROARMIRANI BETON DANAS

Mikroarmirani beton (eng. *fibre reinforced* concrete, FRC) je spregnuti materijali sačinjen od betona sa dodatkom vlakana, radi boljeg ponašanja elemenata pri dejstvu napona zatezanja. Količina vlakana u elementu je izražena u procentima, prema ukupnoj zapremini elementa. Opseg udela vlakana u zapremini elementa je obično 0.5–3 % [4]. Vlakna mogu biti izrađena od različitih materijala. Zbog njihovih osobina (visok modul elastičnosti i visoka čvrstoća) najčešći tip FRC-a su mikroarmirani betoni sa čeličnim vlaknima (eng. *steel fibre reinforced concrete*, SFRC). Postoji još nekoliko tipova vlakana prema tipu materijala od kojeg su izrađena: alkalno-otporna staklena vlakna, vlakna od polimera i karbonska vlakna. Pored dve osnovne prednosti čeličnih vlakana koje su navedene, ova vlakna takođe poseduju i visoku duktilnost i trajnost u alkalnoj sredini betona [4]. Zbog visokog modula elastičnosti, karbonska vlakna mogu predstavljati odličnu alternativu čeličnim vlaknima, ali najveći nedostatak karbonskih vlakana je njihova nedovoljno dobra veza sa samim betonom (eng. *bond behaviour*) [4]. Eksperimenti su pokazali da korozija nije problem za čelična vlakna u SFRC-u, osim ukoliko se vlakna ne nalaze u zaštitnom sloju betona [4]. Zbog njihove superiornosti u odnosu na ostala vlakna i najveće upotrebe u ovom trenutku, čelična vlakna i dimenzionisanje elemenata od SFRC-a će biti tema ovog rada.



Slika 1 – Tipični geometrijski oblici vlakana [5]

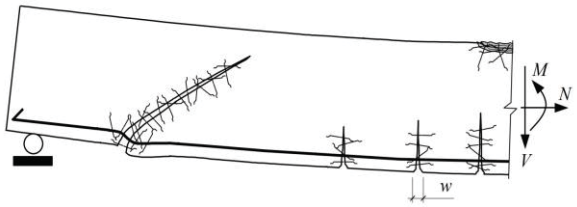
SFRC, kao materijal koji je ojačan velikim brojem duktilnih čeličnih vlakana sa visokom čvrstoćom pri zatezanju, pokazuje drugačije ponašanje nakon otvaranja prslina u odnosu na konvencionalni beton. Prsline betona u SFRC-u mogu biti redukovane ili čak izbegnute. Kada napon zatezanja u nekom preseku SRFC-a nadmaši čvrstoću materijala pri zatezanju (f_{ctm}), nastaje prslina u cementnoj matrici. Ukoliko je beton bez prslina, vlakna su uključena u prenos opterećenja, pri čemu se raspodela opterećenja na vlakno i sam beton vrši prema odnosu njihovih modula elastičnosti [4]. Nakon otvaranja prslina, za širine prslina veće od 0.15 mm, pretpostavlja se da jedino vlakna učestvuju u prenosu napona zatezanja po celoj dužini prsline [4].



Slika 2 – Poređenje nearmiranog betona i SFRC, sa širinom prsline ≥ 0.15 mm [6]

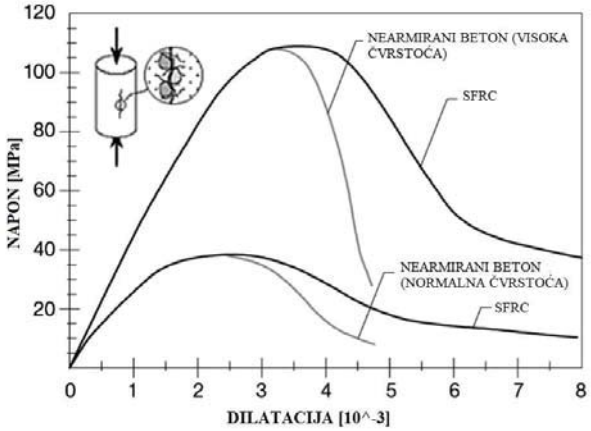
Na taj način vlakna predstavljaju neku vrstu "mosta" za prenos napona zatezanja preko prsline [7]. Još jedan bitan efekat vezan za "premošćavanje prslina" se zove *efekat ograničavanja prslina* (eng. *crack arrest effect*) [4]. Ovu pojavu je prvi primetio Bentur [8]. Naime, prslina koja se javlja u SRFC-u je upravna na vlakna i podeljena je na veći broj manjih prslina usled prisustva vlakana. Da bi vlakna na pravilan način ispunila ulogu u "premošćavanju" prslina i ograničavanju njihovih širina, vlakna moraju imati određenu minimalnu dužinu prijanjanja sa okolnim betonom (eng. *bond length*). Pri graničnom stanju

upotrebljivosti (eng. *serviceability limit state,* SLS) vlakna takođe utiču na smanjenje rastojanja između prslina kao i na širinu prslina. Kada je širina prslina dovoljno velika da vlakna mogu biti izvučena kroz prslinu što dovodi do kolapsa kritičnog poprečnog preseka, to predstavlja karakterističan tip loma elemenata od SFRC-a, koji se zove *lom čupanjem* (engleski: *pull out failure*)[4].



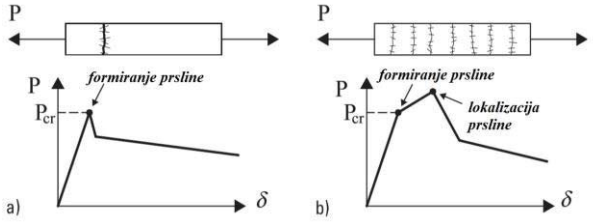
Slika 3 – Efekti "mosta" i ograničavanja prslina [5]

Kada se u konvencionalnom betonu dostigne čvrstoća na zatezanje materijala otvara se prslina i postoji nekoliko nekoliko modela koji pokazuju vezu napon-dilatacija nakon otvaranja prsline. Krt model pretpostavlja da u posmatranom preseku beton nema nikakvu rezidualnu zateznu čvrstoću. Lineran, bilinearan i nelinearan model definišu rezidualnu čvrstoću na zatezanje materijala u zavisnosti od energije loma samog materijala. Sa druge strane, SFRC pokazuje značajnu rezidualnu čvrstoću na zatezanje i duktilnost nakon što je čvrstoća na zatezanje materijala dostignuta. Ovakvo ponašanje SFRC-a pod opterećenjem zatezanja vezano je za duktilnost vlakana i njihov kapacitet da "premošćavaju" prsline. Rezidualna čvrstoća na zatezanje proporcionalna je količini vlakana u zapremini elementa, kao i odnosu dužina/prečnik (*l/d*) vlakana. Ovaj odnos zapravo predstavlja *vitkost* vlakana (engleski: *slenderness*).



Slika 4 – Ponašanje nearmiranog betona i SFRC pri jednoaksijalnoj kompresiji [6]

U fazi nakon otvaranja prsline, SFRC pokazuje dva različita tipa ponašanja: *omekšavajući* i *očvršćavajući (engleski: strain softening* and *strain hardening)*[6]. Ukoliko je vrednost rezidualne čvrstoće pri zatezanju nakon otvaranja prsline veća nego čvrstoća u trenutku otvaranja prsline, tada je ponašanje SFRC-a okarakterisano kao očvršćavajuće. U suprotnom, ponašanje SFRC-a se ocenjuje kao omekšavajuće. Grafički, može se reći da SFRC pokazuje očvršćavajuće ponašanje kada se nagib krive nakon otvaranja prsline, povećava sa povećanjem dilatacija. Model propisa *fib* Model Code 2010 propisuje da se ponašanje SFRC-a može okarakterisati kao očvršćavajuće kada konačna dilatacija zatezanja dostiže vrednost od 0.010, u suprotnom je u pitanju omekšavajuće ponašanje [2].



Slika 5 – a) Omekšavajuće ponašanje; b) Očvršćavajuće ponašanje [6]

Pretpostavlja se da je armirani beton izotropan materijal. Ova pretpostavka omogućava da se vrši analiza elemenata od armiranog betona sa istim mehaničkim karakteristikama u svim pravcima. Sa obzirom da se mehaničke karakteristike betona menjaju dodavanjem vlakana, u obzir mora biti uzeta raspodela i orijentacija vlakana, jer te pojave direktno utiču na mehaničke karakteristike SFRC-a u različitim pravcima ili presecima. Zbog samog principa dodavanja vlakana u mešalicu prilikom spravljanja betona, pretpostavlja se da očvrsli SFRC ima nasumičnu raspodelu i orijentaciju vlakana. Eksperimenti su pokazali da posledica ovih pojava može biti velika devijacija u odnosu na željeno ponašanje materijala. te se ove osobine SFRC-a u propisima najčešće uzimaju u obzir određenim koeficijentima redukcije [6]. Vrednost koeficijenata zavisi od vrste efekata na koji ispitujemo element i da li ti efekti imaju povoljan i nepovoljan uticaj na element (npr. preraspodela uticaja nakon dostizanja određenog graničnog stanja ili geometrijska imperfekcija)[6].

2. PROJEKTOVANJE ELEMENATA OD SFRC PREMA *fib* MODEL CODE 2010

Da bi neki građevinski materijal našao svoju konstruktivnu primenu, mora se nekako klasifikovati. Za klasifikaciju konvencionalnog, armiranog betona, najčešće se koristi njegova čvrstoća pri pritisku. Noviji propisi takođe upotrebljavaju parametre kao što je klasa izloženosti. Vlakna nemaju bitan uticaj na čvrstoću materijala pri pritisku kada se koriste u količini do 1%, te se klasifikacije korišćene za armirani beton mogu koristiti i za SFRC [7]. Glavna karakteristika na koju vlakna utiču je rezidualna čvstoća pri zatezanju nakon nastanka prsline. Kao što je poznato, jako je teško odrediti čvrstoću betona pri zatezanju jednoaksijalnim opitom. U skladu sa tim, definisani su parametri kao što su čvrstoća betona pri zatezanju savijanjem ili čvrstoća betona pri zatezanju cepanjem. Eksperimentalno je utvrđeno da SFRC može pokazivati različite tipove ponašanja, omekšavajuće ili očvršćavajuće, u zavisnosti od

toga kojem tipu testa je podvrgnut. Naime, isti materijal pri jednom testu može pokazivati omekšavajuće ponašanje nakon otvaranja prsline, a očvršćavajuće pri drugačijem opitu u oblasti zatezanja [7].

Prve preporuke za projektovanje elemenata od SFRC-a je publikovao RILEM 2002. [9] i 2003. godine [10]. Prvo je predložena σ-w metoda koja daje vezu napon–širina prsline SFRC-a [9]. Ova metoda je bazirana na modelu fiktivne prsline i mehanike loma i upotrebljiva je za SFRC koji pokazuje omekšavajuće ponašanje. Kako ova veza nije praktična za primenu pri projektovanju, 2003. godine predložen je i drugi model [10] zasnovan na vezi napona i dilatacija u materijalu i adekvatno je nazvan σ-ε metod.

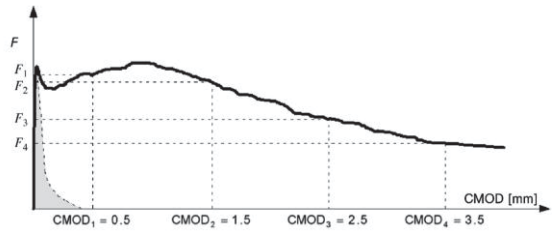
2.1. *fib* MODEL CODE 2010

U obe metode, RILEM predlaže test za određivanje mehaničkih svojstava SFRC-a. Kao što je iskazano u prethodnom paragrafu, klasičan test uzorka na savijanje nije bio odgovarajući. Stoga, predložen je test savijanja sa opterećenjem u tri tačke, na prizmama sa zarezom.

Najnoviji model propisa, *fib* Model Code 2010, predlaže test savijanja sa opterećenjem u tri tačke prema EN 14651 [11] za karakterizaciju SFRC-a. Test se izvodi na prizmama poprečnog preseka dimenzija 150*150 mm i dužine između 550 i 700 mm. Uzorak treba da ima zarez visine 25 mm na donjoj strani, u sredini raspona. Kao rezultat ovog opita, dobija se kriva zavisnosti opterećenja i otvora prsline na donjoj ivici uzorka (eng. *crack mouth opening displacement,* CMOD) ili kriva opterećenje–ugib [11]. Još jedan bitan parametar koji treba definisati je rezidualna čvrstoća pri zatezanju, koja predstavlja fiktivni napon na vrhu zareza u neisprskalom poprečnom preseku na sredini raspona, sa linearnom raspodelom napona [6]. Momenat savijanja u sredini raspona se može lako odrediti za slučaj opterećenja u tri tačke i iznosi $M = (F*L)/4$, gde je L dužina uzorka i F naneto opterećenje. Rezidualna čvrstoća pri zatezanju, kao napon na vrhu zareza, može se izraziti kao:

$$f_{R,j} = \frac{M}{Wel} = \frac{6*M}{b*h_{sp}^2} = \frac{3*F}{2*b*h_{sp}^2} \quad (1)$$

Model propisa *fib* Model Code 2010 koristi rezidualnu čvrsoću pri zatezanju SFRC-a za karakterizaciju i klasifikaciju materijala. Klasifikacija je zasnovana na dve rezidualne čvrstoće pri zatezanju, koje se odnose na dva različita granična stanja: f_{R1k}, koja je rezidualna čvrstoća pri zatezanju pri graničnom stanju upotrebljivosti (CMOD1 = 0.5 mm) i f_{R3k}, koja je rezidualna čvrstoća pri zatezanju pri graničnom stanju nosivosti (CMOD3 = 2.5 mm).



Slika 6 – Tipična kriva opterećenje–CMOD SFRC-a

Dakle, SFRC može biti klasifikovan uz pomoć dve vrednosti: prva se odnosi na f_{R1k} klasu a druga na odnos f_{R3k}/f_{R1k} [7]. Klase čvrstoće za f_{R1k} su:

1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0 (MPa) [7]

A odnos f_{R3k}/f_{R1k} je klasifikovan slovima:

„a“ za $0.5 < f_{R3k}/f_{R1k} \leq 0.7$; „b“ za $0.7 < f_{R3k}/f_{R1k} \leq 0.9$; „c“ za $0.9 < f_{R3k}/f_{R1k} \leq 1.1$

„d“ za $1.1 < f_{R3k}/f_{R1k} \leq 1.3$; „e“ za $1.3 < f_{R3k}/f_{R1k}$

U *fib* Model Code 2010 predložena su dva pojednostavljena konstitutivna zakona koja se odnose na ponašanje SFRC-a pri zatezanju: kruto-plastičan model i linearan model napona i širine prsline nakon otvaranja prsline. Kruto-plastičan model zavisi samo od jednog parametra, f_{Ftu}, koji predstavlja rezidualnu čvrstoću pri zatezanju pri graničnom stanju nosivosti. U ovom modelu pretpostavlja se da je sila pritiska u preseku koncentrisana u vlaknu na vrhu i da je rezidualna čvrstoća pri zatezanju nakon otvaranja prsline, ravnomerno raspodeljena u kritičnom poprečnom preseku. Parametar f_{Ftu} se može odrediti pod pretpostavkom da je moment nosivosti preseka $M_{u,int}$ jednak spoljašnjem momentu savijanja $M_{u,ext}$.

$$M_{u,int} = \frac{f_{R3}*b*h_{sp}^2}{6} = \frac{f_{Ftu}*b*h_{sp}^2}{2} = M_{u,ext} \quad (2)$$

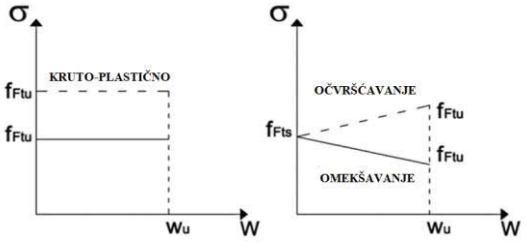
Model koji daje linearnu vezu između napona i širine prsline nakon otvaranja prsline, zavisi od dva parametra: f_{Ftu} i f_{Fts}. Parametar f_{Ftu} je ranije definisan, dok f_{Fts} predstavlja rezidualnu čvrstoću pri zatezanju pri graničnom stanju upotrebljivosti. Izrazi pomoću kojih se računaju ove dve vrednosti u linearnom modelu su:

$$f_{Ftu} = 0.45*f_{R1} \quad (3)$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{Wu}{CMOD3} * (f_{Fts} - 0.5 * f_{R3} + 0.2 * f_{R1}) \geq 0 \quad (4)$$

Ove veze su izvedene na osnovu pojednostavljenog linearnog konstitutivnog zakona nakon otvaranja prsline, gde je w_u maksimalna širina prslina koja je prihvatljiva pri projektovanju, $w_u = l_{cs}*\varepsilon_{fu}$, jednaka proizvodu karakteristične dužine i dilatacije pri graničnom stanju nosivosti.

Pri tome je $l_{cs}=\min\{s_{rm}, y\}$, gde je s_{rm} rastojanje glavnih prslina, a y je rastojanje između neutralne ose i krajnjeg vlakna zategnutog dela poprečnog preseka.



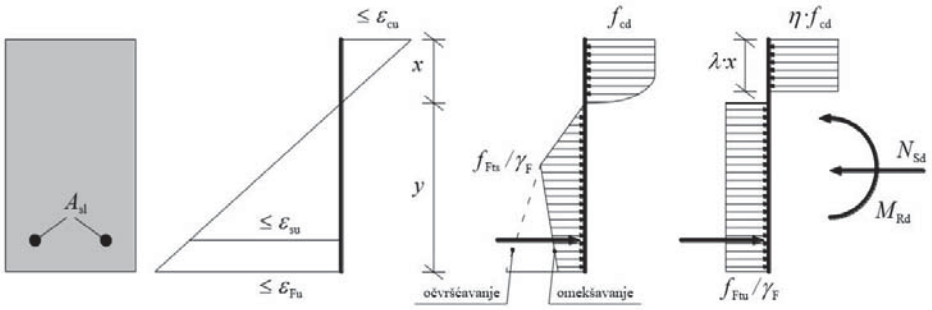
Slika 7 – Pojednostavljene σ-w veze za SFRC: a.) Kruto-plastična; b.) Linearna [6]

2.1.1. Kontrole graničnog stanja nosivosti

2.1.1.1. Nosivost SFRC elemenata pri savijanju

Lom na savijanje SFRC-a se javlja kada je jedan od sledećih uslova ispunjen [6]:

- Dostizanje maksimalne dilatacije pritiska u SFRC-u, ε_{cu};
- Dostizanje maksimalne dilatacije zatezanja u armaturi ukoliko je prisutna, ε_{su};
- Dostizanje maksimalne dilatacije zatezanja u SFRC-u, ε_{fu} .



Slika 8 – Analiza SFRC poprečnog preseka prema dva modela (linearan i kruto-plastičan) [6]

Moment pojave prslina može da se sračuna pomoću izraza:

$$M_{cr}=W_1*f_{ctm} \quad (5)$$

gde je: M_{cr} momenat pojave prslina, W_1 je otporni momenat bruto preseka ($W_1 = \frac{b*h^2}{6}$), a f_{ctm} srednja vrednost čvrstoće SFRC-a pri zatezanju.

Moment nosivosti poprečnog preseka elementa of SFRC-a može se odrediti postavljanjem uslova ravnoteže spoljašnjih sila. Za linearnu vezu napona i dilatacija predloženu u *fib* Model Code 2010, izvedeni izraz iz koga se može odrediti moment nosivosti je:

$$M_{rd,u} = f_{sy}\cdot A_s\cdot(d-\beta\cdot x)+f_{Ft}\cdot(h-x)\cdot b\cdot(\beta\cdot x+x_{tot}\cdot y)) \quad (6)$$

gde je f_{sy} granica razvlačenja armature, β je rastojanje od vrha preseka do težišta pritisnute zone betona, A_s je površina poprečnog preseka armaturnih šipki, d je statička visina, f_{Ft} je rezultanta napona zatezanja od doprinosa vlakana, h je visina preseka, x je rastojanje od vrha preseka do neutralne ose, x_{tot} je težište zategnute zone napona u vlaknima, dato kao procenat ukupne visine zone i y je rastojanje od neutralne linije do zategnute ivice preseka

2.1.1.2. Nosivost SFRC elemenata pri smicanju

U slučaju kada je u betonskoj gredi prisutna i podužna i poprečna armatura, izraz za određivanje nosivosti pri smicanju je:

$$V_{Rd} = V_{Rd,F} + V_{Rd,s} \quad (7)$$

$V_{Rd,F}$ predstavlja nosivost pri smicanju samog SFRC-a i podužne armature, a $V_{Rd,S}$ nosivost pri smicanju poprečne armature u elementu. $V_{Rd,F}$ se može odrediti iz izraza:

$$V_{Rd,F} = \{\frac{0.18}{\gamma_c} * k * \left[100 * \rho_1 * \left(1 + 7.5 * \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}}\right) * fck\right]^{\frac{1}{3}} + 0.15 * \sigma_{cp}\} * b_w * d \quad (8)$$

Objašnjenje parametara korišćenih u izrazima (7) i (8) mogu se naći u [6]. Nosivost pri smicanju poprečne armature može se odrediti pomoću izraza:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} * z * f_{ywd} * cot\theta \quad (9)$$

Minimalna poprečna armatura nije potrebna, kada je ispunjen sledeći uslov:

$$f_{Ftuk} \geq 0.08 * \sqrt{f_{ck}} \quad (10)$$

gde je f_{Ftuk} karakteristična vrednost rezidualne čvrstoće pri zatezanju pri graničnom stanju nosivosti, pri širini prsline w_u = 1.5 mm [6], a f_{ck} je karakteristična vrednost čvrstoće pri pritisku cilindričnog uzorka

3. ZAKLJUČAK

U ovom radu je predstavljen kratak istorijski razvoj upotrebe mikroarmiranih betona u građevinarstvu, kao i principi za projektovanje elemenata od SFRC-a predložene u *fib* Model Code 2010. Prema *fib* Model Code 2010, SFRC kao konstruktivni materijal nudi dve značajne prednosti u poređenju sa konvencionalnim betonom: bolje ponašanje pri zatezanju i viši nivo duktilnosti. Ove dve osobine SFRC-a su veoma bitne za njegovu buduću konstruktivnu primenu.

Kako je granično stanje upotrebljivosti sve bitnije u projektovanju betonskih elemenata, efekti *premošćavanja* i *ograničavanja prslina* su takođe prednosti koje se mogu ostvariti korišćenjem SFRC-a. Vlakna ne mogu da apsolutno zamene podužnu armaturu u elementu, ali doprinose postizanju većeg momenta nosivosti poprečnog preseka. U nekim slučajevima vlakna mogu predstavljati zamenu za poprečnu armaturu, ali u svakom slučaju povećavaju smičuću nosivost elementa.

REFERENCE

[1] A. Demenyi, H. Jonestrand, E. Pratschke, Fiber Reinforced Conrete, New Mater. Methods Build. Support. Struct. https://iam.tugraz.at/studio/s12_blog/wp-content/uploads/2012/05/Fiber_Reinforced_Concrete1.pdf. (accessed on 5.7.2018.)

[2] H. Singh, Steel Fiber Reinforced Concrete (Behavior,Modelling and Design), Springer, 2017.

[3] J. Katzer, Steel Fibers and Steel Fiber Reinforced Concrete in Civil Engineering, Pacific J. Sci. Technol. 2006, 7(1), p. 53–58.

[4] FIB Bulletin 51, Structural Concrete - Textbook on Behaviour, Design and

Performance, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, 2009

[5] I. Löfgren, Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction, Doctoral dissertation, Chalmers University of technology, 2005.

[6] FIB, fib Model Code for Concrete Structures 2010, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, 2013

[7] M. Prisco, D. Dozio, Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010 : principles , models and test validation, Struct. Concr. 2013, 14(4), p. 342–361.

[8] A. Bentur, S. Mindesst, Pull-out processes in steel fibre reinforced cement, Int. J. Cem. Compos. Light. Concr. 1985, 7, p. 29–37.

[9] RILEM, Design of steel fibre reinforced concrete using the σ-w method: principles and applications, Mater. Struct. 2002, 35, p. 262–278.

[10] RILEM, σ-ε design method, Mater. Struct. 2003, 36, p. 560–567.

[11] EN 14651, Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual), CEN, 2005.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-27 15. KONGRES 6-8. 9. 2018. Zlatibor

Nemanja Marković[1], Tamara Nestorović[2], Dragoslav Stojić[3], Radovan Cvetković[4], Nikola Velimirović[5]

HIBRIDNI ALGORITAM ZA DETEKCIJU, LOKALIZACIJU I KVANTIFIKACIJU OŠTEĆENJA POVRŠINSKIH AB ELEMENATA

Rezime:

U ovom radu je prikazan hibridni algoritam za detekciju, lokalizaciju I kvantifikaciju oštećenja koji je primenjen na betonskim pločama sa kružnim oštećenjem. Hibridni pristup koristi brzu wavelet transformaciju izlaznih signala senzora, kao i energetski kriterijum i vreme prostiranja talasa. Eksperiment je urađen primenom piezoelktričnog aktuatora i ultrazvučnog lasera kao senzora. Numerička simulacija je sprovedena primenom eksplicitne metode konačnih elemanata na trodimenzionalnim modelima.

Ključne reči: Piezoelektričnost, lasersko merenje, propagacija talasa, monitoring

HYBRID ALGORITHM FOR DETECTION, LOCALIZATION AND QUANTIFICATION OF DAMAGE IN PLATE-LIKE RC ELEMENTS

Summary:

In this paper, the hybrid algorithm for detection, localization and quantification of damage is implemented on the concrete plate with circular damage. The hybrid approach employs fast discrete wavelet decomposition of sensor output signals, as well as energy and time of flight criteria. The experiment is conducted using a piezoelectric actuator for excitation and ultrasonic laser for measuring vibrations at the sensor locations. Numerical simulation of wave propagation is done using the explicit finite element method on 3D models.

Key words: Piezoelectricity, laser measurements, wave propagation, SHM

[1] *Dipl. građ. inž., asistent na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Srbija, i doktorant na Faculty of Civil and Environtental Engineering, Ruhr University Bochum, Universitatsstrase 150, 44801 Bochum Germany, nemanja.markovic@gaf.ni.ac.rs*
[2] *Prof. dr., Faculty of Civil and Environtental Engineering, Ruhr University Bochum, Universitatsstrase 150, 44801 Bochum Germany, tamara.nestorovic@rub.de*
[3] *Prof. dr., Građevinsko-arhitektonski fakultet, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Srbija, dragoslav.stojic@gmail.com*
[4] *Dr., Građevinsko-arhitektonski fakultet, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Srbija, radovancvetkovic@yahoo.com*
[5] *Dr., Građevinsko-arhitektonski fakultet, Aleksandra Medvedeva 14, 18000 Niš, Srbija, velimirovic.nikola@gmail.com*

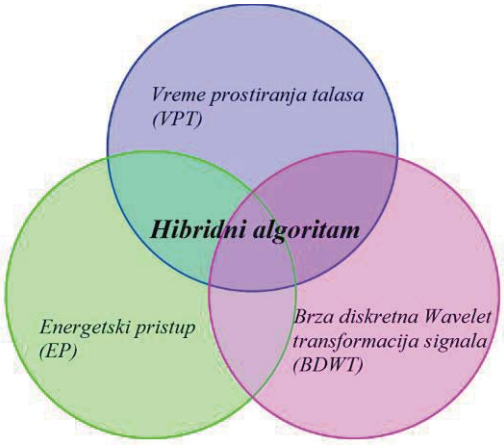
1. UVOD

Monitoring konstrukcija je sve značajnija grana istraživanja pre svega što postoji sve veća potreba za održavanjem, monitoringom, detekcijom postojećih konstrukcija u odnosu na sve manje potrebe za izgradnjom novih objekata, posebno u ekonomski razvijenim zemljama sveta. Glavni fokus istraživanja je razvoj novih i unapređenje postojećih metoda za nedestruktivno detektovanje, lokalizovanje i kvantifikovanje oštećenja i drugih vrsta defekata konstrukcije koji mogu uticati na stabilnost i eksplataciju objekta. Naravno, najveći značaj za aktivni monitoring konstrukcija imaju objekti od kapitalnog značaja za državu i objekti gde su velika okupljanja ljudi.

Oštećenja konstrukcija mogu biti usled mehaničkih delovanja (prekomerno opterećenje, udari, vibracije, eksplozije, zemljetresi, visoko i nisko-ciklični zamor konstrukcije), hemiski (alkalno agregatna reakcija, uticaj bakterija, uticaj hemiskih primesa: sulfata, nitrata, soli, meke vode...), kao i fizičkih uticaja (erozija, tečenje betona, abrazija, temperaturni uticaji i ptocesi smrzavanja-odmrzavanja). Bez obzira na uzrok oštećenja, kada se ono javi u konstrukciji metoda detekcije mora biti sposobna da ga prepozna, kako njegov položaj tako i veličinu. Postoji određeni broj razvijenih metoda detekcije oštećenja od kojih su u ovom radu izdvojene sledeće [1-8]. Do sada bez obzira na kompleksnost metode ne postoji metoda koja samostalno moze da detektuje, lokalizuje i kvantifikuje oštećenje u svim realnim situacijama, što iziskuje korišćenje većeg broja metoda i merne opreme u jednom kompleksnom programu monitoringa objekta.

2. HIBRIDNI ALGORITAM

U ovom delu rada biće prikazana procedura detekcije, lokalizacije i kvantifikacije oštećenja kod površinskih AB elemenata konstrukcije koristeći brzu diskretnu Wavelet transformaciju signala (*BDWT*), vreme prostiranja talasa (*VPT*) i energetski pristup (*EP*).

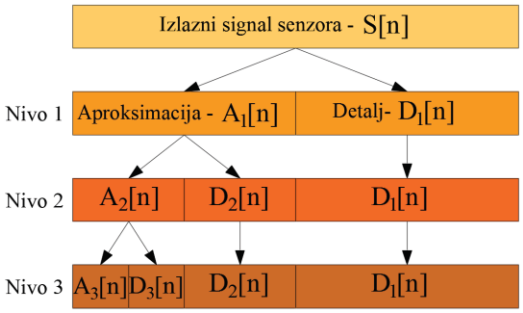


Slika 1 – Kriterijumi hibridnog algoritma

Izlazni diskretni vremnski signal senzora može se iskazati na sledeći način: $S_{[n]}=S(n\cdot dT)$, gde je dT – sampling interval, $n=1, 2, \ldots, n_{max}$ – broj sačuvanih podataka signala, $n_{max}=T/dT$, T – vreme trajanja signala. Signal senzora $S_{[n]}$ može se dekomponovati koristeći *BDWT* pomoću sledeće jednačine:

$$DWT_{j,k} = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{[n]} \overline{\psi}_{j,k}(t)dt \tag{1}$$

gde je *DWT(j,k)* - koeficijent diskretne Wavelet transformacije, $S_{[n]}$ – izlazni signal senzora. U ovom radu korišćen je Deubechies wavelet funkcija db9 i tro-stepena dekompozicija signala kao što je to prikazano na slici 1.



Slika 2 – Algoritam brze Wavelet decompozicije signala

Nakon dekompozicije izlaznog signala senzora, energija dekomponovanih signala se može sračunati pomoću sledeće jednačine:

$$E_X = \sum_{n=1}^{n_{max}} \left| X_{[n]} \right|^2 \tag{2}$$

gde je:
E_x energija dekomponovanih signala,
X[n] je dekomponovani signal (aproksimacija ili detalj).
Ako se pretpostavi da je ukupan broj dekomponovanih signala q, onda je vektor energije za neoštećenu konstrukciju prikazan jednačinom 3 a za oštećenu konstrukciju jednačinom 4:

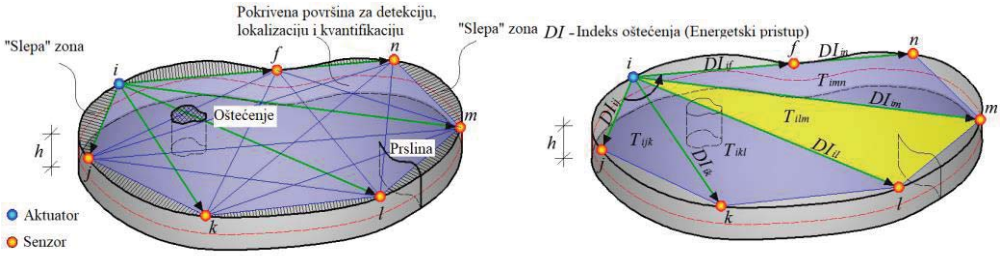
$$E_h = \left[E_{h,1}, E_{h,2}, \ldots, E_{h,i}, \ldots, E_{h,q} \right] \tag{3}$$

$$E_d = \left[E_{d,1}, E_{d,2}, \ldots, E_{d,i}, \ldots, E_{d,q} \right] \tag{4}$$

gde je:
E_{d1} energija prvog dekomponovanog signala oštećene konstrukcije,
E_{d1} energija *q*-tog dekomponovanog signala oštećene konstrukcije.
Sada je moguće definisati energetski kriterijum koji je korišćen u ovom radu. Kriterijum je definisan kao kvadratni koren srednjih kvadratnih odstupanja (DI) energija oštećene i neoštećene konstrukcije. Kada je vrednost DI jednaka nuli, onda je konstrukcija neoštećena, a

kada je vrednost DI veća od nule onda je konstrukcija doživela izvesna oštećenja. Naravno, što je veća vrednost DI to su veća oštećenja konstrukcije. Konačno, DI možemo definisati sledećom jednačinom:

$$DI = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{q} \left(E_{d,i} - E_{h,i}\right)^2}{\sum_{i=1}^{q} \left(E_{h,i}\right)^2}} \tag{5}$$



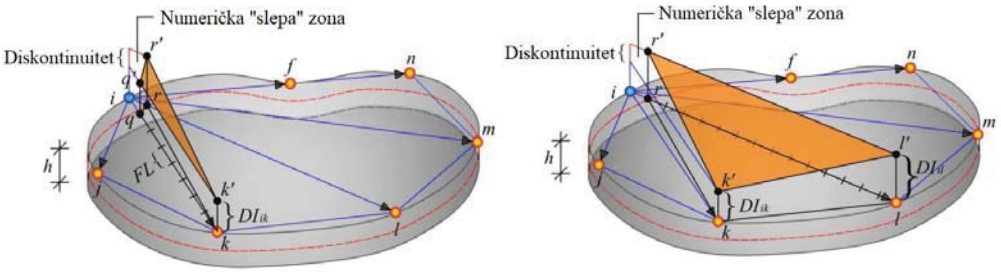
Slika 3 – Levo: Mreža pravaca A/S i pokrivena površina hibridnog algoritma, Desno: Podela pokrivene površine na trouglove

Za hibridni postupak detekcije, lokalizacije i kvantifikacije oštećenja, neophodno je postaviti izvestan broj piezoelektričnih (PZT) senzora na obodu ili unutar betonskog elementa. Lokalizacija je moguća unutar plave površine oivičene PZT senzorima (slika 2), dok je površina izvan nje takozvana „slepa“ zona. Najpre se aktivira jedan PZT uređaj kao aktuator da pobudi konstrukciju i izazove mehaničku propagaciju talasa, dok se ostali PZT uređaji koriste kao senzori da izmere u tačno definisanim tačkama odziv konstrukcije. Za sve položaje senzora u istim tačakam mere se izlazni signali za neoštećenu i potencijalno oštećenu konstrukciju. Poređenjem izlaznih signala za neoštećenu konstrukciju što predstavlja nulto čitanje, sa signalima oštećene može se primeniti prvi kriterijum (vreme prostiranja talasa - VPT): ako je vreme prostiranja direktnog mehaničkog talasa od aktuatora do senzora različito onda je kriterijum VPT ispunjen. Primenjujući ovaj kriterijum za sve aktuator/senzor (A/S) pravce videćemo da će ovaj kriterijum biti ispunjen samo za pravce gde A/S pravac prolazi direktno kroz oštećenje. Za sve pravce koji zadovoljavaju kriterijum VPT primenjuje se BDWT i treći kriterijum energije izlaznih signala EP. Računanjem vrednosti DI za sve moguće pravce A/S dobija se matrica M_{DI}, prikazana jednačinom 6. Elementi matrice M_{DI} su vrednosti DI za sve pravce A/S, i DI_{ij} (i=j – glavna dijagonala) su jednaki nuli, dok sve ostale vrednosti su potencijalno različite od nule. Odnosno, od svih vrednosti izvan glavne dijagonale samo one vrednosti koje se odnose na pravce kroz koje prolazi oštećenje biće različiti od nule.

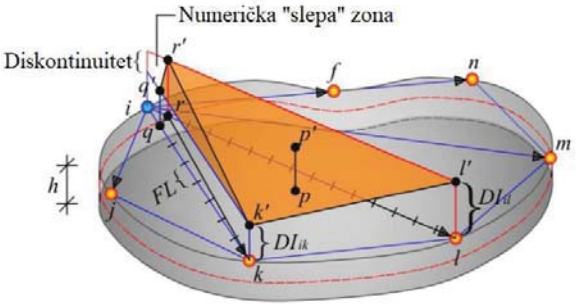
Nakon što se sračunaju sve vrednosti DI za sve pravce A/S, neophodno je dobiti vrednosti DI za celu površinu betnoskoh elementa. Određivanje vrednosti za ceo element urađeno je na osnovu linearne interpolacije prikazane na slici 2. Linearna interpolacija je urađena nanivou trougaonog elementa *ilm*.

$$M_{DI} = \begin{bmatrix} DI_{11} & DI_{12} & \Lambda & DI_{1j} & \Lambda & DI_{1n} \\ DI_{21} & DI_{22} & \Lambda & DI_{2j} & \Lambda & DI_{2n} \\ \mathrm{M} & \mathrm{M} & \mathrm{O} & \mathrm{M} & \Lambda & \mathrm{M} \\ DI_{i1} & DI_{i2} & \Lambda & DI_{ij} & \Lambda & DI_{in} \\ \mathrm{M} & \mathrm{M} & \Lambda & \mathrm{M} & \mathrm{O} & \mathrm{M} \\ DI_{n1} & DI_{n2} & \Lambda & DI_{nj} & \Lambda & DI_{nn} \end{bmatrix} \tag{6}$$

Prilikom linearne interpolacije korišćena je pretpostavka da je konstantna vrednost DI duž pravca aktuator-senzor. Obzirom da je vrednost DI različita za različite pravce, dolazi do numeričkog diskontinuiteta u tački aktuatora *i*. Kako bi se prevazišao ovaj problem formirane su nove dve tačke *q* i *r* kao što je prikazano na slici 2, tako da je sada unutar tela *qlmr* moguće odrediti u svakoj tački vrednost DI (slika 2)



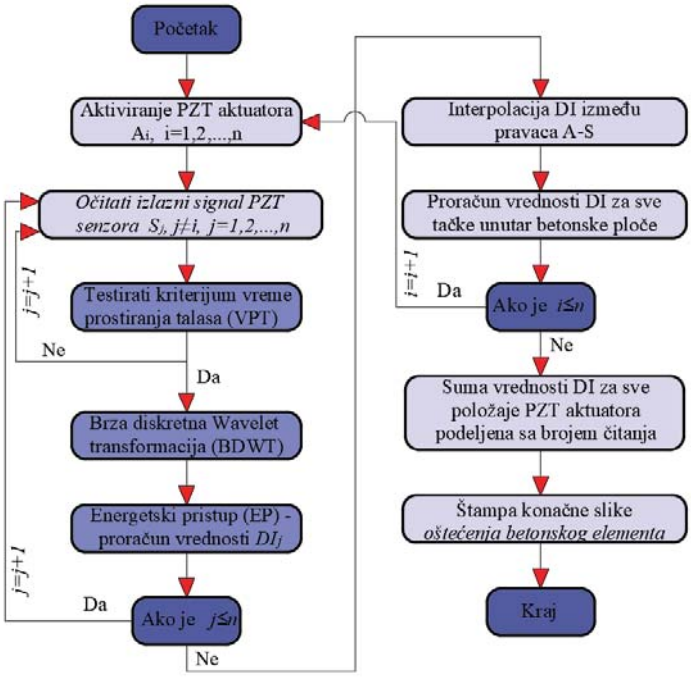
Slika 4 – Levo: Površ q-r-k za linearnu interpolaciju vrednosti DI, Desno: Površ r-l-k za linearnu interpolaciju vrednosti DI



Slika 5 – Linearna interpolacija vrednosti DI na nivou jednog trougla i-k-l

Upravno na ravan betonske ploče nanose se vrednosti DI i formiraju se tačke *r'*, *q'*, *l'* i *m'*. Sada u proizvoljnoj tački p moguće je odrediti vrednost DI na osnovu naranđaste površine na slici 2. Konačno, na osnovu sledećeg izraza za sve položaje aktuatora u svakoj diskretnoj tački betonskog elementa vrednost DI se određuje pomoću sledećeg izraza:

$$DI_p = \frac{\sum_{z=1}^{s} DI_z}{s} \tag{7}$$



Slika 6 – Algoritam hibridne metode detekcije, lokalizacije i kvantifikacije oštećenja

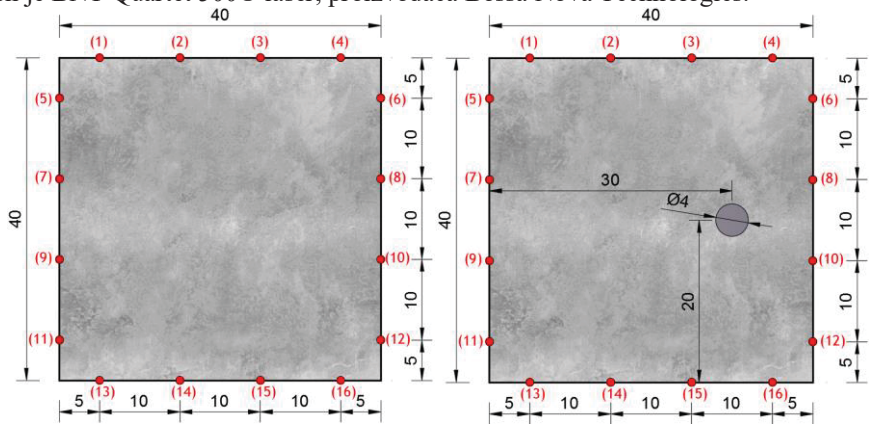
3. EKSPERIMENTALNA I NUMERIČKA VERIFIKACIJA

Prikazani algoritam u predhodnom delu rada biće primenjen na kvadratnoj ploči dimenzija 40x40x4cm. Jedna ploča je neoštećena i ona služi kao nulto čitanje dok druga ploča ima jedno kružno oštećenje prečnika 4cm (slika 2). Izabrano je ukupno 16 položaja A/S, što je prikazano na slici 2, kao i druge geometrijske karakteristike modela.

3.1. EKSPERIMENTALNA VERIFIKACIJA HIBRIDNOG ALGORITMA

Obe betonske ploče su napravljene od istog betona klase C25/30 u laboratorisjkim uslovima i negovane 28 dana. Merenja su urađena nakon što su se uzorci osušili prirodnim putem. Srednja vrednost zapreminske težine uzoraka u trenutku merenja je 2377,3kg/m^3 dobijena merenjem na vagi sa tačnošću ±2grama.

Eksperimentalno merenje je urađeno u Laboratoriji za Mehaniku Adaptivnih Sistema na Građevinskom fakultetu u Bohumu. Za pobudu konstrukcije korišćeni su piezoelektrični aktuatori S 24 HB® proizvođača Karl Deutsch sa centralnom frekvencom od 100kHz. Ulazni signal pobude je korišćen 3.5-cycle Hanning windowed tone burst, sa centralnom frekvencom od 100kHz. Ova centralna frekvenca je usvojene jer se talasna dužina dobija 35,8mm što je manje od primenjenom oštećenja a veća od najveće frakcije agregata (16mm). Kao senzor korišćen je BNT Quartet 500® laser, proizvođača Bossa Nova Technologies.

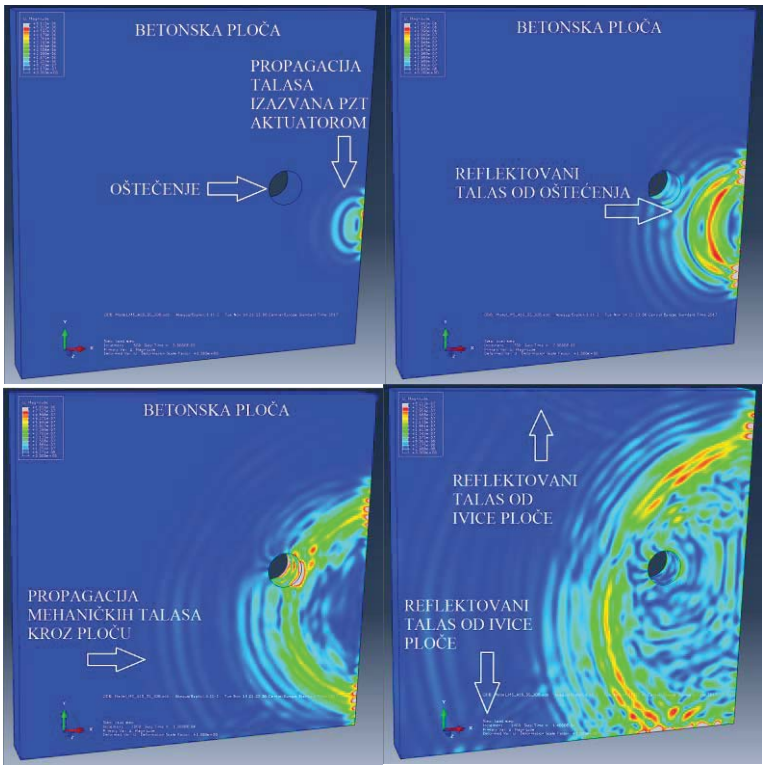


Slika 7 – Prikaz geonetrije uzoraka/modela, položaj A/S i položaj i oblik oštećenja

Procedura laboratorijskog merenja je izvedena na sledeći način. Najpre se piezoelektrični actuator fiksira za betonsku ploču, a zatim se laser dovede na mesto senzora. Celokupna oprema je postavljena na sto Newport M-RS200-46-8® za prigušenje spoljašnjih vibracija. Laser je postavljen na system za pozicioniranje, kojim je programski moguće postaviti laser na željeni položaj. Pošto je glava lasera postavljena za vertikalno merenje a na uzorcima su poterbna merenja u horizontalnom pravcu korišćeno je visoko-reflektujuće ogledalo. Konačno, nakon aktivacije piezoelektričnog aktuatora vrši se merenje laserom, zatim se laser pomera na sledeći položaj i procedura se ponavlja. Pomenuta procedura se takođe ponavlja za sve položaje aktuatora.

3.2. NUMERIČKA SIMULACIJA

Numerička verifikacija je urađena korišćenjem eksplicitne metode konačnih elemenata u programskom paketu ABAQUS/EXPLICIT na 3D modelima, sa postupkom modeliranja korišćenim u radovima [9-11]. Kreiran je eksplicitni dinamički model sa linearnim i kvadratnim parametrima viskoziteta, ukupne dužine simulacije $2 \cdot 10^{-3}$(s) i stabilnim vremnskim korakom $1 \cdot 10^{-7}$(s). Piezoelektrični actuator modeliran je pomoću graničnih uslova na površini betonske ploče, tj. na kontaktnoj površini betona i aktuatora postavljena su pomeranja sa funkcijom promene koja je jednaka ulaznom signal pobude betonskog elementa. Izlazni signal je meren na mestu senzora i predstavlja pomeranja upravno na bočnu stranicu betonskog elementa. Mreža konačnih elemenata je urađena tako da je veličina konačnog elementa na celom modelu približno jednaka i iznosi oko 24 konačnih elemenata po jednoj talasnoj dužini što je veoma zadovoljavajuće u smislu dobre rezolucije izlaznih signala.



Slika 8 – Propagacija talasa izazvana PZT aktuatorom – numerička simulacija

4. REZULTATI I DISKUSIJA

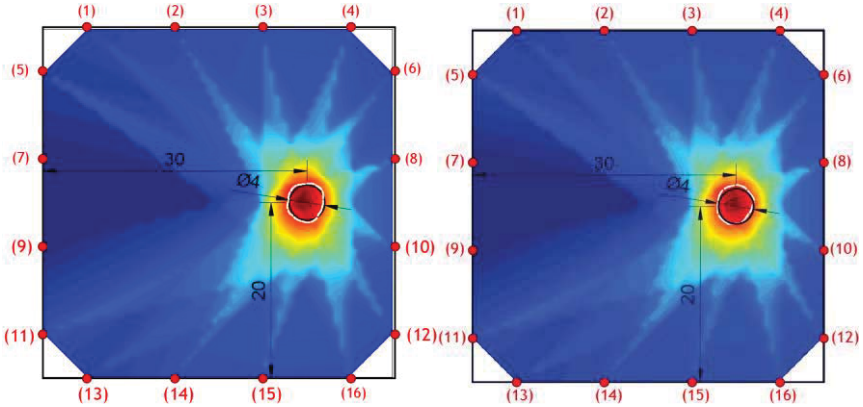
Kontrola uspešnosti detekcije, lokalizacije i kvantifikacije oštećenja primenom hibridnog algoritma biće urađena na osnovu tri kriterijuma definisanih jednačinama 8 i 9.

$$P_1 = \left| \frac{A^H - A^T}{A^T} \right| \cdot 100 \quad \% \,, \qquad P_2 = \frac{A^0}{A^H} \cdot 100 \quad \% \tag{8}$$

$$\Delta C = \sqrt{\left(x_C^T - x_C^H\right)^2 + \left(y_C^T - y_C^H\right)^2} \tag{9}$$

U jednačinama 8 i 9 korišćeno je sledeće obeležavanje: A^H – Površina oštećenja dobijena na osnovu hibridnog algoritma (slika 9 – površina uokvirena belom isprekidanom linijom), A^T – Površina realnog oštećenja na konstrukciji (slika 9 – crna puna linija), A^O – Površina oštećenja dobijenog hibridnim algoritmom izvan površine relanog oštećenja, x_c^T, y_c^T – koordinate težišta realnog oštećenja, x_c^H, y_c^H – koordinate oštećenja dobijenog hibridnim algoritmom.

Na slici 9 prikazani su rezultati detekcije, lokalizacije i kvantifikacije dobijenih numeričkim i eksperimentalnim putem. Na osnovu poređenja slike 9 levo (numerički rezultati) i desno (eksperimentalni rezultati) može se pre svega zaključiti da primenjeni numerički model veoma dobar. Zatim, oštećenje dobijeno hibridnim algoritmom gotovo u potpunosti se podudara sa realnim oštećenjem, što se može potvrditi i na sonovu rezultata prikazanim u tabeli 1.



Slika 9 – Slika oštećenja dobijena na osnovu hibridnog algoritma: Levo – Numerička simulacija, Desno – Eksperimentalna merenja

Tabela 1 – Rezultati kontrolnih parametara

Model	***Kontrolni parametri za ocenu uspešnosti hibridnog algoritma u detekciji, lokalizaciji i kvantifikaciji oštećenja***		
	P_1 (%)	*P_2 (%)*	*ΔC (cm)*
	Numerička simulacija		
Sa jednim kružnim oštećenjem	*7.52*	*11.28*	*0.113*
	Eksperimentalno merenje		
Sa jednim kružnim oštećenjem	*5.68*	*13.52*	*0.094*

5. ZAKLJUČAK

U radu je prikazan originalni hibridni algoritam za detekciju, lokalizaciju i kvantifikaciju oštećenja kod betonskih površinskih elemenata konstrukcije. Hibridni algoritam koristi brzu diskretnu wavelet transformaciju izlaznih signala senzora, energetski kriterijum i vreme prostiranja direktnih longitudinalnih talasa od aktuatora do senzora. Efikasnost hibridnog algoritma je numerički i eksperimentalno verifikovana na modelu kvadratne ploče sa jednim kružnim oštećenjem. Eksperimentalno merenje je urađeno pomoću piezoelektričnog aktuatora za pobudu propagacije talasa kroz betonsku ploču, dok je kao sensor korišćen ultrazvučni laser.

Merenje je urađeno na stolu za prigušivanje spoljašnjih vibracija što je značajno doprinelo čistijim izlaznim signalima senzora. Numerička simulacija propagacije talasa je urađena pomoću eksplicitne metode konačnih elemenata u programskom paketu ABAQUS/EXPLICIT. Na osnovu veoma dobrog podudaranja dobijenih slika oštećenja numeričkim i eksperimentalnim putem može se zaključiti da je numerički model dobro urađen. Takodje, slika oštećenja dobijena hibridnim algoritmom je gotovo identična sa realnim oštećenjem što ukazuje na veoma dobar potencijal upotrebe ovog algoritma u detekciji, lokalizaciji I kvantifikaciji oštećenja.

LITERATURA

[1] Ritdumrongkul S. and Fujino Y.: Identification of the location and size of cracks in beams by a piezoceramic actuator-sensor, Structural Control and Health Monitoring, 14, 2007, 931-943.

[2] Wandowski T., Malinowski P. and Ostachowicz W.M.: Damage detection with concentrated configuration of piezoelectric transducers, Smart Materials and Structures, 20, 2011.

[3] Yang Z.B., Chen X.F., Xie Y., Miao H.H., Gao J.J. and Qi K.Z.: Hybrid two-step method of damage detection for plate-like structures, Structural Control and Health Monitoring, 23, 2016, 267-285.

[4] Hu N., Cai Y., Zhu G., Tsuji C., Liu Y. and Cao Y.P.: Characterization of damage size in metallic plates using Lamb waves, Structural Health Monitoring, 11(2), 2011, 125-137.

[5] Marković N., Nestorović T., Stojić D., Marjanović M. and Stojković N.,: Hybrid approach for two dimensional damage localization using piezoelectric smart aggregates, Mechanics Research Communications, 85, 2017, 69-75.

[6] Yan G.: A particle filter method for damage localization in plate-like structures by using Lamb waves, Structural Control and Health Monitoring, 21, 2014, 847-867.

[7] Yu L., Cheng L. and Su Z.: Correlative sensor array and its applications to identification of damage in plate-like structures, Structural Control and Health Monitoring, 19, 2012, 650-671.

[8] Zhou C., Su Z. and Cheng L.: Probability-based diagnostic imaging using hybrid features extracted from ultrasonic Lamb wave signals, Smart Materials and Structures, 20, 2011.

[9] Marković N., Nestorović T. and Stojić D.: Numerical modeling of damage detection in concrete beams using piezoelectric patches, Mechanics Research Communications, 64, 2015, 15-22.

[10] Stojić D., Nestorović T., Marković N., Cvetković R. and Stojić N.: Detection of damage to reinforced-concrete structures using piezoelectric smart aggregates, Građevinar, 68-5, 2016, 371-380.

[11] Nestorović T., Stojić D. and Marković N.: Active Structural Heatlh Monitoring of Reinforced Concrete Structures using Piezoelectric Smart Aggregates, 8th European Workshop on Structural Health Monitoring (EWSHM 2016), Bilbao, Spain, 2016.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-28
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Sanja Živković[1], Mladen Milićević[2], Uroš Tipsarević[3], Darko Popović[4]

PRIMENA NETIPIČNIH ZAVARENIH VEZA KRUŽNIH PROFILA U PROJEKTOVANJU INŽENJERSKIH OBJEKATA

Rezime:

Cilj ovog rada je prikaz rešenja tipičnog čvora čelične konstrukcije fasade Centra za padobranstvo i slobodno penjanje u Abu Dabiju. Arhitektonsko rešenje fasade u obliku kristala i vidljivost čeličnog dela konstrukcije je uslovilo komleksnu i nepravilnu geometriju, a elegantan izgled je nametnuo netipičan izgled čvorova. Proračun čvora koji se sastoji iz velikog broja šupljih profila kružnog poprečnog preseka koji se sustiču u tački pod različitim uglovima je u svemu izlazio iz okvira Propisa ASCE 7-05 i Priručnika CIDECT. Analiza karakterističnih čvorova je sprovedena FEM analizom koristeći shell konačne elemente, a zaključci su izloženi u ovom radu.

Ključne reči: zavarena veza, kružni profili, realna konstrukcija, FEM analiza

APPLICATION OF NONTYPICAL WELDED CONNECTIONS OF CIRCULAR HOLLOW SECTION IN STRUCTURAL ENGINEERING

Summary:

The aim of this Paper is to present conceptual solution of the typical joint for the Indoor flight chamber and free climbing centre structure in Abu Dhabi. In its architectural form, the façade is sculptured as a crystal, which resulted in very complex and irregular geometry of the steel structure. Since it will be exposed from the inside, demand for elegant appearance of the façade structure conditioned nontypical structural joints. Structural analysis of the multiplanar joint comprised of many circular hollow section members meeting in one point is not supported by the ASCE 7-05 Standard and CIDECT Design Guide. Analysis of the several specific joints was conducted with FEM analysis using shell elements and following conclusions are drawn.

Key words: welded connection, circular hollow section, real structure, FEM analysis

[1] *Master inženjer građevinarstva, Projektant, DNEC doo, Beograd*
[2] *Diplomirani inženjer građevinarstva, Projektant, DNEC doo, Beograd*
[3] *Diplomirani inženjer građevinarstva, Projektant, DNEC doo, Beograd*
[4] *Diplomirani inženjer građevinarstva, Direktor, DNEC doo, Beograd*

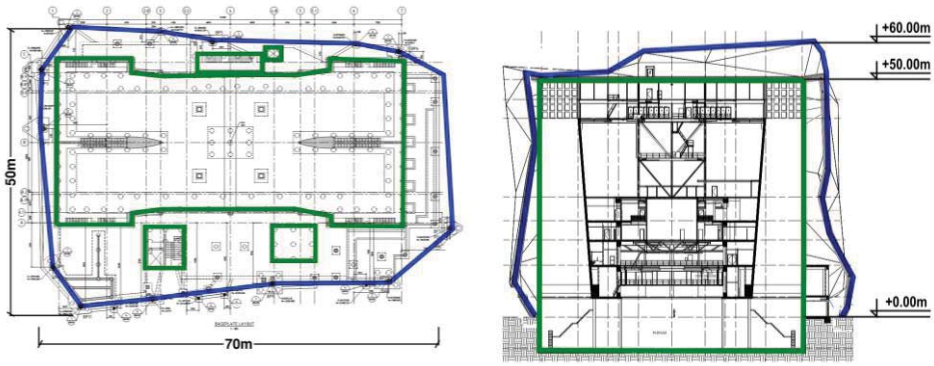
1. UVOD

Projekat za izvođenje čelične konstrukcije fasade Centra za padobranstvo i slobodno penjanje poveren je firmi DNEC u sklopu Ugovora za projektovanje i izgradnju fasade dodeljenog glavnoj izvođačkoj firmi Züblin. Objekat se nalazi na ostrvu Jas, u gradu Abu Dabi u Ujedinjenim Arapskim Emiratima.

2. OPISI OBJEKTA I ANALIZA KONSTRUKCIJE

Slika 1 – 3D izometrijski izgled objekta

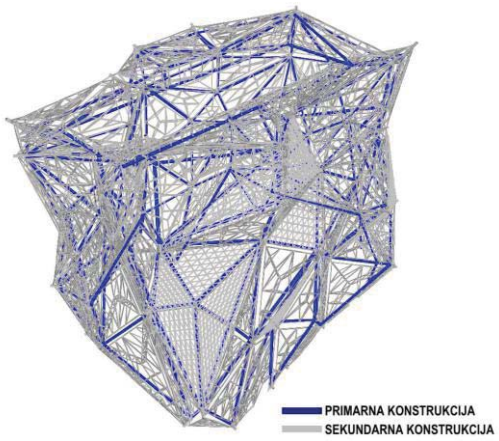
Arhitektonski koncept ove konstrukcije je neobična spoljašnja čelična konstrukcija u vidu mreže koja obmotava betonska jezgra sa osam multifunkcionalnih spratova čineći da celokupna konstrukcija dobije trodimenzionalni oblik kristala. Funkcija jezgara je tunelski protok vazduha velike brzine za vežbanje padobranstva u zatvorenom prostoru. Visina betonskog dela objekta je 50m, dok je visina čeličnog plašta 60m, sa dimenzijama osnove 50x70m.



Slika 2 – Dispozicija i karakteristični presek primarne čelične konstrukcije

U konstruktivnom smislu, čelična konstrukcija je nezavisna konstrukcija sa 11 oslonaca u nivou tla, dok je u nivou krova pridržana u horizontalnom pravcu u četiri tačke. Betonska i čelična konstrukcija su međusobno povezane uz pomoć 23 zglobno vezana štapa koji smanjuju raspon konstrukcije u ravni fasade i prenose aksijalne sile pritiska i zatezanja.

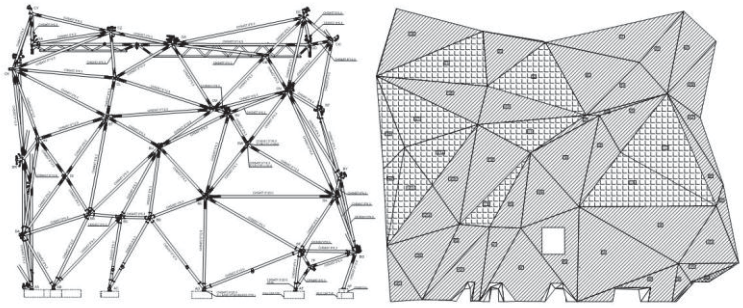
Čeličnu konstrukciju čine primarna i sekundarna konstrukcija koje u konstruktivnom smislu sadejstvuju.



Slika 3 – Primarna i sekundarna konstrukcija

Kompletna konstrukcija je izrađena od materijala klase S355 i šupljih toplo valjanih profila kružnog poprečnog preseka. Toplo valjani profili su sprecificirani zbog veće nosivosti, načina obrade, kontrole zaostalih napona, veće nosivosti na zamor, bolje zavarljivosti i drugo. Za primarnu čeličnu konstrukciju su korišćene kružne cevi prečnika 457mm različitih debljina od 6.3mm do 25mm, dok je sekundarna konstrukcija napravljena od kružnih cevi prečnika 168mm takođe različitih debljina.

Sekundarna konstrukcija je vezana za primarnu konstrukciju krutim vezama i u potpunosti prati izgled panela fasade trougaonog oblika. Arhitektonskim rešenjem je predviđeno oko 200 panela različitih dimenzija, od toga 11 staklenih kako bi se prelamanjem sunčevih zraka stvorila iluzija kristala. Ovakav koncept je uslovio nepravilan i nesimetričan izgled čelične konstrukije.



Slika 4 – Karakterističan izgled primarne konstrukcije i fasade

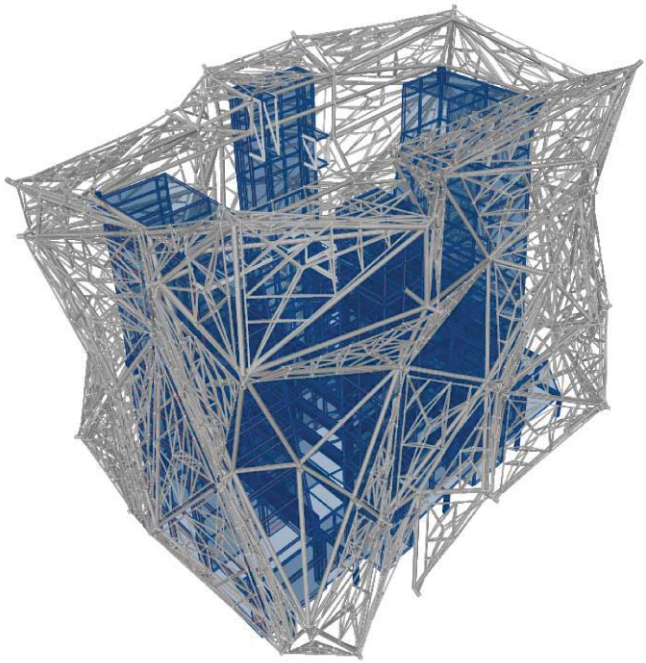
Slika 5 – Montaža trougaonih fasadnih panela

Statički proračun konstrukcije je urađen u svemu prema propisima ASCE 7-05, AISC 360-05 i IBC 2012.

Konstrukcija je analizirana na kombinaciju sopstvene težine konstrukcije, dodatnog stalnog opterećenja od fasade, uticaja od vetra, seizmike i temperature, kao i na pokretno opterećenje od sistema za održavanje. Zbog visine objekta i specifičnog oblika konstrukcije izvršena su tunelska ispitivanja vetrom od strane specijalizovanog instituta CPP. Prema ASCE 7-05 objekat je prema značaju svrstan u II kategoriju, a razmatrani su uticaji od seizmike za tlo kategorije D i seizmičku projektnu kategoriju C.

Slika 6 – Tunelska ispitivanja vetrom

Globalni statički proračun u svemu kompleksne i nepravilne geometrije konstukcije je sproveden u softveru CSI SAP2000 uz pomoć 3D FEM modela sa linijskim elementima poštujući principe teorije drugog reda i geometrijske nelinearnosti.

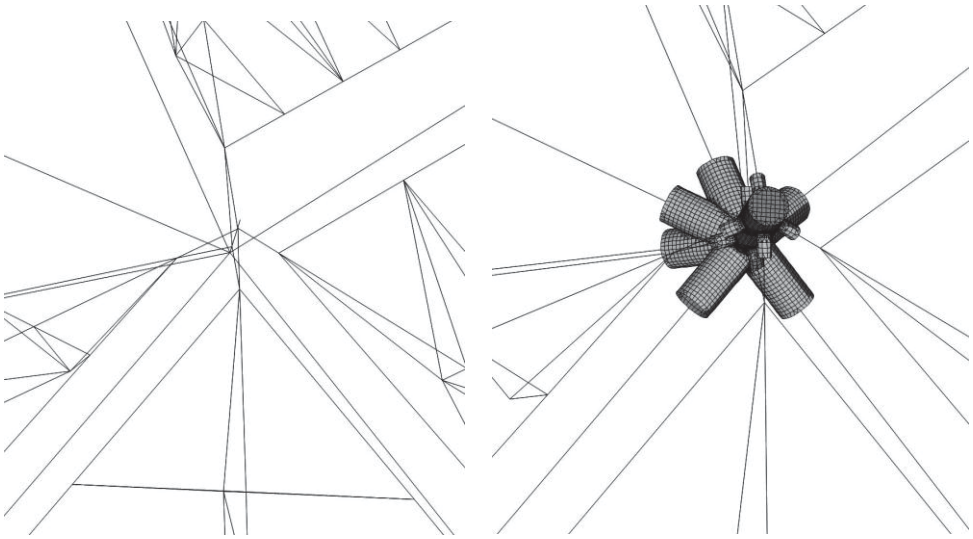


Slika 7 – Globalni 3D model konstrukcije

3. KONCEPT ANALIZE ČVOROVA – FEM 3D MODEL

Kod složenijih konstruktivnih sistema treba uzeti u obzir i ponašanje veza u čvorovima i njihov uticaj na ponašanje celokupnog sistema. Nakon niza eksperimentalnih ispitivanja sprovedenih širom sveta, primena dosadašnjih metoda čisto idealnih krutih ili idealno zglobnih veza se prilično razlikovao od realnih rezultata dobijenih merenjem. Iz tih razloga je i ovaj složen konstruktivni sistem analiziran kroz anvelopu dva odvojena granična stanja, kada su linijski elementi zglobno vezani u čvorovima i kad su fiksirani.

Zbog nepravilne i složene geometrije opcije modeliranja koje je nudio program SAP2000 nisu bile dovoljne, tako da je za oblikovanje/modeliranje čvorova i modeliranje mreže konačnih elemenata bilo neophodno kombinovanje različitih programa kao što su Rhinoceros i Strand. Celokupna konstrukcija je finalno analizirana je u programu SAP2000.



Slika 8 – Uvođenje 3D FEM čvora u model sa štapastim elementima (štapasati model levo, hibridni model desno)

S obzirom na to da veličina i kompleksnost konstrukcije veoma utiču na veličinu globalnog modela konstrukcije i da je proces kompjuterski veoma zahevan, samo određeni karakteristični čvorovi su modelirani uz pomoć konačnih elemenata. Korišćeni su konačni elementi tipa shell i uneti u globalni 3d žičani model. Štapasti i shell elementi su povezani odgovarajućim konturnim uslovima kako bi se očuvalo globalno ponašanje konstrukcije.

Na izbor karakterističnog čvora koji je trebalo da bude odabran za analizu uticali su sledeći faktori: broj elemenata koji ulazi u čvor, uticaji u elementima koji ulaze u čvor, izgled i pozicija čvora, tip poprečnog preseka okolnih nosača, dužine nosača i dr.

Konstrukcija je analizirana prema kombinacijama opterećenja u svemu prema ASCE 7-05 propisu.

Na ovaj način modelirani čvorovi su poslužili za analizu rotacione krutosti krajeva nosača, analizu napona, kritičnih mesta u samom čvoru ukoliko su se nalazili u globalnom žičanom modelu.

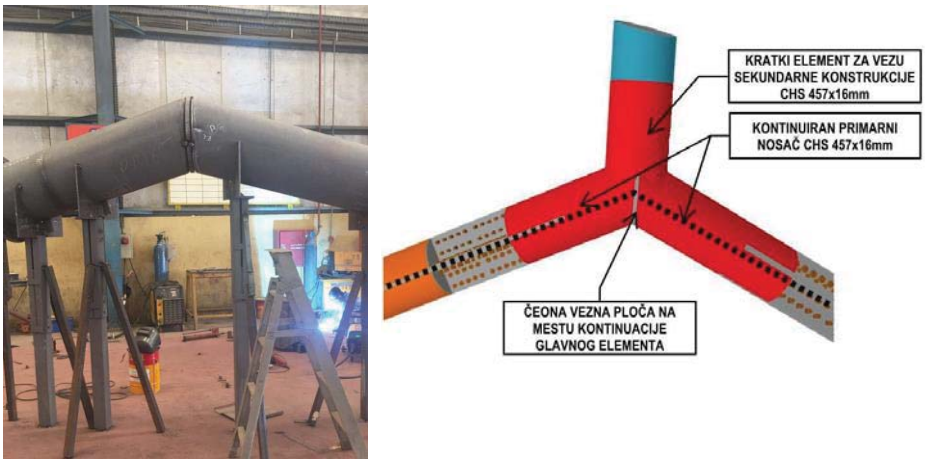
U svim slučajevima, linearnoj analizi kritičnih čvorova je prethodila numerička kontrola debljine čeone vezne ploče prema ASCE 7-05 propisu i preporuke tipa i načina zavarivanja prema CIDECT priručniku. Globalna provera ovakvog tipa čvora sa mnoštvom zavarenih nosača u jednom čvoru je izlazila iz okvira propisa i priručnika. Shodno tome je sprovedena FEM analiza za proveru napona, kao jedno od rešenja u ovakvim slučajevima. Nelinearna analiza prilikom razmatranja čvorova nije bilo potrebno uvoditi jer su naponi bili u granicama dozvoljenih.

4. PRIMER TIPIČNOG ČVORA - REŠENJE SA ČEONOM VEZNOM PLOČOM

Izgled konstrukcije je uslovljen položajem, nagibom i dimenzijama fasadnih panela. Rezultat takvog izgleda je nesimetrična konstrukcija sa velikim brojem nosača u glavnim čvorovima primarne konstrukcije. U jednom čvoru se sustiče najviše 9 primarnih nosača prečnika cevi 457mm i 8 sekundarnih nosača sa svojim nosačima kosnicima prečnika cevi 168mm koji dolaze u čvor pod različitim uglom.

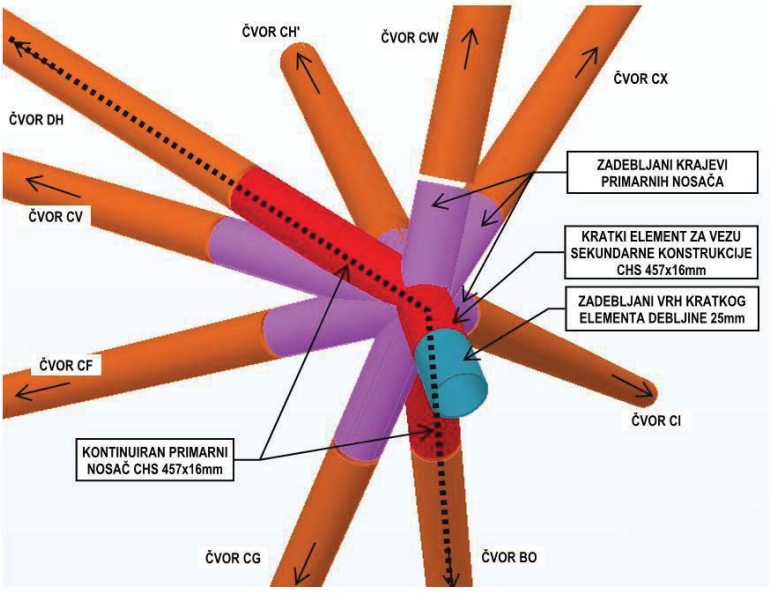
Slika 9 – Dva čvora (Tekla model i realne slike sa gradilišta)

Generalni koncept veze se sastojao iz dva uslova: prvi da su svi elementi koji ulaze u čvor centrisani, a drugi da se jedan od primarnih nosača proglasi glavnim i da se kontinuira u čvoru uz pomoć zavarene veze sa čeonom pločom, a da se na njega zavare ostali primarni nosači shodno uglu pod kojim dolaze u čvor i uticajima koji se u njima nalaze (videti sliku 12).



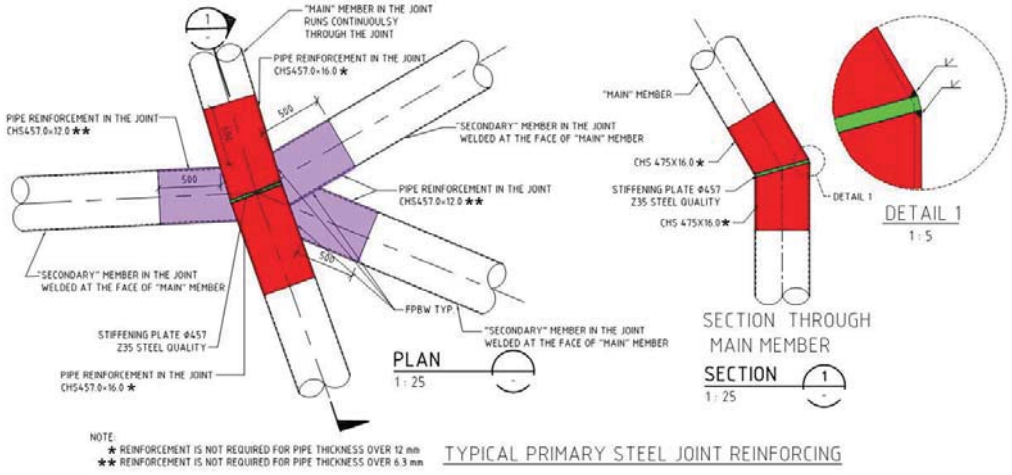
Slika 10 – Kontinuiranje primarnog nosača kroz čvor (fabrikacija čvora levo i prikaz čvora iz Tekla modela desno)

Kada se svi primarni elementi zavare, na njih se zavaruje tipski kratki element za vezu sa sekundarnim nosačima. Kraki element je cev prečnika 457mm i debljine 16mm koja na mestu veze sa sekunarnim nosačima ima prsten debljine 25mm. Krajevi svih kružnih nosača su oblikovani tako da prate krivinu glavnog nosača na koji dolaze.



Slika 11 – Elementi primarne konstrukcije i dodatni element

U samom čvoru se uticaji sa sekundarnog nosača prenose na dodatni nosač preko šavova. Na krajevima sekundarnih nosača bliže čvoru i na mestima spoja sa strane glavnih nosača se javljaju neuniformni skoncentrisani naponi. Shodno tome šavovi koji se nalaze na samom spoju nosača moraju se izračunati tako da imaju dovoljni kapacitet da taj neravnomerni napon uvedu u čvor. Iz tog razloga su i primarni i sekundarni nosači zavareni punim sučeonim šavom.



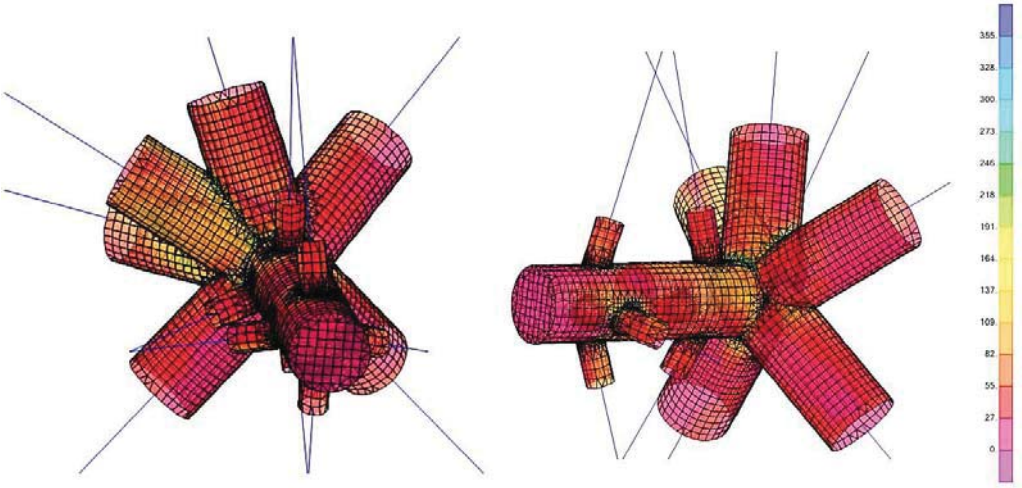
Slika 12 – Čeona vezna ploča na mestu kontinuiranja i detalj zavarivanja

Direktno zavarivanje sekundarnog nosača na primarni i istovetni prečnik oba nosača je direktno uticalo na krutost čvora. Kontinuiranje glavnog nosača je prevaziđeno čeonom veznom pločom na mestu skretanja glavnih nosača. Na taj način je omogućen kontinuitet i održan integritet kontinuiranog nosača unutar čvora. Prema CIDECT propisima je usvojena debljina ploče u zavisnosti od debljine nosača, 25mm za nosače debljina manjih od 16mm i debljina ploče 35mm za profile debljine 25mm. S obzirom na to da su u pitanju kritične veze i od velikog značaja za globalnu stabilnost konstrukcije, definisani su i posebni uslovi zavarivanja i testiranja, kako bi se smanjili rizici od lameliranog cepanja materijala.

Greška lamelarnog odvajanja u ploči prilikom zavarivanja u zavarenim spojevima definisana je u EN ISO 6520 kao greška tipa 100 koja se odnosi na pukotine. Kako bi se ova greška izbegla, pored klase čelika za ove čeone ploče unutar čvora je korišćen dodatni zahtev Z35 kvaliteta. Uvođenjem Z kvaliteta lokalno na mestima gde su prisutni naponi upravno na ravan čeone ploče, samim tim i održavanjem sumpora i fosfora na niskim granicama, povećava se duktilnost zavarenog spoja. Dodatno je specificiran GMAW ili MIG proces zavarivanja kako bi temperatura prilikom zavarivanja bila što niža.

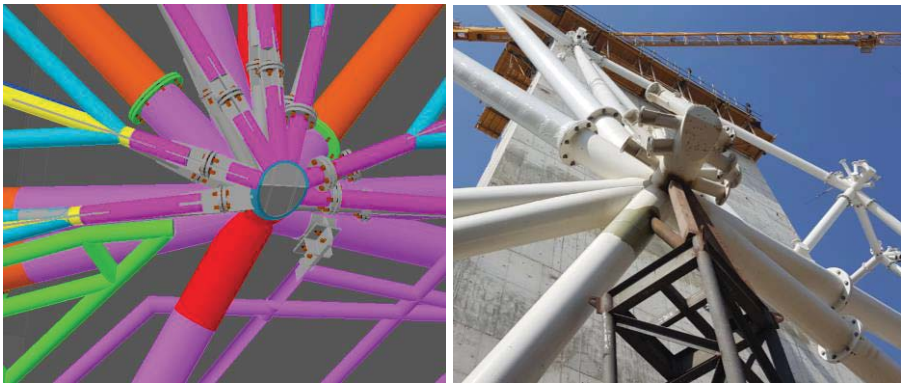
Potpuno 100% ultrasonično (UT) testiranje šavova i veznih ploča na mestima u zoni šavova je bilo neophodno kako bi se naknadno potvrdilo da nema horizontalnih defekta prouzrokovanih lamelarnim cepanjem, ali isto tako i na svim mestima gde je korišćen sučeoni šav kako bi se izbegle greške nastale tokom fabrikacije, kao što su one koje se tiču geometrije šava i lokalnog stanja nožice šava.

Čvorovi su analizirani metodom konačnih elemenata kontrolom Von Mizisovih napona. Posmatrani naponi su bili u granicama vrednosti napona prema teoriji elastičnosti tj. manji od granica razvlačenja definisanih za čelik S355 za najkritičniju kombinaciju opterećenja definisanu u skladu sa propisima ASCE 7-05.



Slika 13 – FEM analiza karakterističnog čvora

Ovakavim konstruisanjem zavarenih veza je izbegnuta dodatna težina konstrukcije kao kod veza sa kuglom, izbegnuta vizuelno loša rešenja kao kod veza sa velikim brojem ukrućenja unutar čvora, veliki troškovi kao kod veza "casting" tipa i drugo.



Slika 14 – Primer zasečenog čvora kako bi se ispratila linija fasade

Treba napomenuti da je zahtev klijenta bio da se napravi elegantna konstrukcija bez detalja koji narušavaju izgled jer je konstrukcija najvećim svojim delom vidljiva iznutra. Izmeštanjem veza sa zavrtnjevima izvan čvora je doprinelo jednostavnom, lakom i brzom izvođenju u radionici uz maksimalnu preciznost. Pored zavarenih veza, korišćena su dva tipa veza sa

zavrtnjevima na primarnim i na sekundarnim nosačima. Na vidljivom delu konstrukcije su upotrebljene veze montažnih nastavaka kružnih nosača u obliku krsta sakrivenih unutar nosača uz pomoć cevastog okopa (Slika 15 levo), dok su na delu konstrukcije koji nije vidljiv projektovane veze sa kružnom čeonom pločom (Slika 15 desno).

Slika 15 – Primer veza sa zavrtnjevima

5. REZULTATI I ZAKLJUČCI

Koncept čvora u kome se sustiče veliki broj nosača se može analizirati na četiri načina:
- primenom štapastog modela u potpunosti i propisa koji tretiraju dati tip čvora,
- izdvajanjem čvora u lokalni model gde se FEM analizom i realnom geometrijom analizira, uz pomoć pretpostavljenih graničnih uslova,
- hibridno rešenje kombinovanja štapastih elemenata i lokalno modeliranih čvorova uz pomoć shell elemenata i
- modeliranjem cele konstrukcije uz pomoć shell elemenata i FEM analizom.

Prva opcija je moguća ukoliko je konstrukcija jednostavna i tipična. Drugi način nije u potpunosti verodostojan ukoliko granični uslovi nisu u potpunosti jasni, a ujedno postoji rizik greške prilikom procene kritične kombinacije opterećenja koje treba naneti na taj izdvojen lokalni model. Treća opcija je optimalno rešenje jer se ne remete granični uslovi i moguća je provera napona za sve unete kombinacije opeterećenja u model. Neophodno je kritički odrediti čvorove koje treba proveriti jer je modeliranje cele konstrukcije uz pomoć shell elemenata veoma zahtevno i softverski ograničeno. Shodno tome, četvrta navedena opcija je u mnogim slučajevima neprikladna.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-29
15. KONGRES
6-8. 9. 2018.Zlatibor

Svetlana Ristić[1], Darko Popović[2], Vanja Alendar[3]

PRIMENA NETIPIČNIH ZAVARENIH VEZA KUTIJASTIH PRESEKA U PROJEKTOVANJU INŽENJERSKIH OBJEKATA

Rezime:

Dubai Metro Canopy je sastavni deo kompleksa u izgradnji za potrebe EXPO 2020 u Dubaiju, Ujedinjeni Arapski Emirati. U pitanju je čelična nadstrešnica koja pokriva metro i pravi hlad za ljude koji izlaze iz njega. Tema rada je proračun čeličnih veza u građevinskoj praksi koje u ovom trenutku nisu obuhvaćene aktuelnom verzijom Evrokoda za projektovanje veza EN 1993-1-8. U prvom delu rada je prikazan primer interpretacije koda na izabranim vezama. U drugom delu rada je prikazana FEM analiza istih veza.

Ključne reči: zavarene veze, kutijasti profili, FEM analiza

APPLICATION OF NONTYPICAL WELDED CONNECTIONS OF RECTANGULAR HOLLOW SECTIONS IN STRUCTURAL ENGINEERING

Summary:

Dubai Metro Canopy is part of new complex for EXPO 2020 in Dubai, United Arab Emirates. Steel canopy is placed above new metro station and it will provide shade to the lower part of station. Subject of the article are connections which are not completely supported for design according to EN 1993-1-8. Interpretation of code for selected connections is shown in the first part of the paper. FEM analyses for the same connections are shown in the second part of the paper.

Key words: connection design, RHS profiles, FEM analysis

[1]*Dipl.inž.građ., projektant, DNEC doo, Beograd*
[2]*Dipl.inž.građ., direktor, DNEC doo, Beograd*
[3]*Dipl.inž.građ., tehnički direktor, DNEC doo, Beograd*

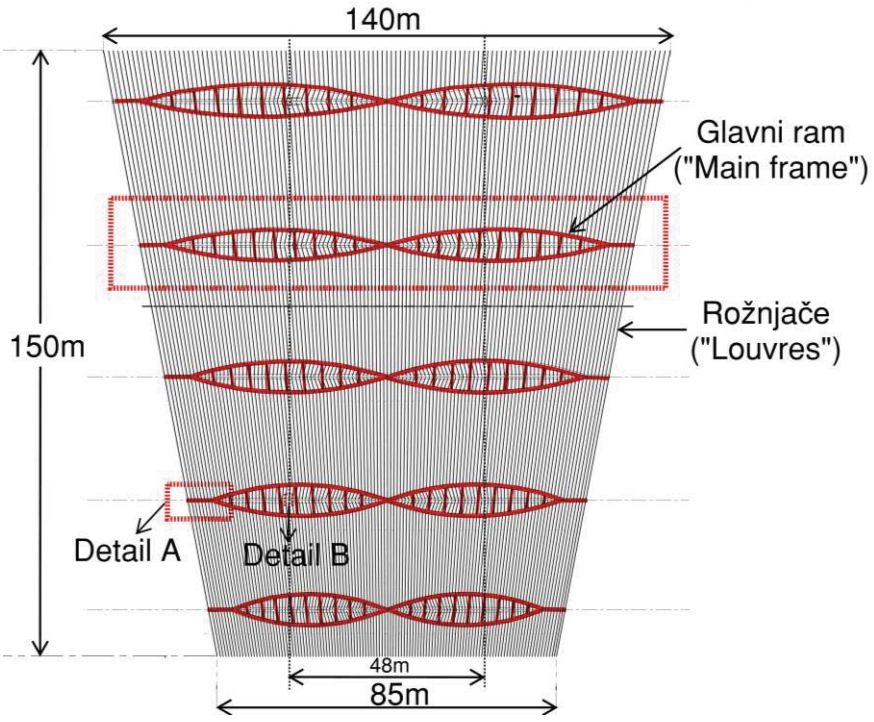
1. UVOD

Dubai Metro Canopy se nalazi u Dubaiju, Ujedinjeni Arapski Emirati. DMC je deo šireg kompleksa koji će biti izgrađen u okviru nove infrastrukture za potrebe Expo 2020. Odgovorni projektant je firma WSP iz Londona. Glavni izvođač, China State Construction iz Kine, je kao svog konsultanta za izradu izvođačkog projekta angažovala firmu DNEC d.o.o iz Beograda.

2. OPIS OBJEKTA

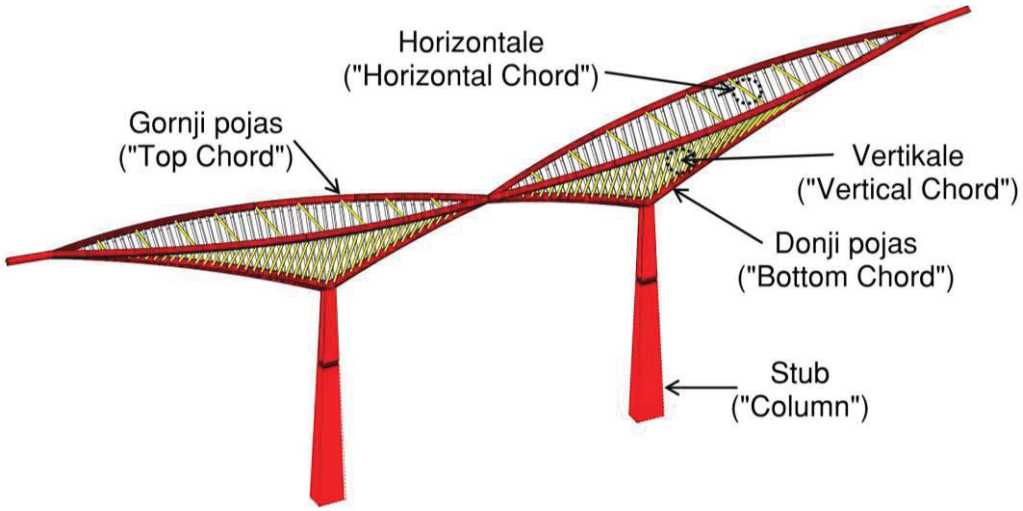
Nadstrešnica se nalazi na mestu buduće metro stanice. Uloga ove nadstrešnice je da štiti putnike od sunca pri izlasku iz metroa.

Nadstrešnica je dimenzija u osnovi 150mx140m-85m. Stubovi su visine 50m i postavljeni su u 5 osa na razmaku od 48m. Vidi sliku 1.



Slika 1 –Osnova konstrukcije

Stubovi zajedno sa nosačima gorneg pojasa ("Top Chord") i donjeg pojasa (Bottom Chord") formiraju glavne noseće ramove. Gornje i donje pojaseve povezuju vertikale ("Vertical Chord") formirajući prostorni virendel nosač. Vidi sliku 2. Ramovi su međusobno povezani rožnjačama („Louvre") sa rasponima do 36m.



Slika 2 –3D izgled glavnog nosećeg rama

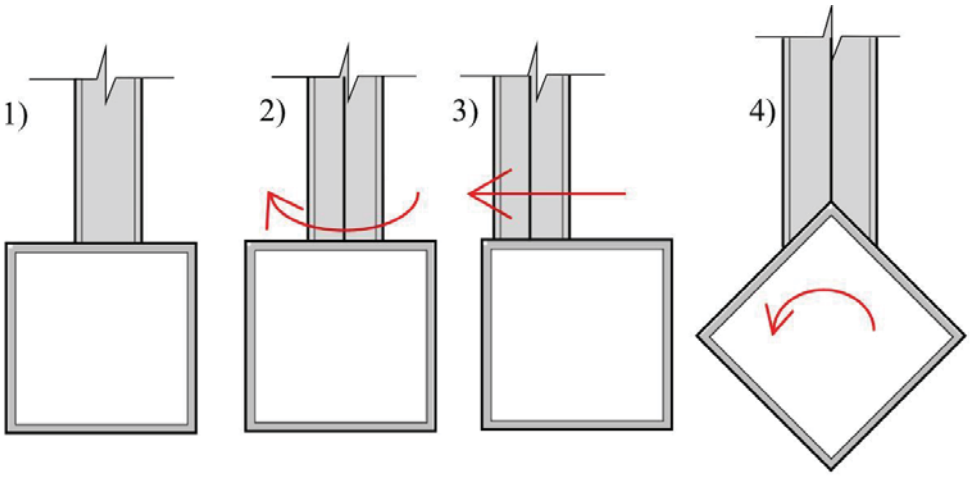
Poprečni preseci svih elemenata su kvadratni, izuzev rožnjača („Louvre“) koji imaju romboidni poprečni presek. Orjentacija i oblik preseka su diktirani od strane arhitekte i klijenta.

Bočnu stabilnost konstrukcije obezbeđuju konzolni stubovi sa manjim doprinosom momentnog rama krovne konstrukcije u podužnom pravcu. U poprečnom pravcu stabilnost obezbeđuje momentni ram između stubova i virendel nosača. Uticaje za proračun veza je specificirala firma WSP u ulozi konsultanta.

3. TIPIČNI DETALJI

Glavna karakteristika elemenata konstrukcije jeste zarotiranost svih nosača za 45˚ oko sopstvene ose. Veze su zavarene, ali po svojoj geometriji nisu obuhvaćene postojećim propisima i standardima. Na slici 3 su prikazana odstupanja od propisa. Idući sa leva na desno redom su prikazane: 1) veza koja je prikazana u kodu, 2) zarotirana ispuna oko sopstvene ose, 3) ekscentrično vezana ispuna, 4) zarotiran pojas oko sopstvene ose.

Neophodno je bilo dodatno istražiti i modifikovati već postojeće izraze za proračun veza geometrijski pravilno orjentisanih nosača (slika 3, 1)). Krajnji cilj je napraviti ručne kalkulacije i to potvrditi kroz FEM analize za svaki pojedinačni detalj.

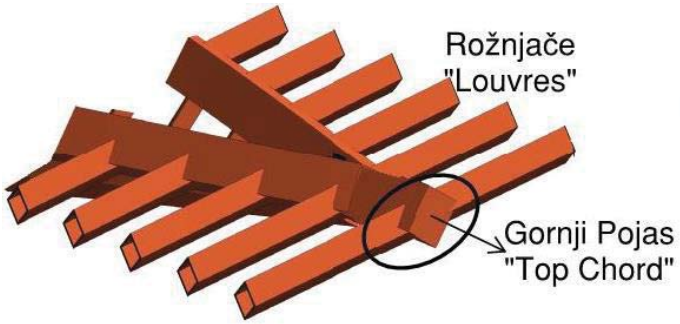


Slika 3 –Odstupanje od postojećih propisa

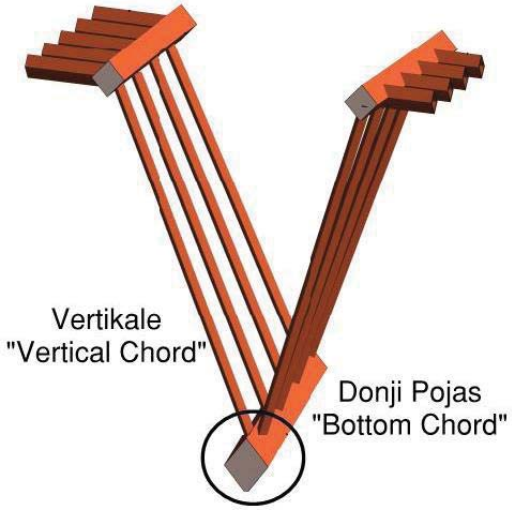
Dva najznačajnija tipa veza koja se javljaju u konstrukciju su:

A. Veza između rožnjača („Louvre) i gornjeg pojasa („Top Chord“), (slika 4)

B. Veza između vertikala („Vertical Chord“) i donjeg pojasa („Bottom Chord“),(slika 5)



Slika 4 –Detalj A – Veza između rožnjače i gornjeg pojasa



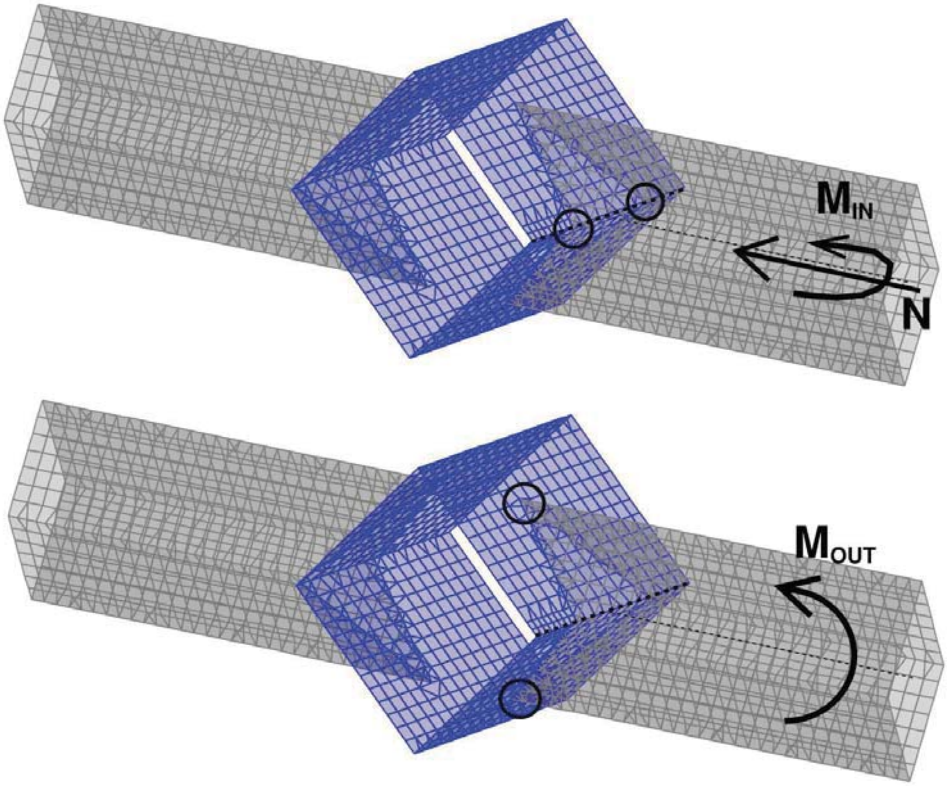
Slika 5 –Detalj B – Veza između vertikale i donjeg pojasa

3.1 VEZA IZMEĐU ROŽNJAČE I GORNJEG POJASA

Specifičnost ove veze, kako je napomenuto, je zarotiranost oba nosača za 45˚ oko sopstvene ose. Dodatno na to rožnjače („Louvre“) se vezuju za ivicu pojasa („Top Chord“) umesto za stranicu kako je to uobičajeno. (slika 3: 2), 4))

S obzirom da su rožnjače postavljene na rasteru manjem od metar, svako sečenje preseka da bi se implementirala ukrućenja znatno poskupljuje konstrukciju. Pa je odlučeno da se veze rade bez ukrućenja direktnim zavarivanjem nosača. Ovakva veza u literaturi se naziva „Diamond Bird Bick connection“ i predmet je mnogih publikacija i radova. Za potrebe projekta korišćene su radovi i publikacije od sledećih autora Yu Chen, Ran Feng i Jiang Wang.

Imajući u vidu geometriju veze, primećeno je da se diferenciraju zone u kojima su dominantno izraženi uticaji od momenata izvan i momenata u ravni rožnjače, tako da se mogu analizirati odvojeno. Zbog geometrije veze i inkoherentne krutosti aksijalna sile se zadržava u zoni ivice gornjeg pojasa pa se relevantni momenat rožnače (M_{IN}) kombinuje sa aksijalnom silom rožnjače. U isto vreme, mali deo aksijane sile, oko 10% , se kombinuje sa relevantim momentom rožnjače (M_{OUT}). Vidi sliku broj 6.



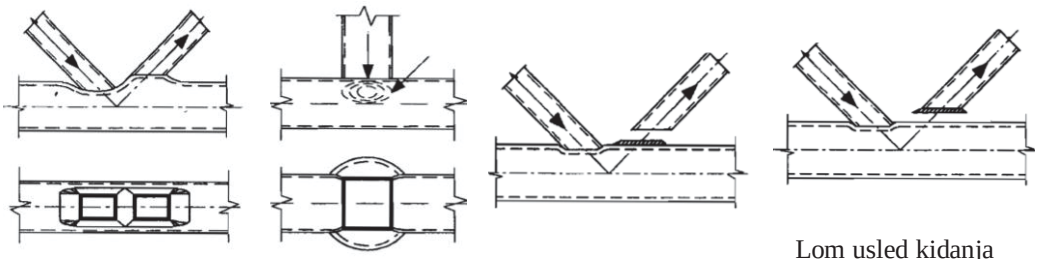
Slika 6 –Detalj veze gornjeg pojasa i rožnjače – zone maksimalnih napona

Glavna pretpostavka u korišćenoj publikaciji jeste da je gornji pojas naponski maksimalno iskorišćen. Treba imati na umu da u našem slučaju presek nikada ne dostiže ovaj nivo iskorišćenja, pa prethodna pretpostavka daje konzervativan pristup ručnom proračunu.

3.2 VEZA IZMEĐU VERTIKALE I DONJEG POJASA

Specifičnost ove veze je takođe zarotiranost svih nosača, s tim da se vertikala („Vertical Chord“) vezuje direktno za stranicu donjeg pojasa („Bottom Chord“). Druga bitna karakteristika je nagib vertikala („Vertical Chord“) zbog kojeg veza nikada nije potpuno centrisana niti upravna. (slika 3: 2), 3))

Na osnovu pomenutih geometrijskih specifičnosti diferenciraju se nekoliko potencijalnih oblika loma. U slučaju da se vertikala vezuje približno centrično na stranicu pojasa, merodavan oblik loma će biti „lom površine pojasa“. Dok u slučaju kada vertikala dolazi na ivicu pojasa, merodavan oblik loma može biti jedan od sledećih: „lom izbočavanjem bočnih zidova pojasa“ „lom usled kidanja smicanjem“ i „lom elemenata ispune“. Vidi sliku 7.



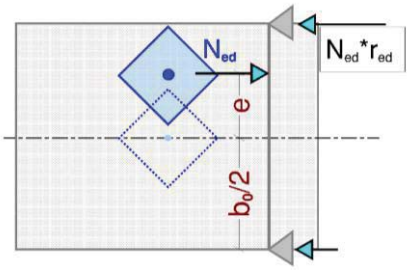
Lom površine pojasa | Lom bočnih zidova pojasa | Lom elemenata ispune | Lom usled kidanja smicanjem

Slika 7 –Tipovi potencijalnih oblika lomova

Faktor redukcije

S obzirom da zvanični kodovi ne definišu slučajeve kada su veze ekscentrične, uveden je faktor redukcije (r_{ed}) koji uzima u obzir nejednaku redistribuciju opterećenja od vertikale.

$$r_{ed} = \frac{\left(\frac{b_0}{2} + \mathrm{e}\right)}{b_0}$$

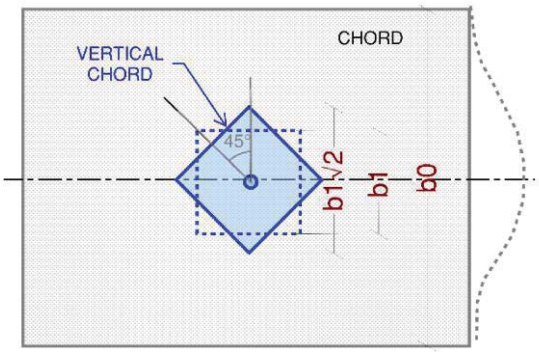


Slika 8 –Faktor redukcije

3.2.1 Kapacitet veze usled dejstva normalne sile vertikale („Vertical Chord“)

„Lom površine pojasa“

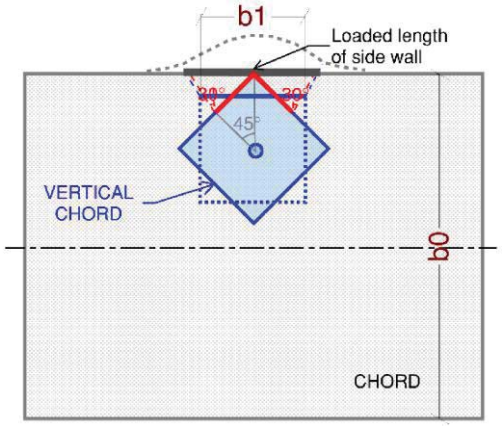
U slučaju približno centrične veze zarotiranost vertikale nema značajan uticaj na jednačine priložene u kodu, pa iako postoji određeni nivo konzervativnosti, jednačine nisu modifikovane. Vidi sliku 9.



Slika 9 –Detalj veze donjeg pojasa i vertikale – lom površine pojasa (Normalna sila)

„Lom bočnih zidova pojasa“

U slučajevima kada je vertikala ekscentrično vezana i blizu ivice pojasa, kritičan slučaj loma postaje „lom bočnih zidova pojasa“. Na slici 10 prikazan je moguć položaj vertikale. Aktivirana dužina zida pojasa je približno ista kao u slučaju kodom definisanog položaja vertikale za ovakav oblik loma. Ova dužina je konzervativno usvojena kao b_1, prema slici 10, što odgovara dužini stranice vertikale.



Slika 10 –Detalj veze donjeg pojasa i vertikale –lom bočnih zidova pojasa

Modifikovana jednačina korišćena u analizama:

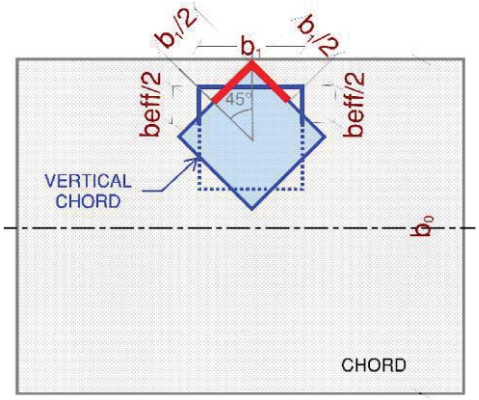
$$N_{1,Rd} = \frac{f_b t_0}{\sin(\theta_1)}\left(\frac{b_1}{\sin(\theta_1)} + 5t_0\right)/r_{ed}/\gamma_{M5}$$

„Lom elemenata ispune“

Kao i za prethodni oblik loma ukoliko je vertikala ekscentrično postavljena i blizu ivice pojasa „lom elemenata ispune“ postaje kritičan. Na slici 11 je prikazan moguć položaj

vertikale. Istaknuta je dužina koja se aktivira u slučaju zarotiranog preseka, dok se bočne efektivne dužine zanemaruju. Modifikovana jednačina, korišćena u proračunima je:

$$N_{i,Rd} = f_{y1} t_1 b_1 / r_{ed} / \gamma_{M5}$$



Slika 11 –Detalj veze donjeg pojasa i vertikale – lom elemenata ispune

„Lom usled kidanja smicanjem“

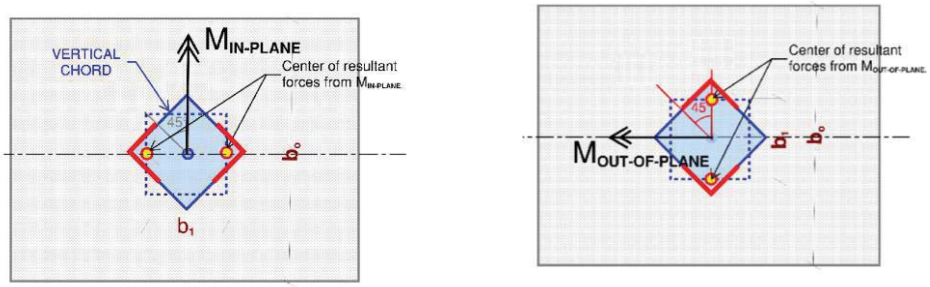
Ukoliko je vertikala ekscentrično postavljena i blizu ivice pojasa, kritična dužina za „lom usled kidanja smicanjem“je usvojena isto kao i za prethodni oblik loma. Modifikovana jednačina u ovom slučaju izgleda:

$$N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3}\sin(\theta_1)} \frac{b_1}{\sin(\theta_1)} / r_{ed} / \gamma_{M5}$$

3.2.2 Kapacitet veze usled dejstva momenata vertikale („Vertical Chord“)

„Lom površine pojasa“

U slučaju približno centrične veze zarotiranost vertikale nema značajan uticaj na jednačine priložene u kodu, iako postoji određeni nivo konzervativnosti, jednačine nisu modifikovane. Vidi sliku 12.



Slika 12 –Detalj veze donjeg pojasa i vertikale – lom površine ispune (momenti)

Korišćene jednačine iz EN BS 1993-1-8 (table 7.14) su:

$$M_{ip1,Rd} = k_n f_{y0} t_0^2 h_1 \left(\frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{1-\beta}\right)/\gamma_{M5}$$

$$M_{op,1,Rd} = k_n f_{y0} t_0^2 \left(\frac{h_1(1+\beta)}{2(1-\beta)} + \sqrt{\frac{2b_0 b_1(1+\beta)}{1-\beta}}\right)/\gamma_{M5}$$

„Lom izbočavanjem bočnih zidova pojasa“ „Lom usled kidanja smicanjem“

U slučaju da je vertikala centrična u odnosu na pojas ovi slučajevi loma nisu merodavni bez obzira na zarotiranost preseka.

U slučaju da je vertikala ekscentrična i blizu ivice onda „lom izbočavanjem bočnih zidova pojasa“ postaje kritičan oblik loma. Princip koji je primenjen za dejstvo aksijalne sile u vertikali je isti, s tim što nema preraspodele uticaja, pa se uvedeni faktor redukcije r_{ed} ne koristi.
Modifikovane jednačine za „Lom izbočavanjem bočnih zidova pojasa“ su:

$$M_{op1,Rd} = f_b t_0 \left(\frac{b_1}{\sin(\theta_1)} + 5t_0\right)(b_1 - t_1)/\gamma_{M5}$$

Modifikovane jednačine za „Lom usled kidanja smicanjem“ su:

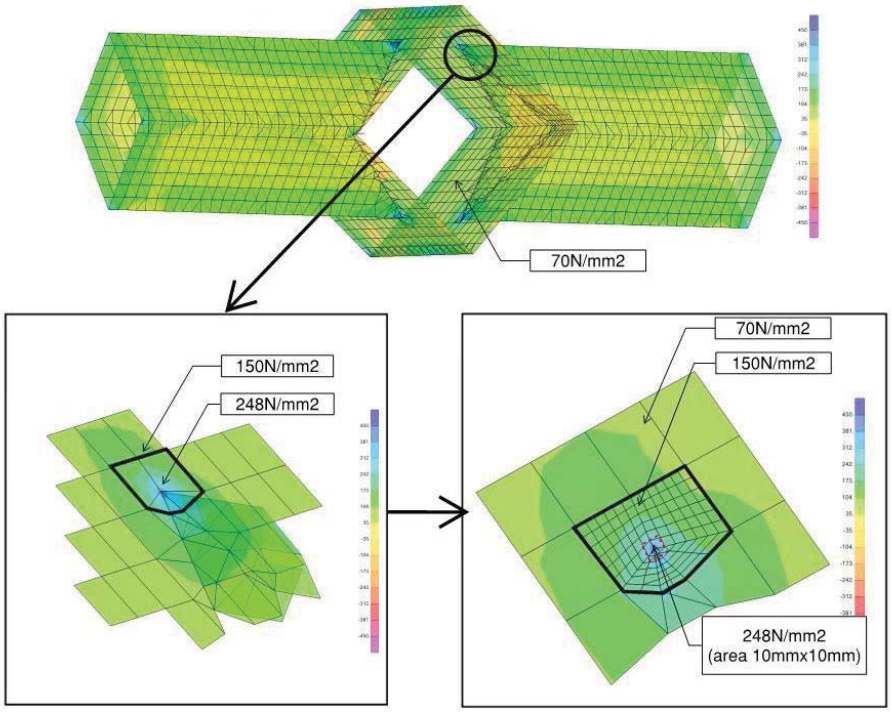
$$M_{op1,Rd} = \frac{f_{y0} t_0}{\sqrt{3}} \left(\frac{b_1}{\sin(\theta_1)}\right)(b_1 - t_1)/\gamma_{M5}$$

3.3 POTVRDA MODIFIKOVANIH KALKULACIJA PREKO FEM ANALIZA

Tipski čvorovi su provereni uz pomoc linearne FEM analize u programskom paketu SAP. Uzimajući u obzir kompleksnost i veličinu konstrukcije čvorovi su lokalno modelirani pomoću konačnih elemenata tipa „shell“ i uneti u prostorni žičani model. Cilj provere je sagledavanje prirode prenosa sila i nivoa napona u vezi.

3.3.1 Veza između rožnjače i gornjeg pojasa

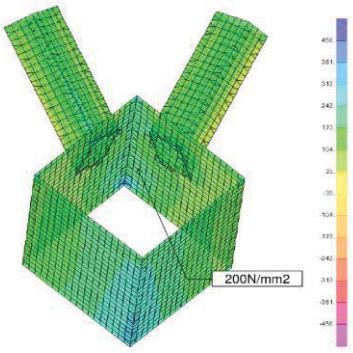
Veza između rožnjače i gornjg pojasa je opisana u paragrafu 3.1. Napon na stanici gornjeg pojasa je dominantno 70MPa, sa pikovima od 150MPa na gornjem i donjem špicu rožnjače („Louvre“). Pikovi napona se prostiru na površini od 10mmx10mm. Vidi sliku 13. Ako uzmemo da je 150MPa relevantan napon iz FEM modela, onda se kapacitet veze može definisati kao r=150/460=0,32. U isto vreme kapaciteti veze “ručnih“ proračuna su manji. Pre svega zbog pretpostavke da je pojas maksimalno iskorišćen, što nije realno ni u analiziranom primeru niti važi generalno za konstrukciju. Stoga, ručne kalkulacije su usvojene kao merodavne i u isto vreme konzervativne i one su korišćene dalje za proračun i potvrdu svih veza.



Slika 13 –Detalj veze gornjeg pojasa i rožnjače FEM analiza

3.3.2 Veza između vertikale i donjeg pojasa

Veza između vertikale i donjeg pojasa je opisana u paragrafu 3.2. FEM analiza sa akcentom na vezu vertikale i pojasa, prikazana je na slici 14. Dominantno najveći napon u vezi je oko 210MPa. Kapacitet veze sračunat na osnovu ručnih analiza je r=0,43. Ovakav rezultat je približan FEM analizama 0,43x460=200MPa. Rezultati ručnih kalkulacija su bliski rezultatima dobijenim iz FEM analize, pa se zaključuje da se ručne kalkulacije mogu koristiti dalje za kontrolu svake veze u konstrukciji.



Slika 14 –Detalj veze donjeg pojasa i vertikale FEM analiza

4. ZAKLJUČAK

U praksi se sve češće srećemo sa arhitektonskim zahtevima koji za proizvod imaju veze koje nisu obuhvaćene važećim kodovima i pravilnicima. To nas vodi ka korišćenju FEM analiza, koje se ne mogu uvek i potpuno koristiti bez ograničenja zbog memorijskog kapaciteta komercijalnih računara. Prikazani rad pokazuje da je moguće racionalno modifikovati postojeće izraze prikazane u kodu i uraditi proračun veza ne koristeći neminovno FEM analizu.

LITERATURA

[1] EN 1993-1-8, (2005), Eurocode 3 Design of Steel Structures, Part 1-8: Design of joints, CEN, Brussels.

[2] Yu Chen, Ran Feng, Jiang Wang, et al. (2015)"Behavior of bird-beak SHS X-joints under out-of-plane bending".

[3] Yu Chen, Ran Feng, Jiang Wang, et al. (2014) "Behavior of bird-beak SHS X-joints under in-plane bending".

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-30
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Nemanja Marković[1], Zlata Tošić[2], Radovan Cvetković[3], Stefan Conić[4]

IDEJNO REŠENJE PEŠAČKOG MOSTA PREKO SVRLJIŠKOG TIMOKA KOD DOMA KULTURE U KNJAŽEVCU

Rezime:

U ovom radu prikazuje se varijatno idejno rešenje pešačkog mosta preko Svrljiškog Timoka kod Doma Kulture u Knjaževcu. Most je projektovan kao gredna spregnuta konstrukcija tipa drvo-beton raspona 25m. Pri koncipiranju konstrukcijskog rešenja pešačkog mosta namera autora je bila da se projektuje ekonomičan, praktičan, funkcionalan most, jednostavan za izvođenje ali takođe moderan i atraktivan savremene forme i materijalizacije. Ovaj niz zahteva iznedrio je relativno klasično rešenje konstrukcije mosta, sprezanjem dva lepljena lamelirana drvena nosača sa armiranobetonskom kolovoznom pločom. Motiv forme je sam tok reke Timok kao i bela boja u kombinaciji sa zelenilom i drvom koja se uklapa u ambijent okoline.

Ključne reči: Spregnuta konstrukcija, pešački most, sprezanje drvo-beton

CONCEPTUAL SOLUTION OF PEDESTRIAN BRIDGE ACROSS SVRLJIŠKI TIMOK NEAR CULTURAL CENTER IN KNJAŽEVAC

Summary:

In this paper, the variant conceptual solution of the pedestrian bridge over the Svrljiški Timok near the Cultural Center in Knjaževac has been presented. The bridge is designed as a beam-coupled structure of timber-concrete with 25m span. In design process the intention of the author was to design an economical, practical, functional bridge, easy to perform but also modern and attractive with modern forms and materialization. This set of requirements developed relatively classical solution of the bridge structure; two coupling glued laminated timber beams with reinforced concrete bridge deck. The motive of the form is the flow of the Timok River itself, as well as the white colour combined with greenery and wood that fits into the ambient of the environment.

Key words: Composite structure, pedestrian bridge, coupling timber-concrete

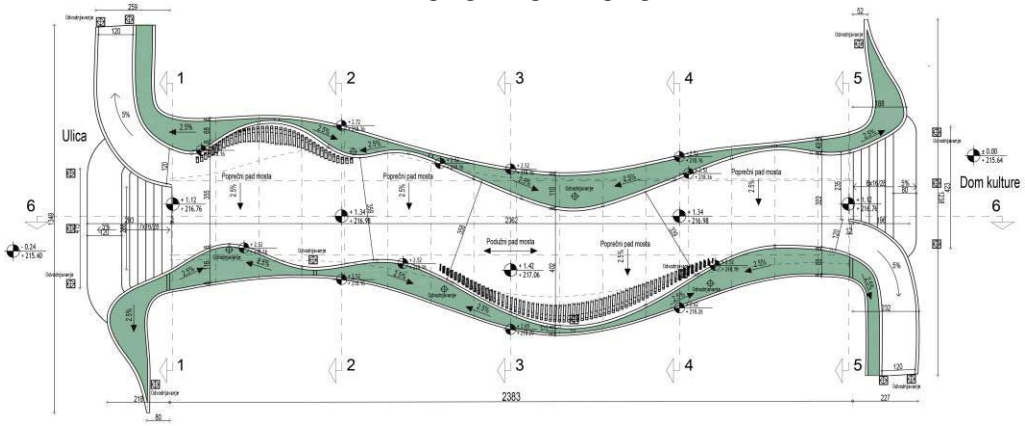
---

[1] *Dipl. građ. inž. asistent na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu u Nišu, Srbija i doktorant na Ruhr University Bochum, Germany.*
[2] *Dipl. inž. arh. Saradnik u nastavi na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu Univerziteta u Nišu, Srbija.*
[3] *Dr, dipl. građ. inž. asistent na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu Univerziteta u Nišu, Srbija.*
[4] *Dipl. građ. inž. saradnik u nastavi na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu Univerziteta u Nišu, Srbija.*

1. UVOD

Mostovi su građevinski objekti čija je funkcija da obezbede nesmetano funkcionisanje saobraćaja (pešačkog, drumskog ili železničkog) preko prirodnih ili veštačkih prepreka. Pešački mostovi su objekti koji denivelisano i bezbedno prevode pešake i bicikliste preko puteva, železnica, širokih ulica i trgova i vodenih tokova [1]. Još od prvog čoveka koji je prešao palo stablo iznad rečnog toka, nastao je početak gradnje prvobitnih mostova na način koji je priroda sama projektovala. Najraniji pokušaji izgradnje mostova bili su manji rasponi premošćeni drvenim deblima preko stena koje su služile kao oslonci [2]. Sa razvojem čovečanstva, industrije i tehnologije metode projektovanja i izvođenja, primenjeni materijali kao i sigurnost mostova je znatno napredovala, ali svrha mosta je ostala ista – da premosti prepreku i obezbedi sigurno i nesmetano funkcionisanje saobraćaja.

Danas postoji veoma veliki broj različitih mostova koje možemo grupisati prema različitim kriterijumima. Prema nameni kojoj služe, odnosno vrsti saobraćajnog puta (toka), u čijem se sklopu nalaze, razlikujemo sledeće mostove: železnički, drumski, pešački, akvadukti, industrijski, mostovi za instalacione vodove i druge. Takođe, vrlo je čest slučaj i kombinovanih mostova: drumsko-železnički, tramvajsko-pešački, industrijsko-instalacioni i drugi [3]. Prema vrsti prepreke koju prelaze: mostovi preko vodenih tokova, vijadukti, nadvožnjaci i podvožnjaci, mostovi preko puteva. Podela mostova prema tipu noseće konstrukcije: gredni, rešetkasti, viseći, sa kosim kablovima, spregnuti, prednapregnuti itd.



Slika 1 – Osnova mosta – pogled odozgo

U ovom radu biće prikazano jedno varijantno idejno rešenje pešačkog mosta preko reke Svrljiški Timok kod Doma Kulture u Knjaževcu. Konstrukcija mosta je projektovana kao gredna spregnuta konstrukcija tipa drvo-beton. Prikazano idejno rešenje mosta je drugo nagrađeni konkursni rad na konkursu za izradu Idejnog arhitektonsko-urbanističkog rešenja pešačkog mosta preko Svrljiškog Timoka kod Doma culture u Knjaževcu, koje je raspisalo JP "Preduzeće za razvoj, urbanizam i izgradnju, opštine Knjaževac" i Opština Knjaževac. Na konkursu je učestvovalo devet radova. Šestočlana komisija tokom žiriranja radova rukovodila se usvojenim principima ocenjivanja radova prema datom konstruktivnom rešenju mosta,

kvalitetu materijala, tretiranju prostora kao celine sa neposrednim i posrednim gradskim okruženjem (uklapanje mosta u celokupnu ambijentalnu celinu), ekonomičnosti rešenja kao i pristupačnosti i bezbednosti za sve korisnike pešačkog mosta, što je istaknuto u izveštaju komisije za ocenu primljenih konkursnih radova. Komisija od devet pristiglih radova nije dodelila prvo mesto, dodeljena su dva druga mesta od kojih je jedan prikazani most u ovom radu i dodeljene su četiri otkupne nagrade.

Rad je podeljen u četiri celine od kojih se u prvom delu rada prikazuje uvod u kome su dati osnovni podaci javnog konkursa i osnove o mostovima generalno. U drugom delu radu prikazan je arhitektnoski koncept idejnog rešenja mosta. Rešenje noseće konstrukcije mosta kao i drugih izvođačkih detalja prikazano je u trećem delu rada. Konačno, u četvrtom delu istaknuti su zaključci i preporuke gde prema autorima konkurnog rešenja ovakvi tipovi mostova se mogu primeniti a da konceptualno, estetski i urbanistički zadovolje sve kriterijume.

2. ARHITEKTONSKI KONCEPT IDEJNOG REŠENJA MOSTA

Idejno rešenje mosta je formirano na osnovu postojeće okoline. Glavni motivi forme i materijalizacije su bili tok reke Timok, veće prisustvo zelenila i bela boja Doma kulture koji predstavlja repzerentativan objekat na lokaciji. Namera je da se predloži takvo rešenje mosta koje neće služiti samo kao prelaz između obala, već i motivisati korisnike da se zadrže i tretiraju ga kao ravnopravni prostor za odmor i relaksaciju. Iz tih razloga, kao i konstruktivnih, niveleta mosta je podignuta kako bi prostor bio jedinstvena celina.

Slika 2 – Trodimenzionalni prikaz mosta od ulice prema Domu kulture

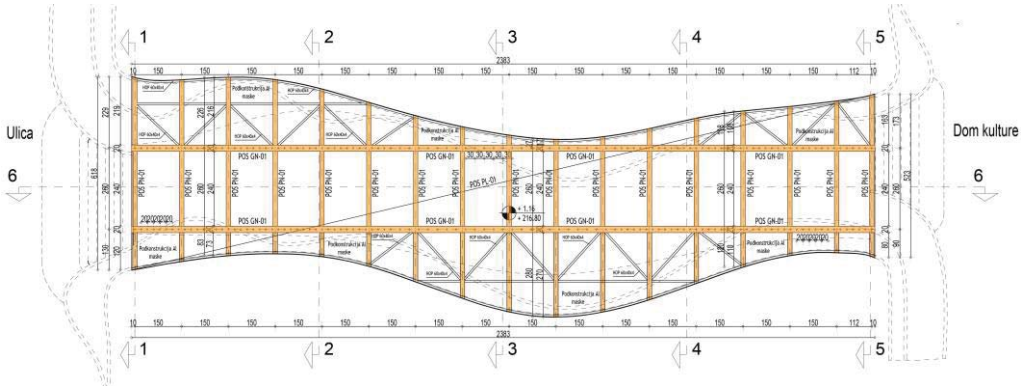
Maska mosta je kontinualna i fluidna i imitira oblik korita reke. Njena krivina je definisana u horizontalnoj ravni. Poznato je u arhitekturi da se nestandardnim formama objekata budi radoznalost kod ljudi kao i nihova potreba za vizuelnim istraživanjem [4] i povezivanjem sa okolinom tog objekta koji će dati karakter i prepoznatljivost ovoj lokaciji. Slobodna forma u osnovi je postignuta i postavkom žardinjera (Slika 2). Završavaju se na krajevima mosta stapanjem u postojeće popločanje i "šire ruke" ka prostoru platoa i pešačkoj stazi na obe strane.

Ujedno služe kao ograda stepeništu i rampi za prilaz. Služe za postavljanje zelenila na mostu koje bi trebalo da nastavlja rastinje sa suprotne strane mosta. Takođe, formiraju nepravilnu formu po vertikali, pa se visina menja samo na spoljnim delovima fasade mosta. Na mestima gde je manja visina žardinjera javlja se perforirana maska kao detalj u drvetu. Postoje dve veće parametrijski projektovane klupe čiji oblik adekvatno prati stazu. One su u skladu sa nestandardnom formom mosta.

Slika 3 – Trodimenzionalni prikaz mosta – pogled sa strane

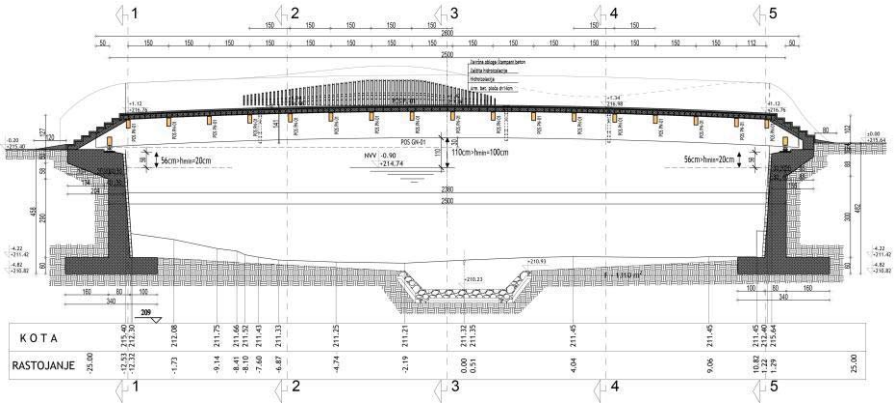
3. NOSEĆA SPREGNUTA KONSTRUKCIJA TIPA DRVO-BETON

Pri koncipiranju konstrukcijskog rešenja pešačkog mosta namera autora je bila da se projektuje ekonomičan, praktičan, funcionalan most, jednostavan za izvođenje ali takođe moderan i atraktivan. Ovaj niz zahteva iznedrio je relativno klasično rešenje konstrukcije mosta, sprezanjem dva lepljena lamelirana drvena (LLD) nosača sa armiranobetonskom kolovoznom pločom. Dakle, novoprojektovani most je koncipiran kao savremena spregnuta konstrukcija tipa drvo-beton, gabaritno uklopljena sa postojećim parternim uređenjem platoa i rekom. Most ispred Doma culture u Knjaževcu predviđen je isključivo za pešački saobraćaj. Noseća konstrukcija mosta se sastoji od dva LLD nosača pravougaonog poprečnog preseka (*20/120cm*) raspona *25m*, konstantne visine i blagog podužnog nadvišenja, spregnute sa armiranobetonskom pločom i upravnim prelazom reke (α=90°).



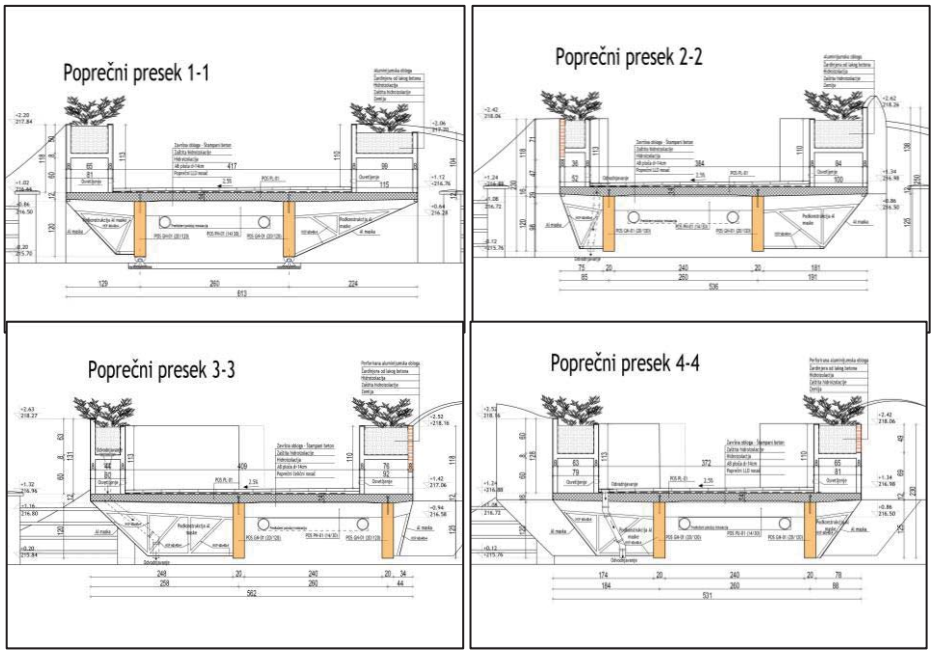
Slika 4 – Osnova mosta – prikaz noseće konstrukcije

Slobodna visina od kote velike vode (KVV) do najniže donje ivice rasponske konstrukcije je *110cm* što zadovoljava kriterijum o minimalnom razmaku koji iznosi *100cm* i u skladu je sa važećom tehničkom regulativom i preporukama za ovakav tip objekata. Pri tome nivo usporene velike vode je *67cm* ispod gornje ivice kvadera (donja ivica oslonaca mosta) što zadovoljava minimalni iznos od *20cm*. Niveleta pešačkog mosta je u blagom dvostranom simetričnom bagibu s obzirom na projektovano konstantno nadvišenje sredine raspona u odnosu na nivoe oslonaca u iznosu u od *30cm*. Za efikasno odvodnjavanje projektovan je i poprečni jednostrani pad nagiba *i=2,5%* sa određenim brojem slivnika. Ukupna dužina mosta sa pristupnim komunikacijama je oko *27m*. Širina mosta je oko *3,5m* i varira u skromnom iznosu po dužini mosta u skladu sa nepravilnom formom mosta.



Slika 5 – Podužni presek mosta 6-6

Koncipirana spregnuta drvo-beton konstrukcija je statičkog sistema proste grede, raspona 25m. Sprezanje predstavlja konstruktivno objedinjavanje dva različita građevinska materijala, u ovom slučaju, drveta i betona pomoću odgovarajućih spojnih sredstava.

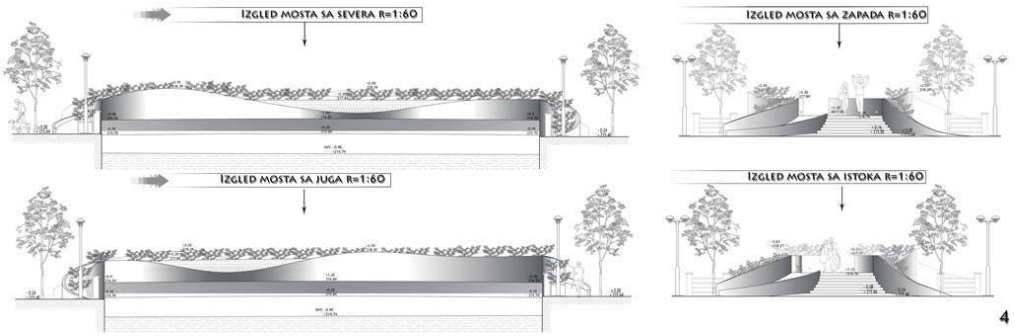


Slika 6 – Poprečni preseci 1-1, 2-2, 3-3, 4-4, spregnutog pešačkog mosta

Kombinovanjem dva materijala sa različitim fizičko-mehaničkim karakteristikama efikasno se nedostaci jednog kompenzuju i dopunjuju dobrim svojstvima drugog, formirajući na taj način potpuno nov kompozitni material.

Slika 7 – Predlog postupka montaže pešačkog mosta

Gredni nosači u ovom varijantnom idejnom rešenju su puni pravougaoni LLD nosači poprečnog preseka 20/120cm, a saobraćajna AB ploča je prosečne debljine 14cm sa vutama kod oslonaca. Sadejstvo drvenih greda i betonske plče obezbeđuje se moždanicima tipa "čep sa glavom". Raspored moždanika i njegov prečnik je projektovan prema raspodeli podužne smičuće sile.



Slika 8 – Izgledi mosta

Armiranobetonska saobraćajna ploča pored osnovne funkcije koju ima, obezbeđuje i bočnu stabilnost grednih LLD nosača. Bočnu-torzionu krutost rasponske konstrukcije mosta obezbeđuje se poprečnim LLD nosačima za ukrućenje na međusobnom razmaku *1,5m*.

Osnovna prednost LLD nosača u odnosu na AB nosače je njihova znatno manja sopstvena težina, što značajno olakšava montažu mosta.

Slika 9 – Pogled sa mosta

Ovakav tip konstrukcije se lako izvodi i montira podužnim prevlačenjem kompletnog roštilja glavnih i poprečnih nosača preko privremenog jarma ili posebnim montiranjem dva glavna nosača pa zatim dodavanjem poprečnih nosača. Postupak montiranja mosta je dat na slici 7. Postupak montaže podrazumeva postavljanje glavnih LLD nosača a zarim montažu poprečnih nosača. Nakon toga se postavljaju prepusti poprečnih nosača, moždanici i onda se izliva saobraćajna AB ploča. Nakon ovih radova, predviđeno je da se urade pristupna stepeništa i rampe zbog lakše komunikacije i izvođenja. Zatim, postavljaju se žardinjere i

potkonstrukcija sa estetskom maskom mosta. Konačno, predviđeno je ugradnja završnog sloja saobraćajne podloge, ugradnja osvetljenja, zelenila, klupica za odmaranje i dr.

Slika 10 – Prikaz saobraćajnog dela mosta

4. ZAKLJUČAK

U ovom radu je prikazano idejno rešenje pešačkog mosta koncipiranog na moderan način sa interesantnim arhitektonskim konceptom. Obzirom na rezultate konkursa u Knjaževcu, jasno je da je on privukao pažnju i naišao na dobre reakcije. Forma, materijalizacija sa detaljima zelenila i drveta kao materijala su učinile ovo rešenje savremenim ali i obogatili sadržaj ovakvog inženjerskog objekta. Projektanti mosta uspeli su da svoju zamisao definšu klasičnom i jednostavnom nosećom konstrukcijom za izvođenje mosta. Ona se sastoji od spregnute drvo-beton konstrukcije, grednog tipa raspona 25m. Glavna karakteristika ovog mosta je da je moguće kreirati različite oblike mosta koji bi se na najbolji način uklapali u okolni ambijent, uz jednostavnu pravolinijsku noseću konstrukciju. Autori rada preporučuju ovakav tip mostova u nacionalnim parkovima, prirodnim okruženjima, gradskim sredinama i dr.

LITERATURA

[1] Javno Preduzeće Putevi Srbije: Priručnik za Projektovanje Puteva u Republici Srbiji – Projektovanje Mostova, Beograd, Republika Srbija, 2012.

[2] Ian Penberthy: Man-Made Wonders – Bridges, Quantum Publishing, London 2008.

[3] D. Bađevac, B. Stipanić: Metalni Mostovi, Građevinska knjiga, Beograd 2007.

[4] Alihodžić. R., Kurtović- Folić N. (2010). Phenomenology of perception and memorizing contemporary architectural forms, Facta universitatis - Series: Architecture and Civil Engineering Vol. 8, No 4, pp. 425 – 439;

Nataša Vorotović Konstantinović [1], *Ivana Jovanović* [2]

SAVREMENI PRISTUP PROJEKTOVANJU NASUTIH BRANA IZLOŽENIH DELOVANJU ZEMLJOTRESA

Rezime:

Brana Slupčanska je kamena brana sa armirano-betonskim ekranom, visine 50 m. Za potrebe izrade GP brane Slupčanska urađeni su proračuni stabilnosti u statičkim i dinamičkim uslovima primenom metode konačnih elemenata (MKE). Proračuni su urađeni korišćenjem softvera GEOSTUDIO odnosno alatima SLOPE/W, SIGMA/W i QUAKE/W (koji omogućava različite linearne i nelinearne analize). Proračun se zasniva na određivanju predzemljotresnog naponskog stanja brane, ponašanje tokom zemljotresa za usvojeni vremenski zapis (akcelogram) i nakon završetka zemljotresa. Program omogućava određivanje pomeranja brane, određivanje faktora sigurnosti kosina tokom zemljotresa i određivanje trajnih (Newmark-ovih) pomeranja ekvivalentnih blokova duž kosina. Osim uvida u ponašanje brane tokom vremenskih zapisa zemljotresa imamo uvid u kom trenutku se javljaju najveća naprezanja i pomeranja.

Ključne reči: dinamička analiza, kamene nasute brane, naponi i deformacije, QUAKE/W

A CONTEMPORARY APPROACH TO SEISMIC DESIGN OF ROCKFILL DAMS

Summary:

Dam on the Slupcanska river is designed as concrete faced rockfill dam (CFRD), with the maximum height of 50 m. Static and dynamic analysis are performed by finite element methods (FEM). Calculations has been performed by softwere GeoStudio, with software tools SLOPE/W, SIGMA/W and QUAKE/W, which performes both, linear-elastic (LA) and equivalent linear analysis (ELA) of the dam. Analsys include stress distribution before, during and after earthquake. Softwere determines displacements of the dam, factors of safety of the slopes during earthquake and permanent (Newmark's) displacement of the failed mass along slopes. Contemporary approach to analysis, provides us an insigh of dam's behavior during adopted time-history record, and also at what moment during the earthquake, maximum stresses and displacement will occur.

Key words: dynamic analysis, CFRD, stresses and deformations, QUAKE/W

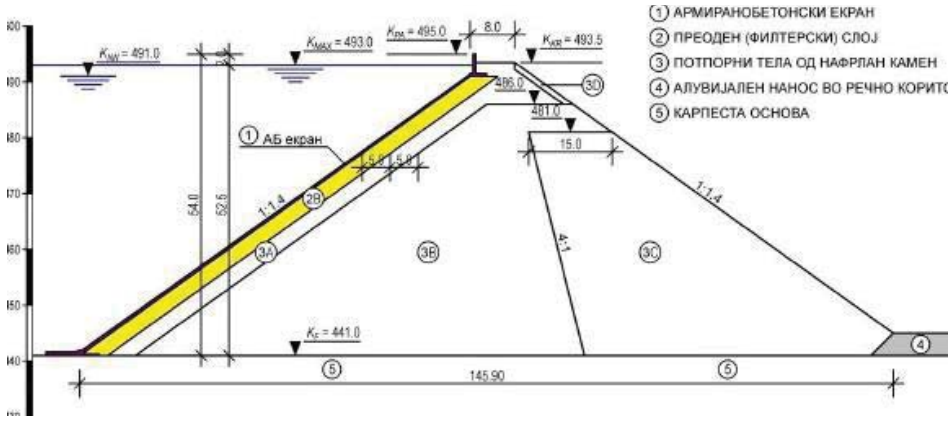
[1] *BSc Civil eng., Energoprojekt-Hidroinženjering a.d. Belgrade, Serbia, nvorotovic@ephydro.com*
[2] *MSc Civil eng., Energoprojekt-Hidroinženjering a.d. Belgrade, Serbia, ijovanovic@ephydro.com*

1. SAVREMENI PRISTUP PROJEKTOVANJU NASUTIH BRANA IZLOŽENIH DELOVANJU ZEMLJOTRESA (BRANA NA RECI SLUPČANSKA ,MAKEDONIJA)

Broj stranica pisanih saopštenja je 6-10. Tekst rada pisati u stilu **Tekst rada** (Times New Roman, 10pt, prvi red uvučen 0,5 cm). Tekst može da sadrži maksimalno deset strana uključujući naslovnu stranu sa rezimeima. Rad se piriprema na papiru A4 formata (210 x 297 mm) sa podešavanjem margina: Top = 5,7 cm, Bottom = 5,0 cm, Left = 3,75 cm, Right = 3,75 cm, Gutter = 0 cm. Pri pripremi rada koristiti stilove definisane u ovom uputstvu.

1.1. UVOD

Brana na reci Slupčanska u Makedoniji je projektovana kao kamena nasuta brana sa AB ekranom. Maksimalna visina brane je H=50 m. Kota krune brane je 493,5 mnm, a najviša kota valobrana je 495,0 mnm. Usvojena širina brane u kruni je 8 m. Nagibi uzvodne i nizvodne kosine su simetrični i iznose V:H=1:1,4. Kota normalnog uspora je 491,0 mnm.



Slika 1. Poprečni presek brane

U telo brane je planirana ugradnja raspoloživih loklnih materijala, kako bi usvojeno rešenje bilo što ekonomičnije. Raspored materijala u telu brane definisan je saglasno svetskim preporukama za projektovanje nasutih brana. Poprečni presek izgrađen je od kamena sličnih geotehničkih karakteristika i različitih dimenzija u zavisnosti od zone u koju se ugrađuje. Na uzvodnom licu brane planira se izvođenje armirano-betonskog ekrana debljine od 30-45 cm. Ekran se oslanja na uzvodnu temeljnu stopu (plint). Obzirom da je na mestu brane stena blizu površine predviđeno je da se fundiranje brane (potpornog tela, plinta i prelaznih zona) izvede na osnovnojnoj steni koja je prethodno očišćena od humusa i degradiranog površinskog sloja. Kao antifiltraciona mera pregradnog profila predviđena je injekciona zavesa koja se izvodi ispod plinta.

1.2. METODOLOGIJA I ULAZNI PODACI

Dinamička analiza stabilnosti brane je urađena u skladu sa Standardima za seizmičko projektovanje Republike Makedonije, kao i prema preporukama ICOLD-a. Prema ovim standardima, brana na reci Slupčanska spada u visoke brane, a kako njeno rušenje može izazvati katastrofalne posledice, odnosno veliku materijalnu štetu široj zajednici, pripada objektima "van kategorije". Kao kritičan slučaj opterećenja brane u dinamičkim uslovima razmatran je slučaj pune akumulacije sa kotom vode na nivou normalnog uspora. Ovaj slučaj predstavlja kritičan slučaj pri seizmičkom dejstvu iz razloga najvišeg nivoa potencijalne opasnosti za nizvodnu rečnu dolinu pri punoj akumulaciji. Prema Makedonskom standardu, projektni zemljotres Z_1 je zemljotres koji može da se desi jednom u 200 godina sa verovatnoćom pojave od 70%, a Z_2 zemljotres koji može da se desi jednom u 1000 godina sa verovatnoćom pojave od 70%. Međutim, imajući u vidu nova saznanja i preporuke ICOLD-a, seizmičko projektovanje brane se bazira na zemljotresima OBE – Operating Basic Earthquake i MCE – Maximum Credible Eartquake.

Prema preporukama ICOLD-a i IZZIS-ove studije seizmičkog hazarda koja je urađena za profil brane Slupčanska, usvojeni su sledeći projektni zemljotresi:

- zemljotres Z1 (OBE) sa povratnim periodom 145 godina (P=1/T=0.7%) $k_{x,max}$=0.165g i
- zemljotres Z2 (MCE) sa povratnim periodom 10 000 година (P=1/T=0.01%) $k_{x,max}$=0.275g.

Maksimalno ubrzanje u vertikalnom pravcu je usvojeno kao 0.7 od vrednosti maksimalnog ubrzanja u horizontalnom pravcu. Vrednosti seizmičkog ubrzananja u vertikalnom i horizontalnom pravcu za zemljotrese Z1 i Z2 su usvojeni prema sledećoj tabeli:

Tabela 1. Maksimalna ubrzanja za Z_1 i Z_2

Zemljotres	$a_{x,max}$	$a_{y,max}$
Z1	0.165g	0.115g
Z2	0.275g	0.192g

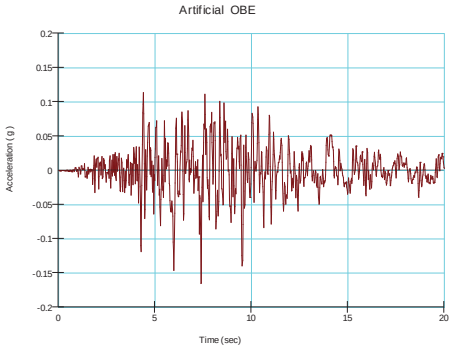
U saglasnosti sa Eurokodom 8, usvojeno vreme trajanja za oba zemljotresa je t=20s.

Usvojeni zemljotresi

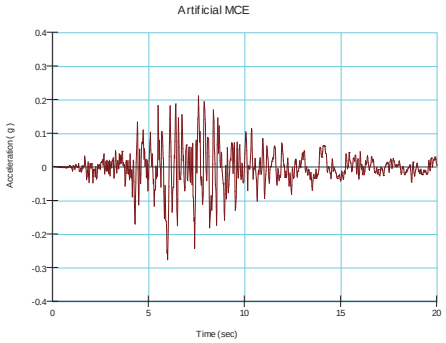
Prema preporukama ICOLD-a objekti van kategorije se analiziraju za 3 različita usvojena zapisa zemljotresa. Za dinamičku analizu brane Slupčanska usvojeni su sledeći zemljotresi: sintetički zemljotres za branu na reci Slupčanska (studija seizmičkog hazarda), zemljotres El Centro (California, 1940.god) i zemljotres Albatros (Ulcinj, 1979.god).

Akcelerogrami usvojenih zemljotresa skalirani su na maksimalna ubrzanja a_{max}=0.165g-Z_1 (OBE) i a_{max}=0.275g-Z_2 (MCE).

Akcelerogrami za sintetički zemljotres (Z1 i Z2) prikazani su na sledećim slikama:

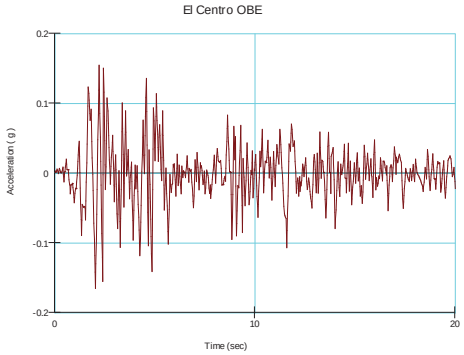


Slika 2. Akcelerogram, Sintetički zemljotres, a_{max}=0.165g – OBE (Z1)

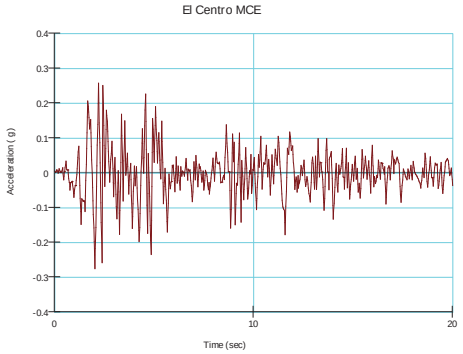


Slika 3. Akcelerogram, Sintetički zemljotres, a_{max}=0.275g – MCE (Z2)

Akcelerogram za ZEl Centro - Imperial valley Calif. earthquake 18. maj 1940. PGA=0.3483 g, za zemljotrese Z1 i Z2 prikazan je na sledećim slikama:

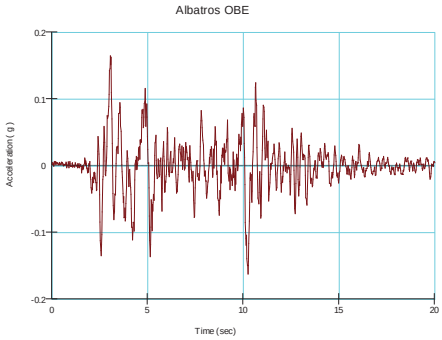


Slika 4. Akcelerogram, El Cento, a_{max}=0.165g – OBE

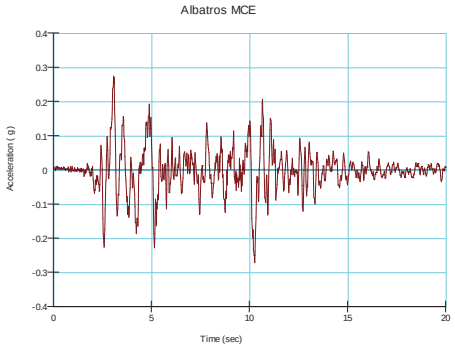


Slika 5. Akcelerogram, El Cento, a_{max}=0.275g – MCE

Akcelerogram za ZAlbatros - Hotel Albatros, Ulcinj 15. april 1979, PGA=0.214 g, za zemljotrese Z1 i Z2 prikazan je na sledećim slikama:



Slika 6. Akcelerogram, Albatros- Ulcinj, a_{max}=0.165g – OBE (Z1)



Slika 7. Akcelerogram, Albatros- Ulcinj, a_{max}=0.275g – MCE (Z2)

Dinamička anliza se sastoji u određivanju trajnih pomeranja geotehničke konstrukcije, koja zavise od dinamičke pobude u njenoj osnovi (maksimalnog ubrzanja tla, akcelerograma i frekventnosti zemljotresa) i dinamičkih karakteristika konstrukcije. Za usvojene vremenske zapise ubrzanja, primenom dinamičke analize dobija se seizmički odgovor konstrukcije. Proračuni je urađen primenom metode konačnih elemenata u programu QUAKE-W. Za materijale u telu brane uzsvojeni su različiti konstitutivni zakoni: linearno elastičan model-LA i ekvivalentan linearno elastičan model-ELA. Obzirom da je brana fundirana na stenu u proračusnskom modelu, podloga je tretirana kao kruta. Proračun se zasniva na određivanju inicajlnog naponskog stanja. Za tako dobijeno stanje uvodi se vremenski zapis ubrzanja (akcelogram) za koji se vrši proračun. Rezultati proračuna predstavljaju preraspodelu napona i deformacija u konstrukciji tokom trajanja i nakon prestanka zemljotresa. Tokom trajanja pobude najčešće se javljaju elastične deformacije, a ukoliko dodje do pojave plastičnih deformacija, u konstrukciji se javljaju trajna pomeranja koja se akumuliraju tokom trajanja zemljotresa i na kraju se dobija kumulativna vrednost ovih trajnih pomeranja.

Proračuni su rađeni za dva konstitutivna modela kamenog materijala ugrađenog u potporno telo brane (dve analize) i to:

Linearna analiza- proračun se radi primenom linearnog konstitutivnog zakona napona i deformacija, pri čemu je napon (σ) direktno prorporcionalan deformaciji (ε), a konstanta proporcionalnosti je *Young*-ov modul elastičnosti (E). Modul elastičnosti se dobija na osnovu korelacije sa tangencijalnim modulom smicanja (*shear modulus* G) i *Poisson*-ovog koeficijenta (ν). Proračuni rađeni ovom analizom nisu iterativni, tako da ne postoji problem sa konvergencijom.

Ekvivalentna linearna analiza je slična linearnoj analizi, s tom razlikom da je tangencijalni modul smicanja (G) promenlljiv, u funkciji je dobijenih deformacija. Postupak je iterativan, ponavlja se dok između dve uzastupne iteracije, modifikacija vrednosti modula smicanja nije u okviru zadate tolerancije.

1.3. POČETNO STANJE NAPONA I PARAMETRI ZA PRORAČUN

Pre početka dinamičke analize potrebno je odrediti inicijalno (predzemljotresno) stanje napone u telu brane. Ova inicijalna raspodela napona u brani urađena je u programu QUAKE-W (Initial Static), za oba modela, za slučaj hidrostatičkog pritiska koji odgovara koti normalnog uspora. Za AB ekran usvojeni su linearno elastični parametri u obe analize, dok su za kameni materijal moduli smicanja usvojeni konstantni (linearna analiza), odnosno kao funkcija od vertikalnih efektivnih napona (ekvivalentna linearna analiza).

Za proračune stabilnosti brane u dinamičkim uslovima, usvajane su linearne anvelope loma za AB ekran i filterski sloj, dok je za kameni materijal usvojena nelinearna anvelopa loma.

Parametri nelinearne anvelope loma su izvedeni na osnovu rezultata triaksijalnih opita na uzorcima kamena iz kamenoloma.

Usvojeni su sledeće vrednosti parametara smičuće čvrstoće i zapreminske težine kamena:

$\gamma = 22$ kN/m^3 $\phi'_B = 29°$; $\Delta\phi' = 22.5$; $p_N = 1376$ kN/m^2

Za takav kamen, usvojena je nelinearna zavisnost normalnih i smičućih napona, prikazana u sledećoj tabeli:

Tabela 2. Nelinearna anvelopa loma za kamen

Normalni napon	Smičući napon
KPa	KPa
10	12.499
20	24.855
30	37.073
40	49.158
50	61.112
100	119.072
150	174.319
200	227.212
300	327.078
400	420.518
500	508.861

Normalni napon	Smičući napon
KPa	KPa
600	593.087
700	673.938
800	751.985
900	827.674
1000	901.362
1100	973.336

Za filterski materijal i AB ekran, usvojen je linearan Mohr-Coulomb-ov model. Usvojeni parametri za linarnu analizu (LA) odnosno ekvivalentnu linearnu analizu (ELA), prikazani su u sledećim tabelama:

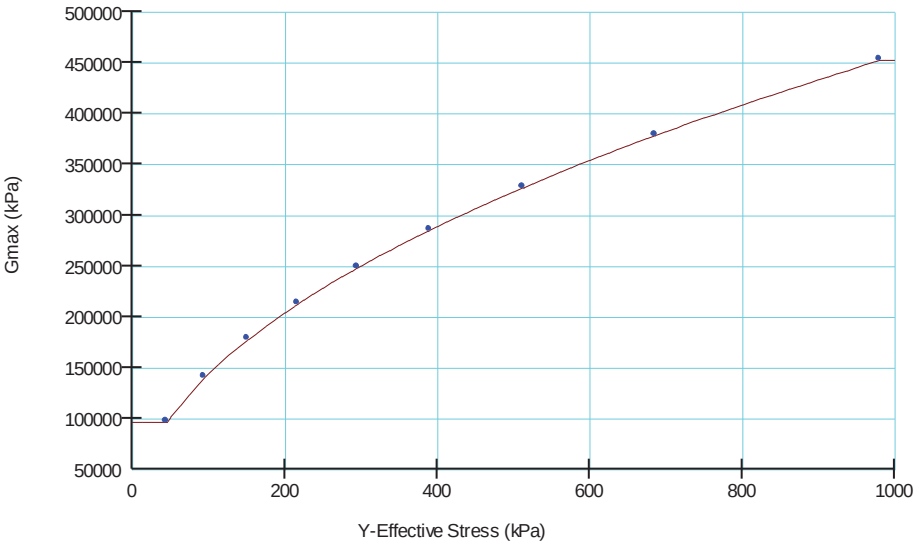
Tabela 3. Karakteristike materijala za linearno elastičnu analizu

Br.	Zona u tipskom poprečnom preseku	[kN/m3]	Poisson-ov koeficijent ν	G [KPa]	c' (kPa)	ϕ'
		Naponsko deformacijska analiza-QUAKE-W			Proračun stabilnosti kosina – SLOPE-W	
1	AB ekran	25.00	0.20	12.5x106	1000	45
2	Zona 1-tranziciona zona	20.00	0.25	37 000	0	36
3	Zona 2- tranziciona zona	20.00	0.25	37 000	0	36
4	Zona 3-kamen	23.00	0.22	100 000	nelinearna anvelopa – Tabela 2	
5	Zona 3'-kamen	23.00	0.22	100 000	nelinearna anvelopa – Tabela 2	

Tabela 4. Karakteristike materijala za ekvivalentnu linearnu analizu

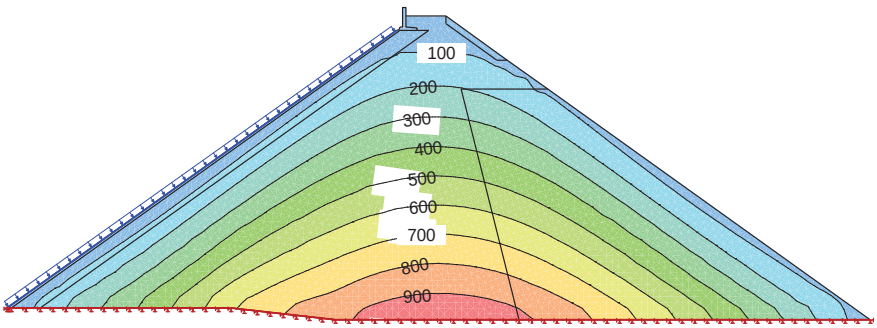
Br.	Zona u tipskom poprečnom preseku	[kN/m3]	Poisson-ov koeficijent ν	G [KPa]	c' (kPa)	ϕ'
		Naponsko deformacijska analiza-QUAKE-W			Proračun stabilnosti kosina – SLOPE-W	
1	AB ekran	25.00	0.20	12.5x106	1000	45
2	Zona 1-tranziciona zona	20.00	0.25	funkcija	0	36
3	Zona 2- tranziciona zona	20.00	0.25	funkcija	0	36
4	Zona 3-kamen	23.00	0.22	funkcija	nelinearna anvelopa – Tabela 2	
5	Zona 3'-kamen	23.00	0.22	funkcija	nelinearna anvelopa – Tabela 2	

Za zadatu visinu nasipa i usvojene vrednosti modula K i koeficijenta pritiska tla u miru Ko, određena je vrednost modula smicanja Gmax za kamene materijale:



Slika 8. Funkcija Gmax= f(σv') za Ekvivalentnu Linearnu Analizu (ELA)

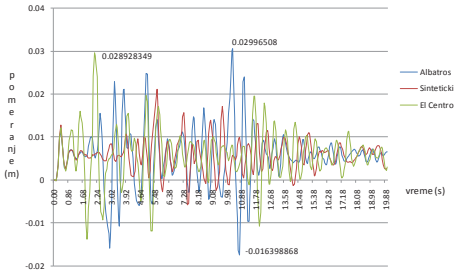
Dobijeni inicijalni naponi u telu brane prikazani su na sledećem dijagramu:



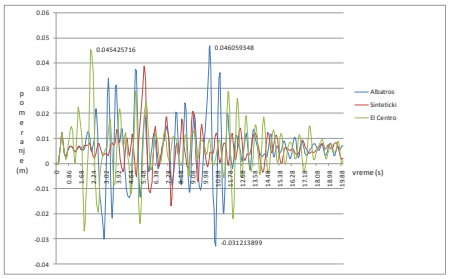
Slika 9. Raspodela efektivnih vertkalnih napona posle punjenja akumulacije,voda na KNU

1.4. REZULTATI

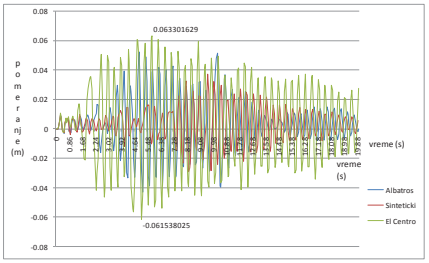
Na narednim slikama prikazani su rezultati dinamičke analize brane Slupčanska za različite usvojene konstitutavtivne analize i zapise zemljotresa kao i njihova međusobna poređenja.



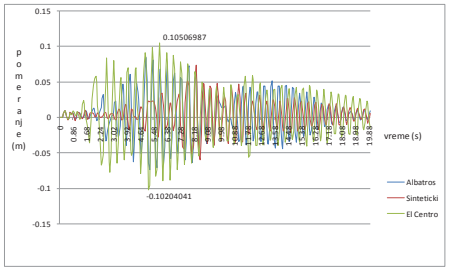
Slika 10. Horizontalna pomeranje krune brane tokom trajanja pobude (LA, OBE) za sva 3 zemljotresa



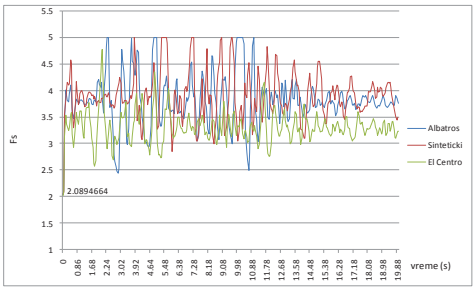
Slika 11. Horizontalna pomeranje krune brane tokom trajanja pobude (LA, MCE)- sva 3 zemljotresa



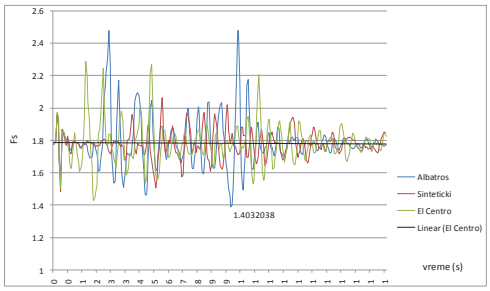
Slika 12. Horizontalna pomeranje krune brane tokom trajanja pobude (ELA, OBE)



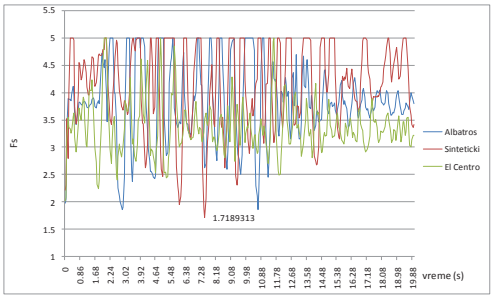
Slika 13. Horizontalna pomeranje krune brane tokom trajanja pobude (ELA, MCE)



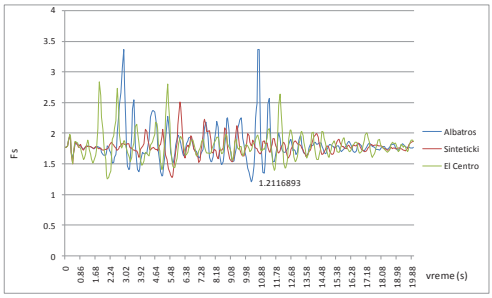
Slika 14. Faktori sigurnosti uzvodne kosine tokom trajanja pobude (LA, OBE)



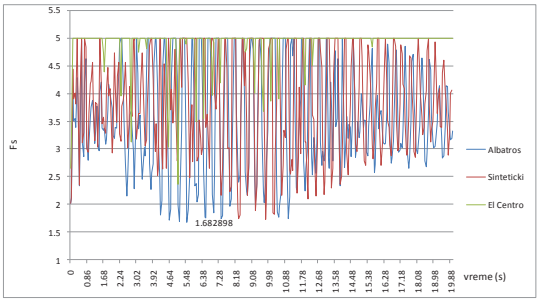
Slika 15. Faktori sigurnosti nizvodne kosine tokom trajanja pobude (LA, OBE)



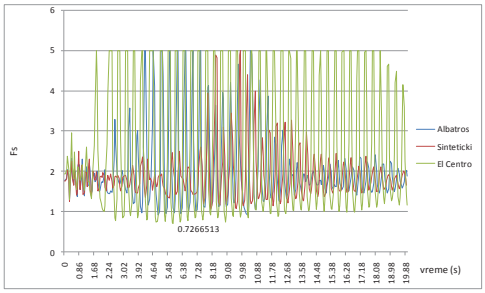
Slika 16. Faktori sigurnosti uzvodne kosine tokom trajanja pobude (LA, MCE)



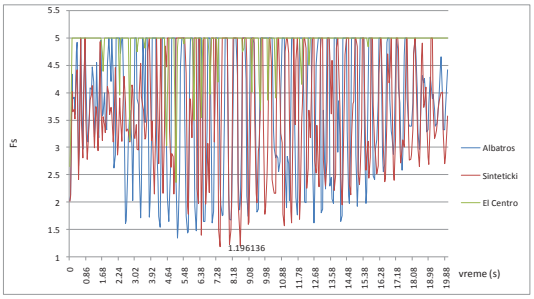
Slika 17. Faktori sigurnosti nizvodne kosine tokom trajanja pobude (LA, MCE)



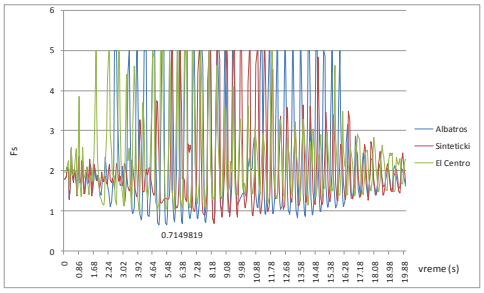
Slika 18. Faktori sigurnosti uzvodne kosine tokom trajanja pobude (ELA, OBE)



Slika 19. Faktori sigurnosti nizvodne kosine tokom trajanja pobude (ELA, OBE)



Slika 20. Faktori sigurnosti uzvodne kosine tokom trajanja pobude (ELA, MCE)

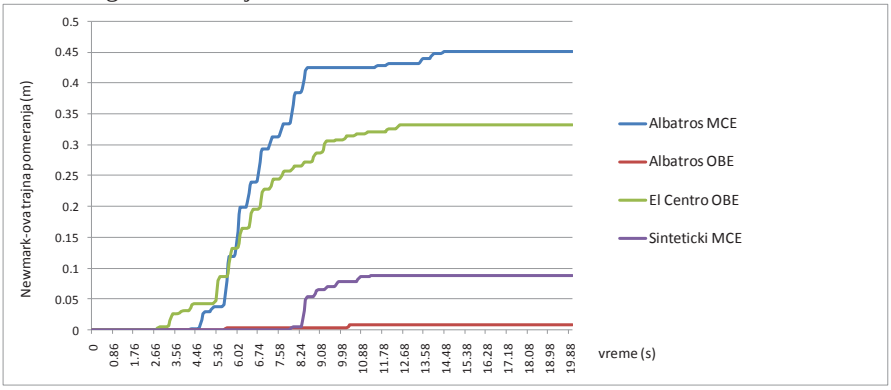


Slika 21. Faktori sigurnosti nizvodne kosine tokom trajanja pobude (ELA, MCE)

1.4.1. Newmark-ova trajna pomeranja nizvodne kosine

Prilikom određivanja faktora sigurnosti, minimalni dobijeni faktori sigurnosti u dinamičkim uslovima bi trebalo da budu veći od minimalno zahtevanog faktora Fs,min=1.0. Ukoliko su faktori sigurnosti manji od 1.0, određuju se trajna (Newmark-ova) pomeranja koja moraju biti

u prihvatljivim granicama kako stabilnost i funkcionalnost brane ne bi bila ugrožena.Na narednoj slici prikazana su Newmark-ova pomeranja za ekvivalentne klizne blokove za koje su dobijani faktori sigurnosti manji od 1.0.



Slika 22. Newmark-ove deformacije

Sa prethodne slike se može zaključiti da maksimalna permanentna pomeranja brane iznose 46 cm za slučaj primene zapisa Albatros i zemljotres Z2 (MCE). Trajna pomeranja nisu eveidentirana na uzvodnoj kosini brane dok su dobijena apsolutna pomeranja uzvodne kosine reda veličine par centimetara i ne utiču na kruti betonski ekran.

Poređenje dobijenih maksimalnih vrednosti horizontalnih pomeranja krune brane tokom trajanja zemljotresa, i minimalnih faktora sigurnosti uzvodne i nizvodne kosine, prikazana su u narednim tabelama:

Tabela 5. Poređenje maksimalnih horizontalnih pomeranja krune brane

Analiza	Zemljotres	Pomeranja krune brane [cm]
LA	OBE	2.99
	MCE	4.6
ELA	OBE	6.33
	MCE	10.51

Tabela 6. Poređenje minimalnih faktora sigurnosti

Analiza	Zemljotres	Kosina	Fs
LA	OBE	uzvodna	2.08
		nizvodna	1.4
	MCE	uzvodna	1.71
		nizvodna	1.21
ELA	OBE	uzvodna	1.68
		nizvodna	0.73
	MCE	uzvodna	1.19
		nizvodna	0.71

1.5. ZAKLJUČAK

Prednost opisanog pristupa i proračuna ogleda se u olakšanom korišćenju kompleksnijih i tačnijih metoda proračuna odnosno primeni metode konačnih elemenata (MKE) u odnosu na uobičajene metode granične ravnoteže i pseudostatičke analize u dinamičkim uslovima. Takođe, primenom ovakvog pristupa i sofisticiranih programa omogućeno je korišćenje linearnih i nelinearnih analiza što direktno utiče na tačnost i preciznost dobijenih rezultata. U zavisnosti od dostupnih parametara materijala možemo birati nivo tačnosti i detaljnosti proračuna, birajući jednu od ponuđenih analiza u softwer-u. Program omogućava očitavanje vrednost dobijeih rezultata u bilo kom trenutku trajanja zemljotresa a omogućava i određivanjei trenutka pobude kada je došlo do maksimalnog pomeranja. Postupak modeliranja i zadavanja parametara materijala je jednostavan i rezultati se mogu evaluirati, poredjenjem inputa i outputa.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-32
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Miloš Vulinović[1], *Ivan Milićević*[2], *Ivan Ignjatović*[3]

OBEZBEĐENJE LOKALNE DUKTILNOSTI AB ELEMENATA PO EVROKODU 8 – KOEFICIJENT UTEZANJA

Rezime:

U ovom radu posebna pažnja je usmerena na efekte utezanja preseka, tj. na način na koji transverzalna armatura utiče na ojačavanje, kako materijala, tako i utegnute zone elementa. Da bi se pojasnilo praktično značenje koeficijenta utezanja iz izraza Evrokoda 8 i procenili koji deo elementa je stvarno efektivano utegnut uzengijama, analizirani su različito armirani kružni i kvadratni preseci stubova trodimenzionalnim modeliranjem. Uspostavljena je relacija između koeficijenta utezanja prema izrazima Evrokoda 8 i efektivno utegnutog dela betonskog elementa.

Ključne reči: Evrokod 8, lokalna duktilnost, koeficijent utezanja

THE DESIGN OF LOCAL DUCTILITY FOR REINFORCED CONCRETE ELEMENTS BY EC8 - CONFINEMENT

Summary:

In this paper the procedures and requirements by Eurocode 8 for providing local ductility are shown. Special attention is paid on the effects of confinement, i.e. in the way that transverse reinforcement (hoops or ties) provide the strengthening to reinforce concrete elements. To really understand the meaning of confinement effectiveness factor from equations in Eurocode 8 and to estimate which part of concrete element is effectively confined, various three-dimensional confined columns are made and analyzed. The connection between confinement effectiveness factor by Eurocode 8 and real effective concrete core was established.

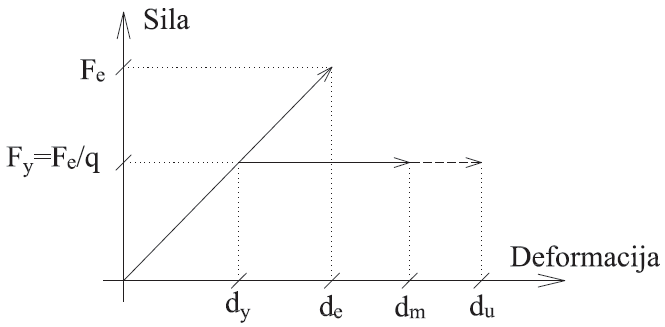
Key words: Eurocode 8, ductility, confinement effectiveness factor

[1] *Student, Gradjevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, vulinovic.milos1@gmail.com*
[2] *Mast. inž. građ., asistent, Gradjevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, imilicevic@grf.bg.ac.rs*
[3] *Dr., docent, Gradjevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, ivani@imk.grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

1.1. GLOBALNA DUKTILNOST PREMA EVROKODU 8

Nivo seizmičkog opterećenja pri elastičnom odgovoru konstrukcije može biti izuzetno visok i kao takvog ga je veoma teško konstrukcijski prihvatiti. Jedan od načina smanjenja seizmičkog opterećenja je dopuštanje značajnijih neelastičnih deformacija, zadržavajući integritet, kako cele konstrukcije, tako i njenih delova, što zapravo znači potrebu da se obezbedi duktilnost ponašanja konstrukcije. Za projektovanu, proračunsku silu (F_y) konstrukcija se ponaša elastično do određenog nivoa pomeranja (d_y), dok se povećanje deformacije (do vrednosti d_m) realizuje na mestima plastičnih zglobova, uz nepromenjeni nivo seizmičkog opterećenja (Slika 1).



Slika 1 – Elastično i elastoplastično ponašanje

Potrebna ili ciljana globalna duktilnost (μ_δ) je definisana odnosom d_m/d_y, odnosno kao veličina deformacije koja se ostvari usled razlike oslobođene seizmičke energije i deformacije pri dostizanju projektovanog kapaciteta konstrukcije za prijem seizmičkih uticaja. Dokaz postignute globalne duktilnosti prema Evrokodu 8 [1] zasnovan je na neelastičnom spektru odgovora sistema sa jednim stepenom slobode, predložen od strane Vidic et al. [8]:

$$\mu_\delta = q \ \rightarrow \mu_\varphi = 2 * q - 1 \quad za \ T \geq T_c \tag{1}$$

$$\mu_\delta = 1 + (q-1) * T/T_c \ \rightarrow \mu_\varphi = 1 + 2 * (q-1) \quad za \ T \leq T_c \tag{2}$$

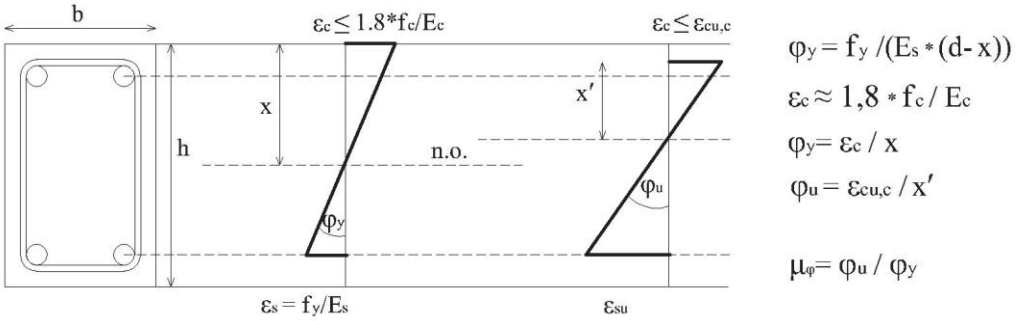
u kome figurišu: period na gornjoj granici konstantnog ubrzanja (T_c), osnovni period slobodnih oscilacija (T), duktilnost pomeranja (μ_δ), faktor redukcije, odnosno ponašanja (q). Iz izraza (1) i (2) očigledno je da globalna duktilnost direktno zavisi od faktora ponašanja. Faktor ponašanja je koeficijent kojim se elastičan spektar odgovora deli i zavisi od klase duktilnosti konstrukcije (DCL - niska, DCM - srednja, DCH - visoka), tipa konstrukcijskog sistema za prihvatanje seizmičkih uticaja i regularnosti sistema po visini. Klasa duktilnosti, iako se odnosi na globalnu duktilnost, zapravo dominantno zavisi od obezbeđene lokalne duktilnosti, kao i načinima osiguranja detalja armiranja zona u kojima se ostvaruju plastične deformacije. Dakle, prema proceduri proračuna saglasno Evrokodu 8, veza izmedju globalne i lokalne duktilnosti

ostvaruje se preko koeficijenta q i niza zahteva u kojima on figuriše, a jedan od najznačajnijih je koeficijent utezanja uzengijama u zonama disipacije energije – plastičnim zglobovima.

Plastični zglobovi se projektuju u horizontalnim elementima konstrukcije – gredama, kao i u vertikalnim elementima – stubovima i zidovima. Tema rada se odnosi na lokalnu duktilnost vertikalnih elementata, pa se shodno tome posebna pažnja posvećuje mehanizmu utezanja stubova.

1.2. LOKALNA DUKTILNOST

Da bi se osiguralo duktilno ponašanje u lokalizovanim zonama konstrukcije (plastičnim zglobovima), materijali moraju da budu u stanju da postignu odgovarajuće deformacije. Duktilnost se, na nivou poprečnog preseka, postiže povećanim izduženjima čelika (ε_s), kao i skraćenjima pritisnutog betona (ε_c).

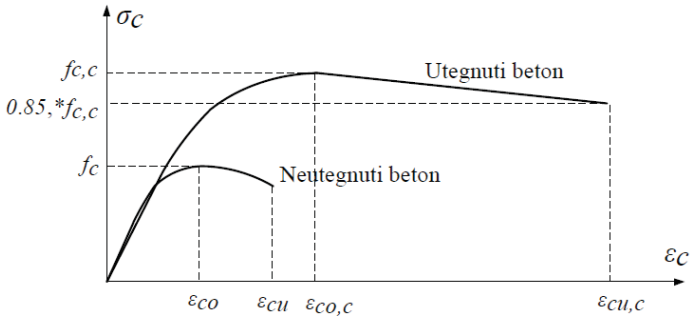


Slika 2 – Definisanje duktilnosti preseka

Raznim eksperimentima je ustanovljeno da duktilnost betona znatno raste kada se dovede u stanje triaksijalne kompresije [9]. Ovakvo stanje se može postići utezanjem elementa poprečnom armaturom u vidu zatvorenih uzengija ili spiralne armature. Na taj način se sprečava bočno širenje elementa usled aksijalne sile. Kao posledica, dolazi do povećanja čvrstoće betonskog elementa i razvijanja većih krajnjih dilatacija, znatno većih od 3,5‰, čime se ostvaruje veća krivina preseka (Slika 2). Parametri koji utiču na stepen utezanja su: količina transverzalne armature (ρ_w), čvrstoća čelika (oblik dijagrama napon-dilatacija), čvrstoća betona na pritisak (oblik dijagrama napon-dilatacija) (Slika 3), razmak, oblik i broj uzengija, kao i longitudinalne armature.

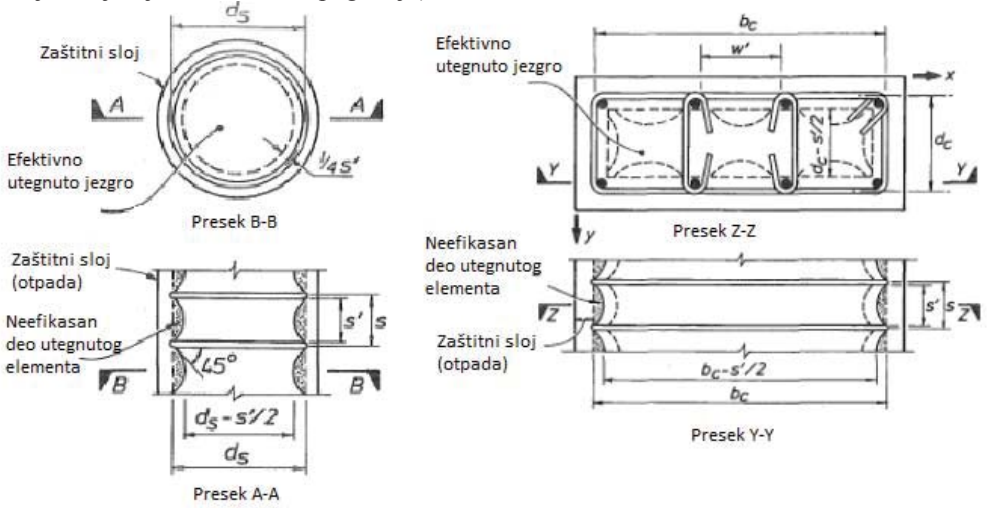
Prema Panagiotakosu i Fardisu [2], usled velike normalne sile, može doći do nelinearnog ponašanja pritisnute zone betonskog preseka, ne dolazeći do tečenja čelika, pa otuda i ograničavanje dilatacije pritisnute ivice betonskog preseka do vrednosti $1,8*f_c/E_c$ pri proračunu krivine pri tečenju (Slika 2). Određivanje krivine preseka pri lomu zavisi od nivoa opterećenja, količine armature, načina loma po čeliku ili po armaturi, itd. pa razlikujemo lom pri celom poprečnom preseku ili poprečnom preseku umanjenom za neutegnuti zaštitni sloj betona [2].

Bočne sile, koje se javljaju kao posledica sprečenog širenja betonskog elementa, deluju u nivou uzengija. Prema Fardisu [2] smatra se da utezanje počinje pri dostizanju aksijalnog napona približnom čvrstoći betona pri pritisku, kao i to da armatura za utezanje kada dostigne granicu tečenja ne ide u ojačanje, već se kao granična vrednost usvaja napon pri tečenju.



Slika 3 – Dijagram napon – dilatacija kod neutegnutog i utegnutog betona prema EN1998-3:2004[7]

Najveći bočni pritisak se može razviti samo na onom delu betonskog elementa gde se nalazi armatura za utezanje. Pretpostavljeni oblik efektivno utegnutog preseka betona se smanjuje na mestima na kojima nema uzengija. Oblik promene je parabola sa tangentama u krajnjim tačkama od 45˚, sa žižom od četvrtine dužine (Slika 4). Zbog ovakvog delovanja bočnog pritiska maksimalna vrednost mora biti korigovana koeficijentom utezanja. Ovaj koeficijent utiče na čvrstoću betona, naravno u zavisnosti od oblika i količine transverzalne armature (biće detaljno objašnjen u narednom poglavlju).



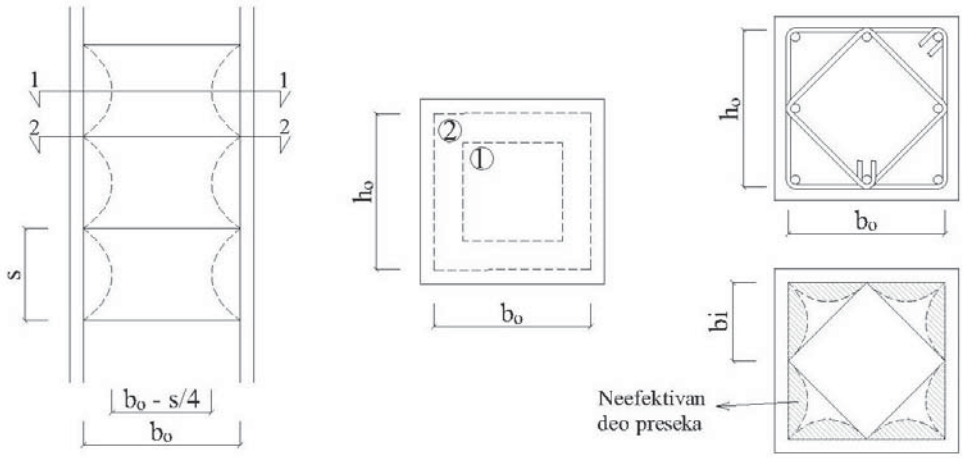
Slika 4 – Efektivno utegnut presek sa kružnim i pravougaonim uzengijama [4]

Kako bi zone sigurno bile duktilne, Evrokod 8 propisuje minimalne vrednosti količine transverzalne i longitudinalne armature, njihove prečnike i međusobna rastojanja. Ispunjavanjem ovih uslova, dobrim oblikovanjem i konstruisanjem položaja plastičnih zglobova omogućava se konstrukciji da prihvati seizmičke sile, ali sa određenim deformacijama.

U slučaju armiranja npr. betonskog zida nije potrebno utezati ceo presek, kako po visini, tako i po dužini. To je potrebno uraditi samo na onim delovima koji su projektovani kao disipativne zone (po visini), odnosno samo ona mesta gde se ostvaruju dilatacije veće od 3,5‰ (u poprečnom preseku).

2. KOEFICIJENT UTEZANJA

Koeficijent utezanja (α) predstavlja faktor efikasnosti utezanja transverzalnom armaturom. Ovaj faktor, prema propisima Evrokoda 8, sadrži dva činioca α_s i α_n. Prvi član definiše odnos površina preseka 1 i 2 – izrazi (3) i (5), dok se drugim članom umanjuje efektivna površina betona za zbir svih neefektivnih delova izmedju longitudinalnih šipki armature – izrazi (4) i (1) (Slika 5).



Slika 5 –Definisanje koeficijenta utezanja

Za pravougaoni poprečni presek:

$$\alpha_s = (1 - 2/(2 * b_0)) * (1 - 2/(2 * h_0)),$$

(3)

$$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^{n} \frac{{b_i}^2}{6 * b_0 * h_0}. \quad (4)$$

Za kružni poprečni presek:

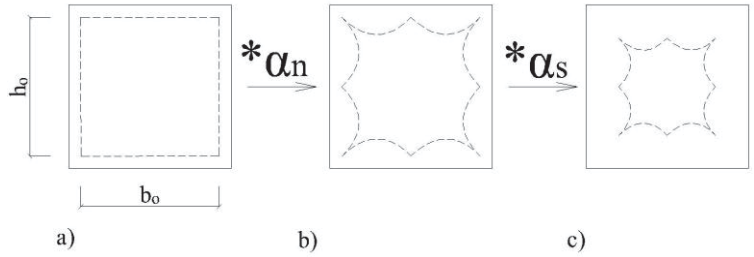
$$\alpha_s = (1 - s/(2 * D_0))^2, \quad (5)$$

$$\alpha_n = 1. \quad (6)$$

Prilikom dostizanja graničnih dilatacija dolazi do odlamanja zaštitnog sloja betona, pa shodno tome efektivni presek, za takva stanja dilatacija, inicijalno postaje umanjen za debljinu tog sloja, odnosno dobijamo dimenzije utegnutog preseka:

$$h_0 = h_c - 2 * (c - d_{bh}/2),$$

$b_0 = b_c - 2 * (c - d_{bh}/2)$.



Slika 6 –Interpretacija koeficijenta utezanja množenjem α_n i α_s

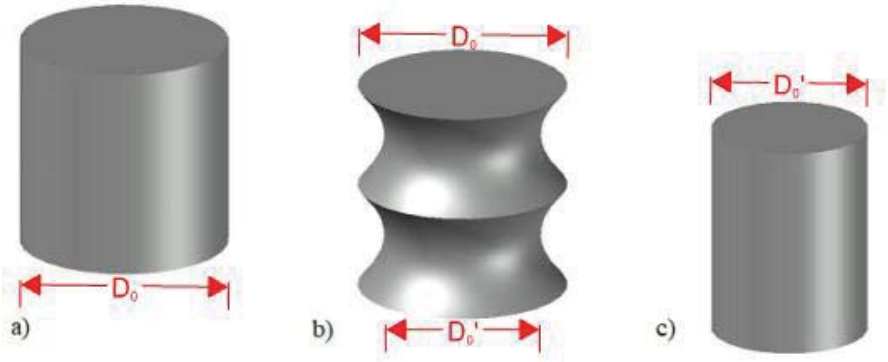
Spomenutim odnosom samo površina (Slika 6), prema propisima Evrokoda 8, došli smo do koeficijenta utezanja, odnosno do efektivne površine (Slika 6c). Na Slici 4 je prikazana teorijska pretpostavka oblika efektivnog dela betonskog elementa, od strane Sheikh i Uzumeri, a kasnije i Mander et al. [4] u poprečnom preseku (B-B i Z-Z) i duž visine samog elementa (A-A i Y-Y). Ako želimo da uporedimo ove dve interpretacije, prema teorijskoj pretpostavci i izrazima Evrokoda 8, dolazi se do zaključka da je veoma teško ustanoviti fizički smisao izraza. Postavlja se pitanje kako izrazi Evrokoda 8 dobijenu efektivnu površinu interpretiraju i po visini elementa, odnosno koji deo stuba ili zida se smatra efektivno utegnutim.

3. ANALIZA REALIZOVANOG KOEFICIJENTA UTEZANJA

Kako bi shvatili oblik efektivno utegnutog elementa duž visine stuba prema izrazima (3)-(6), a uzimajući u obzir da koeficijent utezanja predstavlja odnos površine utegnutog preseka (Slika 6a) i efektivne utegnute površine (Slika 6c), pretpostavljamo da to, takođe, može biti odnos zapremina utegutog i efektivno utegnutog dela elementa. Pretpostavljamo da izrazi Evrokoda 8 efektivnu zapreminu interpretiraju kao „cilindar" sa bazom površine sa Slike 6c, tj. da promene efektivne površine po visini elementa nema.

Analizu sprovodimo prvo na jednostavnijem obliku stuba, odnosno stuba kružnog poprečnog preseka, prečnika utegnutog preseka D_0=40cm i razmaka uzengija S=20cm. Prvi parametar za analizu predstavlja koeficijent utezanja prema izrazima Evrokoda 8, tj. izrazima (5) i (6), kog nazivamo α[EC8]. Dalje konstruišemo tri trodimenzionalna elementa od kojih je prvi stub prečnika D_0 (Slika 7a). Drugi element predstavlja efektivnu zapreminu prema teorijskoj pretpostavci Mander et al. [4], sa bazom efektivno utegnutog jezgra prikazanog na Preseku B-B (Slika 4) i podužnom promenom u svemu prema Preseku A-A. Ovakav model je prikazan na Slici 7b. Odnosom zapremina modela sa Slike 7a i 7b dobijamo teorijski koeficijent utezanja preseka i nazivamo ga α[ACAD]. Prema rezultatima iz Tabele 1 vidimo da je koeficijent utezanja prema izrazima manji i nagoveštava da su propisi usvojili nešto jednostavniji, a sigurno konzervativniji oblik efektivno utegnutog elementa. Treći model predstavlja pretpostavljeni „cilindar" (Slika 7c). U slučaju kružnog stuba, kako je koeficijent α_n = 1, imamo da je prečnik baze „cilindra" jednak D_0=2*S/4=30cm, a koeficijent utezanja koji računamo kao odnos modela sa Slike 7a i Slike 7c, naziva se α[EC8-ACAD]. Iz tabele 1 vidimo potpuno poklapanje rezultata za α[EC8] i α[EC8-ACAD], što znači da je pretpostavka ostvarena za kružni poprečni presek. Takodje, za kružni presek, zaključujemo da je prečnik

osnove trećeg modela ustvari jednak najmanjem prečniku teorijskog modela duž visine stuba, odnosno na sredini dve uzengije.

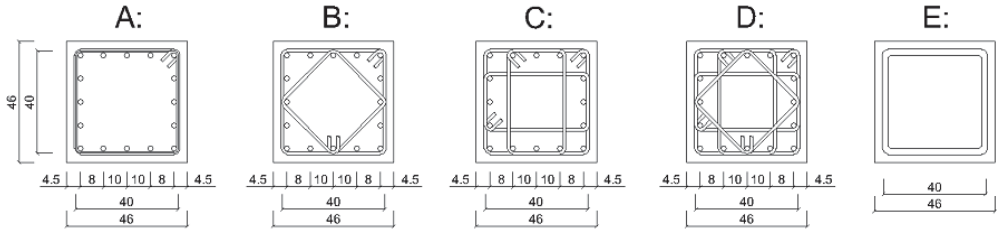


Slika 7 – Modeli stuba: a)Utegnut presek, b)Efektivno utegnuto jezgro elementa, c)Efektivno utegnut element prema Evrokodu 8

Tabela 1 – Koeficijenti utezanja kružnog stuba

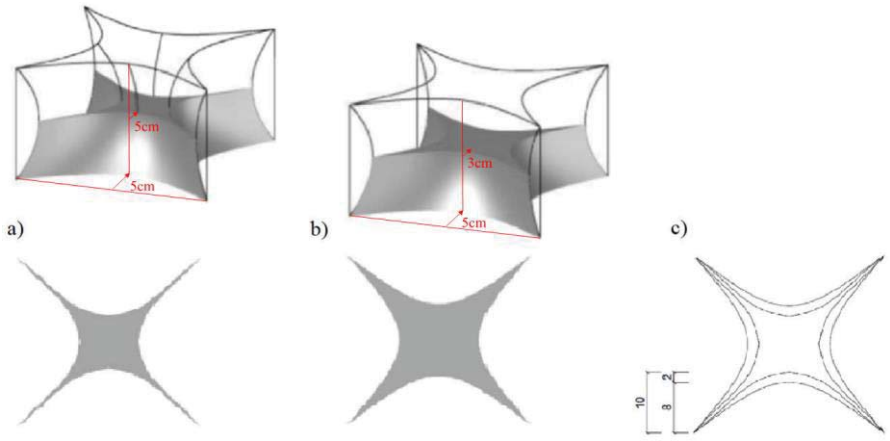
Oblik stuba	*Prečnik [cm]*	*Razmak uzengija [cm]*	*α [EC8]*	*α [ACAD]*	*α [EC8-ACAD]*
Kružni	*40*	*20*	*0,5625*	*0,6974*	*0,5625*

Pošto smo sa dovoljnom tačnošću zaključili šta predstavlja bazu „cilindra", dalje analiziramo kvadratne stubove. Izabrano je nekoliko tipičnih načina armiranja (Slika 8), gde model A predstavlja najmanje moguće armiranje, koje ne ispunjava minimalne uslove lokalne duktilnosti u pogledu armiranja, ali je pogodna za modeliranje i suštinski bitna kao početni reper u analizi. Modeli B, C i D su česti slučajevi armiranja u praksi, kod kojih sukcesivno smanjujemo neefektivnu zonu, dok je poslednji presek armiran tako da predstavlja najviše moguće utezanje, koji bi trebalo, teorijski, da zameni kružnu uzengiju i postigne njen efekat utezanja. Dimenzije utegnutog dela preseka su b_0=d_0=40cm sa razmakom uzengija od S=20cm. Generalno, za pretpostavljene dimenzije stuba minimalno armiranje je predstavljeno modelom B (Slika 8) kako bi se zadovoljio minimalan razmak podužnih pridržanih šipki armature od 20cm, sa minimalnim prečnikom armature Φ8. Minimalni prečnik uzengije je Φ6 na rastojanju manjem od b_0/2, 17,7cm ili 8 debljina prečnika podužne armature. Broj i prečnici šipki mogu biti veći u zavisnosti od uticaja i zadovoljenja jednačine 5.15 [1], čime propisi smatraju da presek ima minimalno ostvareno duktilno ponašanje.



Slika 8 –Uvojeni modeli za analizu

Prilikom modeliranja kvadratnih stubova nailazimo na nedostatak podataka regulisanih odredbama Evrokoda 8. Reč je o tome da ne znamo koliko maksimalno neefektivna zona ulazi u stub, po visini, izmedju dva reda uzengija, pa su dva razmatrana modela prikazana na Slici 9.



Slika 9 –Razlika dva pretpostavljena modela u prostoru

Na Slici 9a je usvojena funkcija parabole sa žižom od s/4=5cm, dok je za drugi slučaj Slika 9b usvojena raspodela konstruisanjem površine ograničene sa četiri parabole, kod koje se dobija žiža u veličini od 3cm. Zapažamo da model sa Slike 9a ima koeficijent utezanja α[EC8-ACAD] mnogo manji u poređenju sa izrazima (3) i (4), tj. α[EC8] (Tabela 2). Kako smo pokazali na kružnom stubu da koeficijent α[EC8-ACAD] zadovoljava vrednost koeficijenta utezanja iz propisa α[EC8], to tačniju pretpostavku smatramo modelom sa Slike 9b.

Tabela 2 – Model A sa dve pretpostavke utezanja

Model	*Prečnik [cm]*	*Razmak uzengija [cm]*	*α [EC8]*	*α [ACAD]*	*α [EC8-ACAD]*
A (Slika 9a)	*40*	*20*	*0,1875*	*0,1997*	*0,1147*
A (Slika 9b)	*40*	*20*	*0,1875*	*0,2726*	*0,2108*

Tabela 3 – Koeficijenti utezanja modela

Model		*A*	*B*	*C*	*D*	*E*
Teorijski	*α [EC8]*	*0,1875*	*0,3750*	*0,4219*	*0,4688*	*0,5625*
	α [ACAD]	*0,2726*	*0,4922*	*0,5245*	*0,5989*	*0,7512*
	Δ	*0,0851*	*0,1172*	*0,1026*	*0,1301*	*0,1887*
Prema EC8	*α [EC8]*	*0,1875*	*0,3750*	*0,4219*	*0,4688*	*0,5625*
	α [EC8-ACAD]	*0,2105*	*0,3929*	*0,4044*	*0,4787*	*0,6331*
	Δ	*0,0233*	*0,0179*	*-0,0175*	*0,0099*	*0,0706*

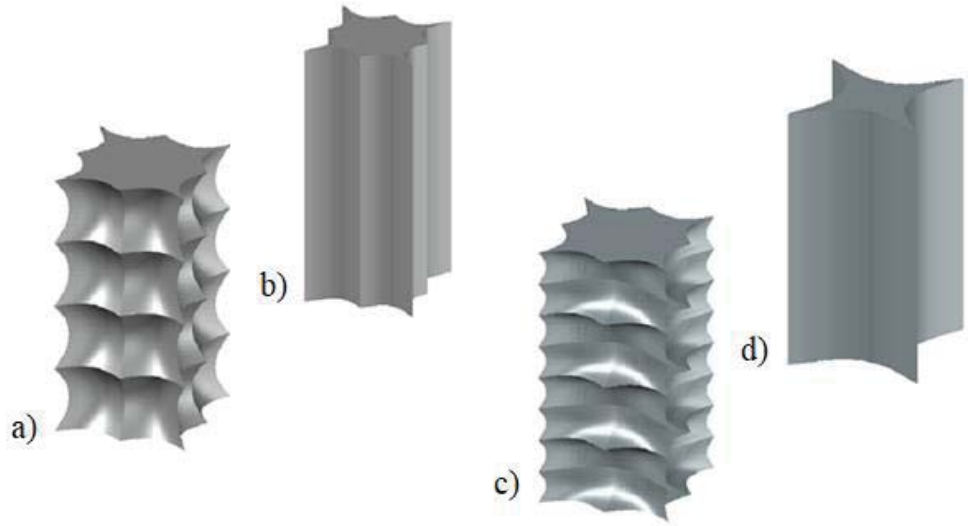
Deo Tabele 3, koji je označen kao teorijski, predstavlja koeficijente utezanja kvadratnog stuba teorijskom pretpostavkom efektivne zone Mander et al. [4] – α[ACAD] i poređenje dobijenih rezultata sa koeficijentima uzezanja dobijenih iz izrazra (3) i (4) – α[EC8]. Drugi deo Tabele 3 (Prema EC8) predstavlja odnos „cilindrične" pretpostavke efektivno utegnute zone betonskog elementa – α[EC8-ACAD] i izraza (3) i (4) – α[EC8]. Zaključujemo, prema rezultatima Tabele 3, da propisi pojednostavljuju oblik efektino utegnute zone stuba i da je koeficijent utezanja konzervativan. To se uočava u jako maloj razlici pretpostavljenog modela i izraza (3) i (4) iz Evrokoda 8, koja su oko 0,02 za klasične slučajeve armiranja.

Kod stubova kružnog poprečnog preseka sila utezanja ravnomerno deluje duž kružne uzengije i nema neefektivnih delova utegnutog poprečnog preseka. Shodno tome, greške pri modeliranju efektivno utegnutog elementa, sa osnovom koja je skalirana izrazima (5) i (6), nije bilo i videli smo poklapanja rezultata prema Tabeli 1. To nije slučaj i kod kvadratnih preseka gde postoji komplikovanija geometrija i kod koje se zbog greške modela javljaju odredjene razlike. Greška se uvećava, takođe, zbog usvajanja površina koje generiše sam program, sa određenom gustinom mreže.

Čest slučaj u praksi je da se stubovi dodatno utežu na odredjenim mestima duž visine stuba (npr. u zoni spoja grede i stuba) postavljanjem spoljašnje uzengije na duplo manjem rastojanju. Prema odredbama Evrokoda 8 utezanje preseka se vrši uniformno po celoj visini disipativne zone postavljanjem svih uzengija preseka na istom rastojanju, pa se postavlja pitanje efikasnosti utezanja preseka progušćenjem samo spoljlne uzengije. Pomenuti slučaj iz prakse se analizira dodatnim utezanjem elementa, postavljajući barem jednu osnovnu uzengiju na polovini prethodno usvojenog razmaka (S). Osnovnom uzengijom smatra se ona koja pridržava krajnje šipke longitudinalne armature.

Modele sa dodatnom osnovnom uzengijom na sredini razmaka (S) nazivamo, respektivno, BA, CA, DA, EA (Slika 10). Pri proračunu koeficijenta utezanja ovih modela, korišćenjem izraza Evrokoda 8, sračunata je ista vrednost, jer je u poprečnom preseku na rastojanju S isti način armiranja. Ovo znači da Evrokod 8 ne prepoznaje ovakav princip kao dodatno utezanje, što ga čini konzervativnim, tj. na strani sigurnosti, ali ostaje pitanje da li je dodatno utezanje suštinski ostvareno.

Prema rezultatima iz Tabele 3 i Tabele 4, za teorijski koeficijent utezanja, zapažamo da sa progušćenjem uzengija smanjujemo koeficijent, što nije očekivano i da dobijeni rezultati odstupaju od razmišljanja u praksi, gde se progušćene uzengije smatraju vidom dodatnog utezanja. Greška koja se pravi usvajanjem teorijskog modela je ta da parabolu na mestu dodatne uzengije mi teorijski usvajamo. Ona ima dužinu d_0 i žižu S/4.

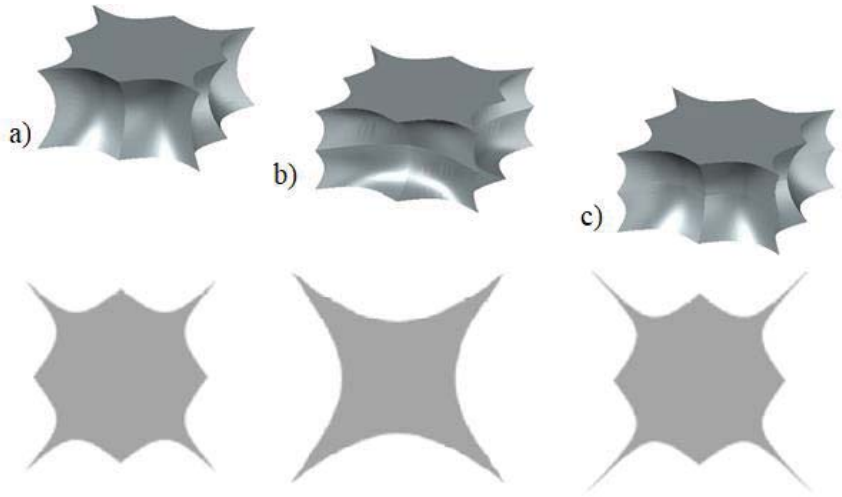


Slika 10 – Modeli: a)B-teorijski; b)B-prema EC8; c)BA-teorijski; d)BA-prema EC8

Tabela 4 – Koeficijenti utezanja modela sa dodatnim utezanjem

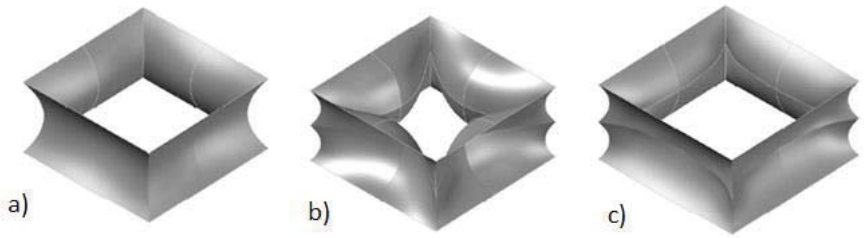
Model		*A*	*B*	*C*	*D*	*E*
Teorijski	*α [EC8]*	*/*	*0,3750*	*0,4219*	*0,4688*	*0,5625*
	α [ACAD]	*/*	*0,4128*	*0,4210*	*0,440*	*0,5243*
	Δ	*/*	*0,0378*	*-0,0009*	*-0,0288*	*0,0382*
Korigovan teorijski	*α [EC8]*	*/*	*0,3750*	*0,4219*	*0,4688*	*0,5625*
	α [ACAD]	*/*	*0,4901*	*0,5245*	*0,5989*	*0,7420*
	Δ	*/*	*0,1151*	*0,1026*	*0,1302*	*0,1795*
Prema EC8	*α [EC8]*	*/*	*0,3750*	*0,4219*	*0,4688*	*0,5625*
	α [EC8-ACAD]	*/*	*0,4001*	*0,3986*	*0,4795*	*0,6441*
	Δ	*/*	*0,0251*	*-0,0233*	*0,0107*	*0,0816*

Na modelu kod kog nema progušćavanja uzengija, a na sredini razmaka S, imamo realno mnogo veću efektivnu površinu (Slika 11a) u odnosu na utegnuti model (Slika 11b) na čijem je mestu postavljena dodatna uzengija. Drugim rečima, dodatnim utezanjem fiktivno smanjujemo efektivan presek kako bi usvojili pretpostavljenu raspodelu efektivne zone prema preporukama Evrokoda 8. Ovu grešku ispravljamo modeliranjem efektivnog preseka na S/2 sa Slike 11a koji bi se maksimalno mogao pojaviti, tj. kao na modelu B. Sa tog modela usvajamo istu zavisnost u horizontalnom preseku na visini S/2, samo što je dodatno produžavamo do podužnih šipki armature, jer je na tom mestu armatura pridržana (Slika 11c).

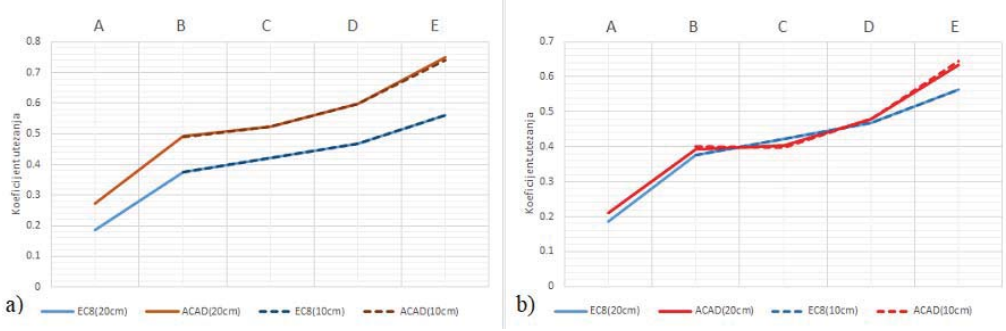


Slika 11 –Prikaz razlike modela:a) B, b)BA, c)BA korigovanog, sa poprečnim presecima na sredini visine

Na slici 12 je prikazan model sa unutrašnje strane gde se jasno može uočiti da, zbog ispunjenja preporuka Evrokoda 8 o neefektivnoj zoni izmedju pridržanih šipki longitudinalne armature, činimo grešku koju nadomešćujemo ograničavanjem neefektivne zone u tom preseku.



Slika 12 – Minimalni poprečni presek po visini stuba modela:a)E; b)EA; c)EA korigovanog



Slika 13 – Poređenje koeficijenata sigurnosti α[EC8] sa α[ACAD](a) i sa α[EC8-ACAD])(b)

Sa dovoljnom tačnošću možemo zaključiti da teorijski pretpostavljen, efektivno utegnut, element od strane Mander et al. [4] (α*[ACAD]*) daje veće koeficijente utezanja od pretpostavke koju definišu izrazi prema odredbama Evrokoda 8 (α*[EC8]*). Na Slici 13a je prikazana razlika ovih koeficijenata, sa napomenom da veza izmedju modela A-E nije linearna. Prema sumiranim rezultatima, na Slici 13b, zapažamo jako mala odstupanja od koeficijenata utezanja prema izrazima (3) i (4) (α*[EC8]*) u odnosu na pretpostavljeni „cilindar" (α*[*EC8-*ACAD]*), pa shodno tome smatramo da je pretpostavka o obliku efektivno utegnutog elementa, u podužnom pravcu, tačna.

4. ZAKLJUČAK

Sumarno, kao prvi zaključak možemo reći da izrazi Evrokoda 8 oblik efektivno utegnutog elementa smatraju „cilindrom" sa poprečnim presekom najmanjeg efektivno utegnutog jezgra preseka koji se moze pojaviti duž elementa.

Drugi zaključak možemo izvući upoređivanjem koeficijenata utezanja teorijskog modela iz Tabele 3 i korigovanog teorijskog modela iz Tabele 4, gde vidimo da stub sa dodatno progušćenim spoljnim uzengijama ima gotovo isti koeficijent utezanja. Dakle, sa stanovišta ovih rezultata možemo reči da dodatno progušćavanje jedne osnovne uzengije na duplo manjem rastojanju ne doprinosi bitno na vrednost koeficijenta utezanja.

LITERATURA

[1] EN 1998-1: 2004: Poračun seizmički otpornih konstrukcija - Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade, Građevinski fakultet u Beogradu, 2009.

[2] Fardis M.N.: Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN - Eurocode 8, Springer, Dordrecht, 2009.

[3] Park R., Paulay T.: Reinforced concrete structures, John Wiley & Sons. Inc., New York, 1975.

[4] Mander J.B., Prestley M.J.N., Park R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering, 114(8), 1988, 1804-1825.

[5] Alendar V.: Projektovanje seizmički otpornih armiranobetonskih konstrukcija kroz primere, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu - Institut za materijale i konstrukcije, Beograd, 2004.

[6] Najdanović D., Milosavljević B.: Nosivost i duktilnost kružnih ab stupova ovijenih poprečnom armaturom, Građevinar, 66(5), 2014, 417-423.

[7] Radujković A., Starčev-Ćurčin A., Lađinović Đ.: Modeli utegnutog betona prema Evrokodu 2 i Evrokodu 8 i njihov uticaj na seizmički odgovor AB okvira, Zbornik radova Građevinskog fakulteta 31, Građevinski fakultet Subotica, 2017, 9-20.

[8] Vidic T., Fajfar P., Fischinger M.: Consistent inelastic design spectra: strength and displacement, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 23, 1994, 507-521.

[9] Richart F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L.: A study of the failure of concrete under combined compressive stresses, Bulletin No. 185, University of Illinois, Urbana, 1928.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-33
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Boško Furtula[1], Živojin Praščević[2], Nataša Praščević[3]

PRIMENA FUZZY LINEARNOG PROGRAMIRANJA ZA ODREĐIVANJE FAKTORA LOMA DVOPOJASNOG SISTEMA

Rezime:

U ovome radu se prikazuje postupak određivanja faktora graničnog opterećenja loma dvopojasnih nosača primenom fuzzy linearnog programiranja sa nepreciznim ulaznim podacima. Gornji pojas eksperimentalnih nosača je od armiranog betona velike čvrstoće, a donji pojas i vertikalni elementi od čelika. Problem je analiziran za eksperimentalne faze opterećenja po teoriji plastičnosti, koristeći poseban računarski program za fuzzy linearno programiranje. Za različite mere fuzzifikacije ulaznih podataka određene su sile i faktor loma u karakterističnim presecima kao i njihovi mogući intervali za statičko stanje granične ravnoteže. Nađena je dobra saglasnost eksperimentalnih i teorijskih rezultata.

Ključne reči:*granična ravnoteža, fuzzy faktor loma, fuzzy linearno programiranje.*

APPLICATION OF FUZZY LINEAR PROGRAMMING FOR DETERMINATION OF TWO-CHORD SYSTEM LIMIT FACTOR

Summary:

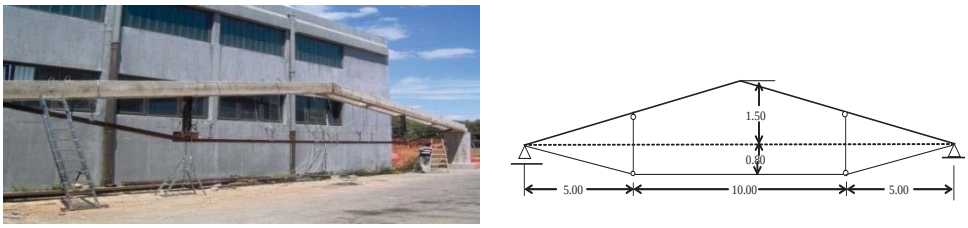
In this paper is presented a procedure for determination of the limit load factor of two-chord systems by fuzzy linear programming with imprecise data. Upper chord of this structures are high strength prefabricated concrete elements, while lower chord and vertical elements are from steel. The problem has been analysed for experimental phases of loading according to the theory of plasticity using a special computer program for the fuzzy linear programming. For different measures of fuzzification of input data are determined internal cross section forces and limit load factor of failure with a good agreement between theoretical and experimental results.

Key words: limit equilibrium, fuzzy limit load factor, fuzzy linear programming.

[1] *Prof. dr Boško Furtula, dipl. građ. inž., Visoka posovno-tehnička škola, Užice, e-mail: fbosko@ptt.rs*
[2] *Prof. dr Živojin Praščević, dipl. građ. inž., redovni član Akademije inženjerskih nauka Srbije, Građevinski fakultet, Beograd, e-mail zika@grf.bg.ac.rs.*
[3] *V. prof. dr Nataša Praščević, dipl. građ. inž., Građevinski fakultet, Beograd, e-mail: natasa@grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

Ovaj rad je nastavak istraživanja za određivanje nosivosti montažnih dvopojasnih nosača koje je eksperimentalno i teorijski ispitivao B. Furtula u okviru izrade svoje doktorske disertacije, koja je odbranjena na Građevinskom fakultetu u Beogradu 2013. godine [1]. Ispitivana su dva montažna dvopojasna nosača raspona 20 m u prirodnoj veličini sa gornjim pojasom od armiranog betona velike čvrstoće 75 MPa i 78 MPa i donjim pojasom (zategama) i vertikalnim čeličnim elementima, čija su statička šema i izgled prikazani na slici 1. Ispitivanja su vršena u Laboratoriji za konstrukcije Građevinskog fakulteta Univerziteta Crne Gore u Podgorici. U teorijskoj analizi određivanja faktora graničnog opterećenja i mehanizma loma primenjena je metodologija zasnovana na Linearnom programiranju (LP) i dualitetu statičkih i kinematičkih veličina. Numerički rezultati dobijeni primenom ove teorijske metodologije su upoređeni sa merenim eksperimentalnim rezultatima i formulisani odgovarajući zaključci. Ekspiremintalna i teorijska istraživanja i dobijeni rezultati su detaljno prikazani u pomenutoj disertaciji i radovima [2] i [3].



Slika 1- Statička šema i izgled ispitivanih nosača [1]

U ovim radovima je primenjeno linerno programiranje za određivanje faktora graničnog opterećenja koje ravni dvopojasni nosač dovodi u stanje granične ravnoteže. To je moguće ravnotežno stanje konstrukcijskog sitema kada još uvek postoji ravnoteža spoljašnjih i unutrašnjih sila u sistemu pri kojem su iscrpljeni kapaciteti nosivosti u njegovim kritičnim presecima. Daljim minimalnim povećanjem opterećenja, odnosno faktora sa kojim se množi spoljašnje opterećenje, formiraju se plastični zglobovi u kritičnim presecima, koji su izloženi momentima savijanja, odnosno velika izduženja ili gnječenja u ovim presecima ako su izloženi zatezanju ili pritisku. Sistem prelazi u *kinematički lana*c ili *mehanizam,* na kojem je dalje nemoguće održavati ravnotežu spoljašnjih i unutrašnjih sila.

Eksperimentalno istraživanje ponašanja dvopojasnih armiranobetonskoh sistema sa čeličnim elementima van glavnog betonskog preseka (donji pojas nosača), su vršili ranije M. Aćić i D. Ostojić 1984. godine [4]. Metode linearnog programiranja za određivanje statičkih i kinematičkih veličina konstrukcijskih sistema u oblasti granične ravnoteže se primenjuju od pedestih godina XX veka u radovima veoma poznatih autora. U većini radova numeričke vrednosti, koje se odnose na karakteristične geometrijske veličine sistema, aplicirano opterećenje i mehaničke karakteristike materijala su izražene običnim realnim brojevima (egl. *crisp numbers*). Međutim, ove vrednosti u stvarnosti se često ne mogu precizno ostvariti ili odrediti, tako da se u odnosu na projektovana stanja sistema pojavljuju odstupanja, pa u potpunijoj i realnijoj analizi treba smatrati da su ove vrednosti neprecizne i da se kreću u određenim intervalima sa različitim stepenima mogućnosti. Zbog

toga ove vrednosti treba izražavati tzv. *rasplinutim* (engl. *fuzzy*) brojevima, koji su elementi jedne posebne vrste skupova, koje je formulisao i uveo u Teoriju skupova Lotfi Zadeh 1956 [5] i nazvao *rasplinuti* (*fuzzy*) skupovi.

2. POJAM RASPLINUTOG (FUZZY) SKUPA I BROJA

Neka je definisan opšti skup *X* čiji su elementi *x,* i neka svakom element *x* odgovara neka funkcija $\mu_A(x)$, onda skup parova *x* i $\mu_A(x)$ čini u skupu *X* rasplinuti (fuzzy) skup

$$\tilde{A} = \{x, \mu_A(x)\},\ 0 \le \mu_A(x) \le 1,\ x \in X,\ \tilde{A} \in X. \qquad (1)$$

Funkcija $\mu_A(x)$ naziva se *funkcija pripadnosti* i izražava stepen pripadnosti elementa *x* fuzzy skupu $\tilde{A}$. Ako je $\mu_A(x) = 0$ onda element *x* ne pripada fuzzy skupu $\tilde{A}$. Ako je $\tilde{A} = 1$, onda element x u potpunosti pripada fuzzy skupu $\tilde{A}$. Ako je na primer *X* skup studenata nekog fakulteta, onda je skup dobrih studenata rasplinuti (fuzzy) skup $\tilde{A}$ koji ispunjavaju određene uslove koji su izraženi funkcijama pripadnosti $\mu_A(x)$ za svakog studenata *x* u zavisnosti od njegove prosečne ocene i drugih relevantnih faktora za vrednovanje uspeha.

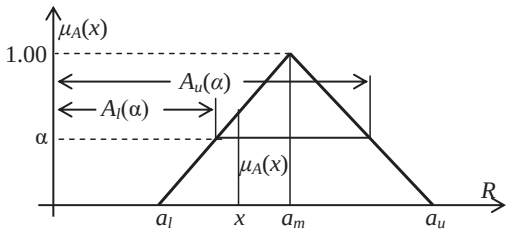
Ako je opšti skup *X* skup realnih brojeva, a element *x* realni broj, $x \in R$, onda je fuzzy skup $\tilde{A}$ *fuzzy* (*rasplinuti*) *broj* ako ispunjava još i uslov normalnosti $\sup \mu(x)_{x \in X} = 1$ kao i uslov konveksnosti funkcije pripadnosti tj.

$$\mu_A(\lambda x + (1-\lambda)y) \ge \min\{\mu_A(x), \mu_A(y)\},\ 0 \le \lambda \le 1.$$

Alfa presek fuzzy broja $\tilde{A}$ je nerasplinuti skup $A_\alpha = \{x \in R : \mu_A(x) \ge \alpha\},\ 0 < \alpha \le 1.$

Ovaj presek predstavlja tzv. *interval poverenja* $A_\alpha = [A_l(\alpha),\ A_u(\alpha)],\ 0 < \alpha \le 1.$ U zavisnosti od oblika funkcije pripadnosti $\mu_A(x)$, fuzzy broj može biti trougaoni, trapezoidni, Π broj i S broj. Trougaoni i trapezoidni brojevi se veome često upotrebljavaju zbog njihove jednostavne analitičke forme i realističnosti u izražavanju.

Fuzzy skupovi, fuzzy brojevi i ostale fuzzy veličine se označavaju talasastim znakom ~.



Slika 2 - Trougaoni fuzzy broj $\tilde{A}$ [8].

U ovom radu se koristi trougaoni fuzzy broj, koji je prikazan na slici 2 i čija je funkcija pripadnosti

$$\mu(x)=\begin{cases}(x-a_l)/(a_m-a_l) \text{ for } a_l \le x \le a_m,\\ (a_m-x)/(a_u-a_m) \text{ for } a_m \le x \le a_u,\\ 0 \textit{ ostalo}\end{cases} \tag{2}$$

Trouglasti fuzzy broj se obično opisuje pomoću tri karateristična realna broja a_l, a_m i a_u

$$\tilde{A}=(a_l, a_m, a_u), \quad a_l \le a_m \le a_u. \tag{3}$$

Parametarska prezentacija fuzzy broja $\tilde{A}$ na nivou α je

$$A_\alpha=[A_l(\alpha), A_u(\alpha)],\ A_l(\alpha)=a_l+(a_m-a_l)\alpha, \quad A_u(\alpha)=a_u-(a_u-a_m)\alpha, \tag{4}$$

$0<\alpha\le 1.$

Ako se, na primer, posmatraju spoljašnje sile ili naponi u betonu i armaturi u nekom karakterističnom preseku AB nosača, one se ne mogu precizno odrediti, pa ih je realističnije izražavati fuzzy (rasplinutim) brojevima. Ako su to trouglasti brojevi, onda se njihove vrednosti kreću u intervalima od a_l do a_m sa različitim stepenima mogućnosti koji se izražavaju funkcijom pripadnosti $\mu_A(x)$. Najveća mogućnost vrednosti $\mu_A(x)$ = 1 je za $x=a_m$.

Očekivana vrdnost fuzzy broja $\tilde{A}$ prema [6] i [7], kada se uzme u obzir (4) je

$$EV(\tilde{A})=\int_0^1 (A_l(\alpha)+A_u(\alpha))d\alpha=(a_l+2a_m+a_u)/4=\tilde{A}_{\text{exp}}. \tag{5}$$

Očekivana vrednost proizvoda dva fuzzy broja $\tilde{A}(a_l, a_m, a_u)$ i $\tilde{B}(b_l, b_m, b_u)$ prema [8]

$$EV(\tilde{A}\tilde{B})=((2a_l+a_m)b_l+(a_l+2a_m)b_m+(a_m+2a_u)b_u)/12. \tag{6}$$

U analizi ponašanja konstrukcijskog sistema sa fuzzy karakterističnim veličinama, biće neophodno da se fuzzy veličine rangiraju. U teoriji fuzzy brojeva (fuzzy aritmetici) postoji više metoda za njihovo rangiranje. U ovom radu to rangiranje se vrši prema njihovim očekivanim vrednostima, tako da važi

$$\tilde{A}\le\tilde{B} \text{ ako je } EV(\tilde{A})\le EV(\tilde{B}) \text{ i } \tilde{B}\ge\tilde{A} \text{ ako je } EV(\tilde{B})\ge EV(\tilde{A}). \tag{7}$$

3. STATIČKA I KINEMATIČKA TEOREMA PLASTIČNE ANALIZE

Metode elasto-plastične analize okvirnih konstrukcija, kako navode Charnes, Lemke i Zienkiewicz [9](1959), baziraju se na *statičkoj i kinematičkoj teoremi* koje su formulisali

Horne (1952) i Greenber i Prager (1952) za nerasplinute (nonfuzzy) karakteristične veličine. U ovom radu su ove teoreme proširene na fuzzy karakteristične veličine.

Ako za dati okvirni sistem i skup proporcinalnih opterećenja fuzzy intenziteta $\tilde{P}_s$ koji se može izraziti i nekim fuzzy faktorom opterećenja $\tilde{\gamma}_s$, postoji raspodela momenata savijanja koja zadovoljava uslove statičke ravnoteže i ni u jednom preseku moment savijanja po veličini ne prevazilazi fuzzy plastični moment (moment nosivosti ili kapacitet) tog preska, onda je opterećenje $\tilde{P}_s$, odnosno faktor opterećenja $\tilde{\gamma}_s$, manje ili jednako od fuzzy opterećenja loma (kolapsa) sistema $\tilde{P}_c$, odnosno fuzzy faktotra loma $\tilde{\gamma}_c$.

$$\tilde{P}_s \le \tilde{P}_c \text{ ,odnosno } \tilde{\gamma}_s \le \tilde{\gamma}_c . \tag{8}$$

Ako je pretpostavljen mogući mehanizam loma za zadati okvirni sistem i nađen odgovarajući fuzzy intenzitet opterećenja $\tilde{P}_k$, odnosno faktor opterećenja $\tilde{\gamma}_k$, onda je to opterećenje veće ili jednako od opterećenja loma (kolapsa) sistema $\tilde{P}_c$, odnosno faktora loma $\tilde{\gamma}_c$,, t.j.

$$\tilde{P}_k \ge \tilde{P}_c \text{, odnosno } \quad \tilde{\gamma}_k \ge \tilde{\gamma}_c . \tag{9}$$

Nejednačine (8) i (9) se mogu pisati u obliku

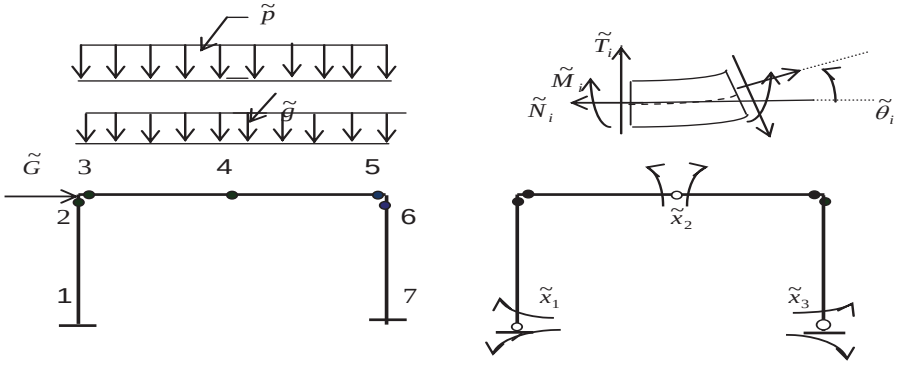
$$\tilde{P}_s \le \tilde{P}_c \le \tilde{P}_k \text{ , odnosno } \tilde{\gamma}_s \le \tilde{\gamma}_c \le \tilde{\gamma}_k . \tag{10}$$

4. ODREĐIVANJE FAKTORA GRANIČNOG OPTEREĆENJA I MEHANIZMA LOMA KONSTRUKCIJSKOG SISTEMA

Razmatra se neki linijski konsrukcijski sistem, koji je prikazan na slici 3 koji je α puta statički neodređen uz pretpostavku da materijalu odgovara Sen Venant-ov reološki model u kojem se materijal tretira kao krut dok napon ne dostigne fuzzy granicu tečenja, posle čega postaje idealno plastičan. U sistemu se bira m karakterističnih ili kritičnih preseka u kojima može doći do iscrpljenja nosivosti preseka odnosno pojave plastičnih zglobova. Sistem se analira za statički moguće ravnotežno stanje (statička faza). Pozitivni smerovi fuzzy unutrašnjih sila $\tilde{N}_i, \tilde{T}_i, \tilde{M}_i$ i fuzzy ugla obrtanja $\tilde{\theta}_i$ u preseku i ($i=1,2,...,m$) su prikazani na slici 3.

Za određivanje statički mogućeg ravnotežnog stanja sistema primenjuje se metoda koja je slična metodi sila u teoriji elastičnih linijskih sistema kako je to prikazano u radu [9]. Formira se "osnovni" statički sistem, tako što se za α prekobrojnih nepoznatih statičkih veličina u nekim od kritičnih preseka isključuju odgovarajuće veze i umeću nove veze (zglobovi ili drugi diskontinuiteti) i umesto njih se uključuje α parova nepoznatih sila, koje mogu biti momenti savijanja, normalne ili transverzalne sile koje se obeležavaju sa $\tilde{x}_1, \tilde{x}_2, ..., \tilde{x}_\alpha$. Za jedinične veličine ovih sila $\tilde{x}_i = (x_i, x_i, x_i) = (1,1,1)$, $(i = 1,2,...,\alpha)$, se u svakom od kritičnih preseka j = 1,2,...,m određuju karakteristične ili merodavne unutrašnje sile $\tilde{b}_{ij} = (b_{ij}, b_{ij}, b_{ij})$ (i=1,2,...,α; j=1,2,...,m), koje formiraju fuzzy matricu $\tilde{\mathbf{B}} = (\mathbf{B}, \mathbf{B}, \mathbf{B})$.

Ako je u nekom preseku j merodavan momenat M_j, onda je $b_{ij} = \overline{M}_{ij}$, ako je merodavna normalna sila N_j, onda je $b_{ij} = \overline{N}_{ij}$, gde su $\overline{M}_{ij}$ i $\overline{N}_{ij}$ moment savijanja, odnosno normalna sila u preseku j usled dejstva jedinične sile x_j =1. Za poznato stalno fuzzy podeljeno opterećenje $\tilde{g}$, odnosno fuzzy koncentrisane sile $\tilde{G}_k$ (k=1,2,...,r) i promenljivo podeljeno fuzzy opterećenje $\tilde{p}$ i promenljive koncentrisane fuzzy sile $\tilde{P}_l$ (l=1,2,...,s) na isti način se određuju merodavne unutrašnje sile u kritičnim presecima i (i=1,2,...,m) koje se ovde obeležavaju sa $\tilde{b}_i^g$ za fuzzy stalni i $\tilde{b}_i^p$ za fuzzy promenljivo opterećenje.



Slika 3 - Konstrukcijski i osnovni system [1]

Primenjujući princip superpozicije uticaja, koji važi u statičkoj fazi ponašanja sistema, *merodavni fuzzy moment savijanja* ili *merodavna fuzzy normalna sila* u preseku i (i=1,2,...,m), koji se ovde obeležavaju sa $\tilde{R}_{i\ i}$ su

$$\tilde{R}_i = \sum_{j=1}^{\alpha} b_{ij}\tilde{x}_j + \tilde{b}_i^g + \tilde{\gamma}\tilde{b}_i^p, \quad i = 1,2,\ldots,m. \tag{11}$$

Fuzzy koeficijent $\tilde{\gamma}$ predstavlja *faktor graničnog stanja*, odnosno *loma sistema*, sa kojim se množi promenljivo opterećenje da bi sistem došao u još uvek moguće statičko stanje granične ravnoteže, zbog dostizanja kapaciteta nosivosti, odnosno plastifikacije u određenom broju preseka. Da bi sistem došao u ovo stanje neophodno je da minimalan broj kritičnih preseka n_k u kojima dolazi do dostizanja kapaciteta nosivosti preseka bude n_k=α+1.

Merodavni fuzzy kapacitet nosivosti sistema $\tilde{R}_{*i}^{+}$ i $\tilde{R}_{*i}^{-}$ u nekom kritičnom preseku i (i=1,2,...,m) se posebno sračunavaju i za njih važi

$$\tilde{R}_{*i}^{+} \geq 0, \ \tilde{R}_{*i}^{-} \geq 0; \ i = 1,2,\ldots,m. \tag{12}$$

U statičkoj fazi ponašanja sistema vrednosti merodavne sile $\tilde{R}_i$ u svakom preseku *i* moraju se nalaziti u sledećim intervalima

$$\tilde{R}_{*i}^{-} \le \tilde{R}_i \le \tilde{R}_{*i}^{+}, \quad i=1,2,\ldots,m; \tag{13}$$

ili kada se uzme u obzir izraz (11), dobija se

$$\tilde{R}_{*i}^{-} \le \sum_{j=1}^{\alpha} b_{ij}\tilde{x}_j + \tilde{b}_i^{g} + \tilde{\gamma}\tilde{b}_i^{p} \le \tilde{R}_{*i}^{+}, \quad i=1,2,\ldots,m. \tag{14}$$

Ovaj sistem nejednačina se posle sređivanja može pisati u sledećoj formi:

$$\sum_{j=1}^{\alpha} b_{ij}\tilde{x}_j + \tilde{\gamma}\tilde{b}_i^{p} \le \tilde{R}_{*i}^{+} - \tilde{b}_i^{g}, \quad -\sum_{j=1}^{\alpha} b_{ij}\tilde{x}_j - \tilde{\gamma}\tilde{b}_i^{p} \le \tilde{R}_{*i} + \tilde{b}_i^{g}, \text{ i=1,2,...,m.} \tag{15}$$

Da bi se problem rešio treba, prema Prvoj osnovnoj teoremi i nejednačini (8) odrediti maksimalnu fuzzy vrednost faktora graničnog opterećenja $\tilde{\gamma}$ sa kojim treba pomnožiti promenljivo opterećenje da bi sistem došao u statičko stanje granične ravnoteže, i da merodavne fuzzy sile $\tilde{R}_i$ u presecima *i* =1,2,...,*m* po svojim vrednostima ne prevaziđu kapacitete nosivosti, tj. da ostanu u intervalima (13). Treba, dakle, odrediti maksimalnu vrednost *fuzzy funkcije cilja* $\tilde{\gamma}$

$$\tilde{z} = \max \tilde{\gamma}. \tag{16}$$

Na ovaj način je rešavanje problema određivanja fuzzy faktora graničnog opterećenja $\tilde{\gamma}$ i odgovarajućih nepoznatih fuzzy sila $\tilde{x}_i = (x_{li}, x_{mi}, x_{ui})$ (*i*=1,2,...,α) formulisano kao rešavanje zadatka fuzzy linearnog programiranja (FLP), sa fuzzy funkcijom cilja (16) i fuzzy uslovima ograničenja (15).

Pošto nepoznate promenljive $\tilde{x}_j$ nemaju ograničenja u znaku, a kompjuterski programi koji se koriste za rešavanje zadataka linearnog programiranja prema simpleks algoritmu su razvijeni za nenegativne vrednosti $\tilde{x}_j \ge 0$ ($j=1,2,\ldots,\alpha$), to se ove promenljive izražavaju kao razlike dveju nenegativnih promenljivih

$$\tilde{x}_j = \tilde{x}_j^{+} - \tilde{x}_j^{-} \;;\; \tilde{x}_j^{+} \ge 0,\ \tilde{x}_j \ge 0;\ \tilde{x}_j^{+}\tilde{x}_j^{-} = 0;\ j=1,2,\ldots,\alpha. \tag{17}$$

Uslovi ograničenja (15) sada imaju formu

$$\sum_{j=1}^{\alpha} b_{ij}(\tilde{x}_j^{+} - \tilde{x}_j^{-}) + \tilde{\gamma}\tilde{b}_i^{p} \le \tilde{R}_{*i}^{+} - \tilde{b}_i^{g}, \quad -\sum_{j=1}^{\alpha} b_{ij}(\tilde{x}_j^{+} - \tilde{x}_j^{-}) \quad \tilde{\gamma}\tilde{b}_i^{p} \le \tilde{R}_{*i} + \tilde{b}_i^{g}, \text{ i=1,2,...,m}$$

ili pisano u vektorsko-matričnoj formi sa funkcijom cilja i uslovima ograničenje

$$\tilde{z} = \tilde{\gamma} = \max\left[\mathbf{0}^T \tilde{\mathbf{x}}^+ - \mathbf{0}^T \tilde{\mathbf{x}}^- + \tilde{\gamma}\right], \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{B}} & -\mathbf{B} & \tilde{\mathbf{b}}^p \\ -\tilde{\mathbf{B}} & \tilde{\mathbf{B}} & -\mathbf{b}^p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{x}}^+ \\ \tilde{\mathbf{x}}^- \\ \tilde{\gamma} \end{bmatrix} \leq \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{R}}_*^+ - \tilde{\mathbf{b}}^g \\ \tilde{\mathbf{R}}_*^- + \tilde{\mathbf{b}}^g \end{bmatrix}. \quad (18)$$

U daljem postupku rešavanja problema primenom fuzzy linearnog programiranja (FLP) neophodno je da se sve fuzzy veličine: matrice, vektori i skalari predstave prema izrazu (3) sa odgovarajućim nefuzzikovanim (realnim) veličinama i dalje postupak izvršava sa tim veličinama. Tako se dobija

$$\tilde{\mathbf{R}}_*^+ = (\mathbf{R}_{l*}^+, \mathbf{R}_m^+, \mathbf{R}_u^+), \tilde{\mathbf{R}}_*^- = (\mathbf{R}_{l*}^-, \mathbf{R}_m^-, \mathbf{R}_{*u}^-), \ \tilde{\mathbf{b}}^g = (\mathbf{b}_l^g, \mathbf{b}_m^g, \mathbf{b}_u^g), \ \tilde{\mathbf{b}}^p = (\mathbf{b}_l^p, \mathbf{b}_m^p, \mathbf{b}_u^p) \quad (19)$$

$$\tilde{\mathbf{x}}^+ = (\mathbf{x}_l^+, \mathbf{x}_m^+, \mathbf{x}_u^+), \ \tilde{\mathbf{x}}^- = (\mathbf{x}_l^-, \mathbf{x}_m^-, \mathbf{x}_u^-), \ \tilde{\gamma} = (\gamma_l, \gamma_m, \gamma_u). \quad (20)$$

Kada se primenom odgovarajućeg računarskog programa za fuzzy linearno programiranje, koji je znatno komplikovaniji od pograma za linearno programiranje sa nonfuzzy veličinama, koji su razvili Ž. Praščević i N. Praščević, odrede nepoznate veličine $\tilde{x}_j^+ = (x_{lj}^+, x_{mj}^+, x_{uj}^+) \geq 0$ i $\tilde{x}_j^- = (x_{lj}^-, x_{mj}^-, x_{uj}^-) \geq 0$, $(j = 1,2,...,\alpha)$ i koeficijent graničnog stanja (loma) sistema $\tilde{\gamma} = (\gamma_l, \gamma_m, \gamma_u)$ onda se, prema formuli (17), sračunavaju tražene nepoznate sile $\tilde{x}_j$ $(j = 1,2,...,\alpha)$. Merodavne unutrašnje sile u kritičnim presecima sistema u statičkom stanju granične ravnoteže računaju se prema formuli (17).

5. ANALIZA DVOPOJASNOG SISTEMA

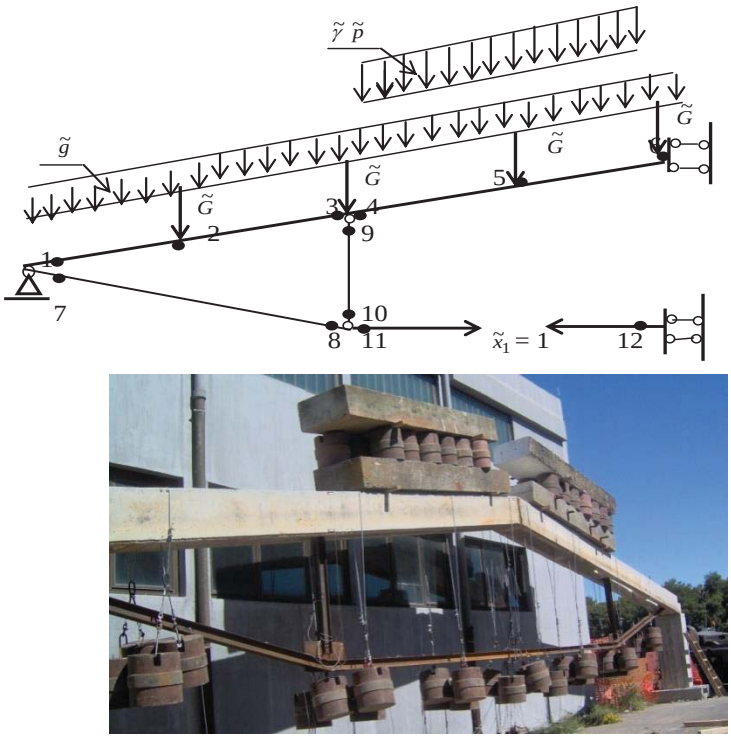
Pošto su nosač i opterećenje simetričani u odnosu na vertikalnu osu u svim fazama ispitivanja, u daljoj analizi, radi skraćenja proračuna razmatrana je, kako je to uobičajeno u statici konstrukcija, polovina nosača sa odgovarajućim vezama, koja je prikazana na slici 4. Posmatrana polovina nosača je povezana sa osloncima i njegovom drugom polovinom vezama prikazanim na slici 4, tako da se nosač u slemenu (presek 6) može pomerati vertikalno i primati moment savijanja. Na levom osloncu (pored preseka 1 i 2) nosač se može pomerati samo horizontalno i ne može primati momente savijanja [1].

Na posmatranoj polovini nosača izabrano je 12 karakterističnih preseka, koji su na slici 4 označeni punim kružićima. Pošto su u armiranobetonskom delu nosača značajni momenti savijanja i normalne sile, to su fuzzy kapaciteti nošenja R_{mi}^{*+} i R_{mi}^{*-} u presecima i (i=1,2,...,6) toga dela nosača računati kao za ekscentrično pritisnute armiranobetonske preseke uzimajući u obzir moment savijanja M_{mi} i normalnu silu N_{mi}. Kapaciteti nosivosti preseka i (i=7,8,..,12) čeličnih elememenata računati su prema normalnoj sili N_{mi}, pošto je momenat savijanja, kako je već rečeno, zanemarljiv. U presecima armiranobetonskih elemenata se pod dejstvom opterećenja nosač plastifikuje te se pojavljuju fuzzy uglovi obrtanja $\tilde{\theta}_i$, dok u karakterističnim presecima čeličnih elemenata nastaju plastična izduženja $\tilde{\varepsilon}_{pl,i}$, koja će biti obeležavana u skladu sa matematičkim formulacijama problema sa $\tilde{\theta}_i = \tilde{\varepsilon}_{pl,i.}$.

Dvopojasni nosač je jedanput statički neodređen. Isključivanjem elementa sa presecima (11) – (12), sistem postaje statički određen, kako je to prikazano na slici 4. Umesto isključenog štapa, kao što je to poznato iz metode sila, uključuju se sile biakcije $\tilde{x}_i = (1,1,1)$. Ove sile izazivaju u karakterističnim presecima sistema normalne sile $\tilde{N}_i = (\overline{N}_i, \overline{N}_i, \overline{N}_i)$ i momente savijanja $\tilde{M}_i = (\overline{M}_i, \overline{M}_i, \overline{M}_i)$ (i = 1,2,...,12). Na osnovu ovih veličina i u zavisnosti da li je u kritičnom preseku merodavan moment savijanja ili normalna sila birane su vrednosti b_{i1} (i = 1,2,...,12). Ove vrednosti su elementi matrice $\tilde{\mathbf{B}} = (\mathbf{B}, \mathbf{B}, \mathbf{B})$, koja se u ovom slučaju kada je samo jedna nepoznata statička veličina x_1, sastoji iz vektora $\mathbf{b}_1$.

Opterećenje dvopojasnog nosača je vršeno u sedam faza. Opterećenje prve faze se odnosi na sopstvenu težinu nosača g_m = 7.50 *kN/m'*. U drugoj fazi opterećenja su pored stalne težine naneti tegovi obešeni o gornjem pojasu od po 50 *kN*, a u trećoj fazi opterećenja su dodati tegovi od još 50 *kN*. Konačno računsko opterećenje od sopstvene težine g i težine tegova iznosi G_m:

g_m = 7.50 *kN/m'* i G_m = 10,00 + 10.00 = 20.00 *kN*.



Slika 4 - Opterećenje VI faze na levoj polovini nosača [1].

Uticaji ovog opterećenja su označeni sa gornjim indeksom g. U sledećim fazama ispitivanja ovo se opterećenje nije menjalo, pa su za njega određivani momenti M_{mi}^{g} i

normalne sile N_{mi}^{g} u karakterističnim presecima osnovnog sistema i u zavisnosti da li je u kritičnom preseku merodavan momenat ili normalna sila, birane vrednosti b_{mi}^{g} (i=1,2,…,12), koji su elementi vektora $\mathbf{b}_m^g$. U četvrtoj fazi opterećenja su na delu gornjeg pojasa dodavane po dve armiranobetonske ploče težine p_m = 9.00 *kN/m'*. Uticaji ovog opterećenja su označeni sa gornjim indeksom *p*. Za ovo opterećenje, kao bazično promenljivo opterećenje sračunate su normalne sile N_{mi}^{p} i momenti savijanja M_{mi}^{p} u kritičnim presecima i (i = 1,2,…,12), a zatim izabrane vrednosti b_{mi}^{p}, koje su elementi vektora $\mathbf{b}_m^p$. U sledećim fazama je ovo opterećenje povećavano i iznosilo je 26.50 *kN/m'* u petoj fazi, 35.30 *kN/m'* u šestoj fazi i 53.0 *kN/m'* u sedmoj fazi. Međutim, ni pod ovim opterećenjem nije došlo to loma nosača, pa je u osmoj fazi pored opterećenja iz sedme faze izvršeno udar tegom od 5.00 *kN* sa visine od 6.00 *m*. Pošto je opterećenje p_m bilo promenljivo, to se ono množi sa faktorom loma γ_m, koji treba odrediti, kao i odgovarajuću silu zatezanja u elementu donjeg pojasa (11) – (12).

Fuzzy sila $\tilde{x}_1$ i fuzzy faktor loma $\tilde{\gamma}$ u odnosu na promenljivo opterećenje p_m=9.00*kN/m'*, određuju se, kako je to već rečeno, rešavanjem fuzzy linearnog programa (18). Elementi karakterističnih fuzzy vektora i matrice **B**, označenih sa indeksom *m* za koje je funkcija pripadnosti $\mu_m = 1$, pisani u transponovanoj formi su:

$\mathbf{B}^T = \mathbf{b}_1{}^T$= [0, -0.78, -1.55, -1.55, -1.93, -2.30, 1.012, 1.012, -0.16, -0.16, 1.00, 1.00],

$\mathbf{b}_m^{g,T}$ = [0, 369.81, 642.39, 642.39, 811.80, 874.79, 0, 0, 0, 0, 0, 0],

$\mathbf{b}_m^{p,T}$ = [0, 91.29, 182.55, 182.55, 255.49, 273.71, 0, 0, 0, 0, 0, 0],

$\mathbf{R}_m^{*+,T} = \mathbf{R}_m^{*-,T}$ =[0, 41.52, 19.0, 19.0, 230.25, 96.18, 1360, 1360, 1360, 1360, 1360, 1360].

Donje i gornje karakteristične vrednosti fuzzy vektora, koje su označene sa l i u, za koje je $\mu_l = \mu_u = 0$ su određivane prema obrascima

$\mathbf{b}_l^g = \mathbf{b}_m^g(1-\beta_l)$, $\mathbf{b}_u^g = \mathbf{b}_u^g(1+\beta_u)$, $\mathbf{R}_l^{*-} = \mathbf{R}_l^{*+} = \mathbf{R}_m^{*+}(1-\beta_u)$,

$\mathbf{R}_l^{*-} = \mathbf{R}_l^{*+} = \mathbf{R}_m^{*+}(1-\beta_u)$, $\mathbf{R}_u^{*-} = \mathbf{R}_u^{+} = \mathbf{R}_m^{*+}(1+\beta_u)$.

Tražene nepoznate pomenljive su

$\tilde{\mathbf{x}}^- = (x_{l1}^-, x_{m1}^-, x_{u1}^-)$, $\tilde{\mathbf{x}}^+ = (x_{l1}^+, x_{m1}^+, x_{u1}^+)$, $\tilde{\gamma} = (\gamma_l, \gamma_m, \gamma_u)$.

Funkcija cilja je **c** = [0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 1, 1, 1].

Koeficijenti β_l i β_u predstavljaju meru rasplinutosti (fuzzy meru) ulaznih podataka, tj. njihovog mogućeg odstupanja od vrednosti označenih sa indeksom *m*, za koje je funkcija pripadnosti $\mu_m = 1$. U ovom radu su te vrednosti $\beta_l = \beta_u$ =[0, 0.1, 0.2, 0.03, 0.05].

Rešavanjem problema FLP (18) primenom napisanog kompjuterskog programa dobijeni su rezultati koji su prikazani u sledećoj tabeli.

Tabela 1 - Fuzzy faktori loma $\tilde{\gamma} = (\gamma_l, \gamma_m, \gamma_u)$ *i fuzzy sile u horizontalnoj zatezi*

$\beta_l = \beta_u$	γ_l	γ_m	γ_u	$\gamma_{\exp}$	$\Delta\gamma = \gamma_u - \gamma_l$	x_{1l} kN	x_{1m} kN	x_{1u} kN	$x_{1\exp}$ kN	$\Delta x_1 = x_u - x_l$ kN
0.00	7.876	7.876	7.876	7.876	0.000	13.44	13.44	13.44	13.44	0.00
0.01	7.741	7.834	8.037	7.875	0.296	13.31	13.40	13.55	13.41	0.24
0.02	7.551	7.880	8.186	7.875	0.635	13.14	13.43	13.70	13.42	0.56
0.03	7.426	7.840	8.360	7.867	0.934	13.02	13.44	13.85	13.44	0.83
0.04	7.270	7.876	8.450	7.867	1.180	12.90	13.44	13.98	13.44	1.08
0.05	7.119	7.823	8.697	7.866	1.578	12.70	13.45	14.10	13.43	1.40
0.08	6.649	7.981	8.749	7.840	2.100	12.44	13.58	13.95	13.38	1.51
0.10	6.381	7.794	8.774	7.686	2.393	12.24	13.32	14.06	13.23	1.82

Iz ove tabele se može zaključiti da se sa promenom mere rasplinutosti (fazifikacije), odnosno nepreciznosti, β_l i β_u ulaznih podataka, menjaju intervali u kojima se nalaze sile u karakterističnim poprečnim presecima i faktori loma sistema kao tražene izlazne veličine. Što su ovi stepeni fuzifikacije veći, to su veći ovi intervali izraženi sa Δx_1 i $\Delta\gamma$ koji prestavljaju osnove fuzzy brojeva $\tilde{x}_1$ i $\tilde{\gamma}$.

Izmerena sila u stanju granične ravnoteže iznosila je $x^* = 13.44\,kN$ i bliska je po vrednosti x_{1m} i $x_{1\exp}$ za sve mere fazifikacije. Plastični zglob se pojavio u AB preseku 5, a veliko izduženje (plastifikacija) u čeličnom elementu 1 – 8.

6. ZAKLJUČAK

U analizi konstrukcijskih sistema mnoge ulazne veličine: dimenzije sistema i njegovih elemenata, svojstva materijala, opterećenje i ostali uticaji na sistem ne mogu se precizno odrediti i ostvariti, tako da su uvek moguća odstupanja od nekih projektovanih veličina. Zbog ovoga, traženo ponašanje konstrukcijskog sistema, koje se izražava kroz stanja napona i deformacija, koja se stalno menjaju tokom vremena ne mogu se, takođe, precizno odrediti. Za izražavanje ovih ulaznih i izlaznih veličina i realnijeg ponašanja sistema mogu se uspešno primeniti teorija fuzzy (rasplinutih) skupova i brojeva. Na ovaj način se mogu proceniti intervali u kojima se nalaze tražene karakteristične vrednosti i izvršiti potpunija analiza ponašanja sistema. U ovom radu je primenjeno fuzzy linearno programiranje za analizu ponašanja dvopojasnih AB nosača u oblasti granične ravnoteže koje je ranije eksperimentalno i teorijski ispitivao prvi autor ovog rada primenjujući teoriju granične ravnoteže konstrukcijskih sitema i linearnog programiranja sa nerasplinutim (običnim) veličinama. Dobijeni teorijski rezultati sa pretpostavljenim granicama fazifikacije se slažu sa rezultatima dobijenim na osnovu eksperimenta.

LITERATURA

[1] Furtula, B.: *Granična stanja armiranobetonskih montažnih dvopojasnih nosača od betona velikih čvrstoća*. Doktorska disertacija, Građevinski fakultet, Beograd, 2013.

[2] Aćić, M., Zejak, R., Furtula, B.: *Analiza graničnih stanja dvopojasnih AB nosača od betona velike čvrstoće*, Drugi internacionalni naučno-stručni skup GNP, Žabljak, 2008.

[3] Furtula, B., Praščević, Ž.:"Određivanje fakora loma dvopoasnih sistema primenom linearnog programiranja", *Zbornik radova 13. Kongresa Društva građevinskih konstruktera Srbije*, Novi Sad 2014, 12 str.

[4] Aćić, M.: Ostojić, D.:*Eksperimentalno ponašanje armiranobetonskoih nosača sa zategom, Zbornik radova XVIII* Simpozijuma JUDIMK, Zbornik radova, III knjiga, Portorož, 1986.

[5] Zadeh, L.:"Fuzzy sets", *Informatin and Control*, **8**,1956, pp. 338-353.

[6] Dubois, D., Prade, H.: "Operations on fuzzy numbers", *Fuzzy Sets and Systems*, 24, 1987,279-300.

[7] Heilpeirn, S."The expected value of fuzzy numbers", *Fuzzy Sets and Systems*, 24, 1992, 81-86.

[8] Praščević, Ž., Praščević, N.:"Application of Fuzzy AHP Method Based on Eigenvalues for Decision Making in Construction Industry", *Technical Gazzet*e, **19**, 2012, pp. 712-720.

[9] Munro J. and Lloyd Smith, D., "Linear Programming in Plastic Analysis and Synthesis", *Proc. of Int. Symposium on Computer Aided Design*, Univesity of Warwick, England, 1972.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-34
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Sanin Džidić[1]

REAKCIJA NA VATRU I OTPORNOST NA POŽAR DISKUSIJE I DILEME

Rezime:

Pojmovi reakcija na vatru, otpornost na požar, vatrootpornost i termini vezani za fenomene vatre i požara se sve češće primjenjuju u građevinskoj praksi u Bosni i Hercegovini zbog zahtijeva EU Uredbe o građevinskim proizvodima CPR 305/2011, te sa uvođenjem eurokodova za projektovanjei proračun nosivih konstrukcija i zahtjeva koje materijali, konstrukcije i elementi konstrukcija i građevinski proizvodi moraju zadovoljiti. Međutim, u velikom broju slučajeva postoji značajno nerazumjevanje pojmova vezanih za vatru i požar i njihovom dejstvu na materijale, konstrukcije, njihove elemente i građevinske proizvode. Cilj ovog rada je da objasni pojedine pojmove, da ukaže i objasni sličnosti i razlike, kao i da ukaže na pogrešne pojmove.

Ključne riječi: *Reakcija na vatru, Otpornost na požar, Standardni požar*

REACTION TO FIRE AND FIRE RESISTANCE DISCUSSIONS AND DILEMMAS

Summary:

The concepts of reaction to fire, fire resistance, and fire related phenomena are increasingly applied in construction practice in Bosnia and Herzegovina due to the requirements of EU Regulation on Construction Products CPR 305/2011, as well as the introduction of Eurocodes for the design of load-bearing structures and requirements which materials, structures and structural elements and construction products must satisfy. However, in a large number of cases, there are significant misunderstandings of terms related to fire and their effects on materials, structures, their elements and construction products. The aim of this paper is to explain some terms, to point out and explain the similarities and differences, and to point to the wrong concepts.

Key words: *Reaction to Fire, Fire Resistance, Standard Fire*

[1] Van. prof. dr. Sanin Džidić, dipl.ing.građ, Građevinski odsjek Tehničkog fakulteta Univerziteta u Bihaću, i Arhitektonski odsjek Fakulteta za inženjerstvo i prirodne nauke Internacionalnog BURCH Univerziteta Sarajevo, , Bosna i Hercegovina, e-mail: ninsa_d@hotmail.com

1. UVOD

Sa pojavom i upotrebom Eurokodova u proračunu i projektovanju konstrukcija, po prvi put se u projektantskoj konstrukterskoj praksi razmatra uticaj požara kao dejstva na konstrukciju, odnosno element, te se projektuje na dejstvo požara u zahtjevanom vremenskom periodu. Svaka konstrukcija i svaki građevinski proizvod se u toku eksploatacionog vijeka može naći u požarnim okolnostima, bilo kada i bilo gdje, tako da je razmatranje dejstva požara na konstrukciju apsolutno potrebno, svrsishodno i opravdano.

Međutim, ovaj novi pristup u projektantskoj i izvođačkoj praksi je unio mnoge dileme i pokazao nepripremljenost stručnjaka i investitora za razumjevanje i tumačenje stručne terminologije iz ove oblasti. Ovakvoj situaciji je značajno doprinijela i engleska riječ „fire“, koja označava istovremeno i vatru i požar, što je još više iskomplikovalo neadekvatno razumjevanje ove problematike. Postoje i određene nedoslijednosti, čak i u samim standardima, što predstavlja dodatni problem.

Termini kao što su vatrootpornost, požarna otpornost, otpornost na požar, reakcija na vatru, odnosno reakcija na požar i slični su sve više u upotrebi i često se primjenjuju kao sinonimi, što još više produbljuje konfuziju kod stručne, pa čak i naučne javnosti iz ove oblasti.

2. VATRA I POŽAR

Za razliku od engleskog jezika, na jezicima naroda u Bosni i Hercegovini postoje dva različita izraza koja označavaju fenomene vatre i požara. Praktično svako će biti u mogućnosti da više ili manje stručno objasni ova dva pojma. Međutim, u daljem razmatranjima potrebno je definisati ove pojmove, kao temelj razumjevanja pojmova koji posljedično proizilaze.

Hemijsko viđenje procesa sagorjevanja i vatre je da je to kompleksna serija hemijskih reakcija uključujući oksidaciju gorive materije (goriva), koja obično sadrži ugljik. Fizički, vatra se karakteriše vidljivim plamenom, toplotom i dimom. Na sljedećoj slici uočava se trougao koji ilustrira tri komponente neophodne za nastanak vatre: gorivo, kisik i toplota.

Slika 1 - Tri elementa neophodna za nastanak vatre [29]

Ovaj trougao se može posmatrati kao fizički opis modela nastanka vatre. Njegova upotrebljivost dolazi do izražaja kada se razmatra gašenje, koje se postiže eliminacijom jedne od tri neophodne komponente za njen nastanak. Vatra se zaustavlja otklanjanjem toplote (npr.

hlađenjem vodenim mlazom), odstranjivanjem goriva (npr. prestankom dovoda gasa na gorioniku) ili sprečavanjem dotoka kisika (npr. prekrivanje vatre ćebetom).

Gorenje, odnosno sagorjevanje je dakle proces koji predstavlja hemijsku reakciju između kisika iz vazduha i nekog gorivog materijala, a pri tome se oslobađa toplota, odnosno prema ISO 13943:2000 (E/F), Zaštita of požara - Rječnik (International Standard ISO 13943 (E/F) Fire Safety - Vocabulary) sagorijevanje predstavlja egzotermnu reakciju materije sa oksidansom, uz napomenu da je ovaj proces uopšteno govoreći popraćen emitovanjem dima i gasova (efluenata), te plamenom i/ili vidljivom svjetlošću.

Prema istom standardu, vatra predstavlja kontrolisano samoodrživo sagorjevanje, namjerno izazvano, u cilju dobijanja korisnih efekata, a koje je kontrolisano u vremenu i prostoru.

Pomenuti standard takođe definira pojam požar kao nekontrolisano samoodrživo sagorjevanje, koje se nekontrolisano širi u prostoru i vremenu. Prema JUS U. J1.010, pod požarom se podrazumjeva svako nekontrolisano sagorjevanje, usljed kojeg dolazi ili može doći do ozlijeda ljudi i štete na materijalnim dobrima.

Da bi došlo do procesa sagorjevanja, neophodno je da se temperatura gorivog materijala poveća na temperaturu paljenja, barem lokalno. Dakle, pod temperaturom paljenja smatra se najniža temperatura pri kojoj dolazi do samozapaljivanja ili sagorjevanja.

Dakle, suštinska razlika između termina vatra i požar je u kontrolisanom, odnosno nekontrolisanom širenju u vremenu i prostoru.

3. REAKCIJA NA VATRU

Reakcija na vatru se odnosi na zapaljivost materijala, odnosno na doprinos razvoju i širenju vatre. Na osnovu ispitivanja reakcije na vatru, materijali, odnosno specifične komponente se klasifikuju u klase.

Ispitivanje reakcije na vatru se u Evropi provodi na sljedećim ispitivanjima:

- EN ISO 1182, Ispitivanja reakcije na vatru za proizvode - Test nesagorljivosti;
- EN ISO 1716, Ispitivanja reakcije na vatru građevinskih proizvoda – Određivanje ukupne toplote sagorijevanja;
- EN 13823, Ispitivanje reakcije na vatru građevinskih proizvoda - Građevinski proizvodi isključujući podne obloge, koji su izloženi termičkom dejstvu pojedinačnog gorućeg predmeta (SBI Test);
- EN ISO 11925-2, Ispitivanja reakcije na vatru - Zapaljivost proizvoda izloženih direktnom uticaju plamena - Dio 2: Ispitivanje plamenom iz jednog izvora (SFI Test).

Tabela 1 - Kriteriji klasa reakcije na vatru [27]

EN 13501-1	Doprinos požaru
A1	Nezapaljiv
A2	Ograničeno zapaljiv bez razbuktavanja (flashover-a)
B	Bez razbuktavanja (flashover-a)
C	Razbuktavanje (flashover) nakon 10 minuta
D	Razbuktavanje (flashover) prije 10 minuta
E	Razbuktavanje (flashover) prije 2 minuta
F	Nisu utvrđena svojstva

Na osnovu ovih ispitivanja, materijali, odnosno proizvodi se svrstavaju u klase reakcije na vatru prema EN 13501-1 (Tabela 1).

Ispitivanje prema EN ISO 1182 se provodi na određenim vrstama građevinskih proizvoda i materijala kao što su mineralna vuna i izolacioni materijali, razne vrste ploča za oblaganje, zaptivača i slično, u cilju svrstavanja u klase zapaljivosti A1 i A2 - nezapaljivi materijali. Ispitni uzorak se stavlja u cilindričnu cjevastu peć do temperature od 750 ºC. Cijelo vrijeme ispitivanja se mjere temperature u peći i temperature uzorka. Potencijalno zapaljenje se registruje porastom temperature i/ili vidljivim plamenom. Nakon ispitivanja se takođe mjeri gubitak mase uzorka. Na osnovu ovih parametara se zaključuje da li je proizvod zapaljiv ili ne.

Slika 2 - Apartura za provođenje ispitivanja prema EN ISO 1182 [24]

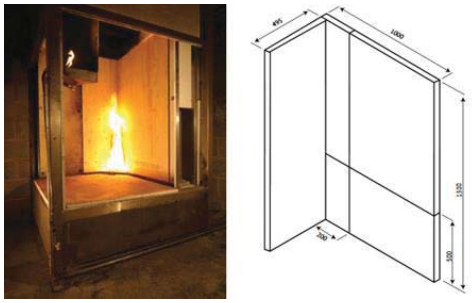
EN ISO 1716 - Ispitivanja reakcije na vatru građevinskih proizvoda - Određivanje ukupne toplote sagorijevanja služi za određivanje kalorične moći sagorenog materijala, odnosno odate količine toplote prilikom sagorjevanja. Uzorak materijala ili proizvoda određene težine i zapremine se u potpunosti sagorijeva unutar posude pod pritiskom. Sagorijevanjem uzorka zagrijava se voda, čiji porast temperature daje mjeru toplotnog potencijala materijala ili proizvoda.

Slika 3 - Apartura za provođenje ispitivanja prema EN ISO 1716 [25]

EN 13823 - Ispitivanje reakcije na vatru građevinskih proizvoda - Građevinski proizvodi isključujući podne obloge, koji su izloženi termičkom dejstvu pojedinačnog gorućeg predmeta

(SBI Test) se primjenjuje za određivanje klasa zapaljivosti A2, B, C i D. Primjenjuje se u dodatku na druge metode određivanja reakcije na vatru. Metod je originalno razvijen da simulira vatru nastalu u kanti za smeće. U kutu sobe koja je obložena materijalom ili oblogom koja se ispituje, vatra se simulira grijačem od 30 KW. U ovom ispitnom metodu se analiziraju produkti sagorjevanja. Na osnovu dobijenih podataka određuje se ukupna odata toplota (THR - Total Heat Release) i Stepen razvoja vatre (FIGRA - Fire Growth Rate). U zavisnosti koliko se brzo vatra širi i koliko je toplotne energije proizvedeno, materijali se svrstavaju u klase zapaljivosti, što ima posebnog značaja kod evakuacije u slučaju požara. Takođe se mjeri poprečno širenje plamena (LFS – Lateral Flame Spread), te ukoliko je iznad unaprijed specificirane vrijednosti, materijal, odnosno proizvod se može svsrtasti samo u klasu zapaljivosti D. Dodatne podklasifikacije se utvrđuju u zavisnosti od količine proizvedenog dima ili kapanja zapaljenih čestica materijala.

.



Slika 4 - Apartura za provođenje ispitivanja prema EN 13823 [28]

EN ISO 11925-2 - Ispitivanja reakcije na vatru - Zapaljivost proizvoda izloženih direktnom uticaju plamena - Dio 2: Ispitivanje plamenom iz jednog izvora (SFI Test) simulira zapaljenje materijala plamenom koji stvara upaljač za cigarete u krattkom vremenskom period (15-30 s). Mjeri se vrijeme zapaljenja materijala i vrijeme širenja plamena u visinu od 150 mm iznad mjesta paljenja. Razultati se koriste za određivanje klase zapaljivosti materijala E ili F. Ovo ispitivanje se provodi zajedno sa SBI testom za klase zapaljivosti B, C i D.

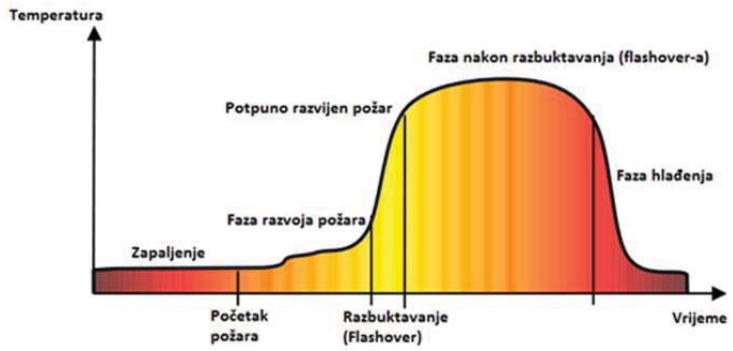
Slika 5 - Apartura za provođenje ispitivanja prema EN ISO 11925-2 [28]

Dakle, termin „Reakcija na vatru“ se odnosi samo na materijale i različite građevinske proizvode, a nikako na nosive konstrukcije ili njihove elemente, bilo da su nosivi ili ne.

4. MODELIRANJE POŽARA KAO DEJSTVA NA KONSTRUKCIJU

Da bi se pravilno razumjela naredna razmatranja u ovom radu, potrebno je poznavati osnovne aspekte razvoja požara u prostoriji. Na osnovu brojnih istraživanja, došlo se do zaključka da je najbolji način za matematičko modeliranje razvoja požara u prostoriji, odnosno požarnom sektoru, utvrditi zavisnost temperature u funkciji proteklog vremena, odnosno krivulju “temperatura-vrijeme”. [5]

U principu, dok je požar mali, odmah nakon paljenja, ima karakteristike požara na otvorenom. U vrijeme rasta, možemo smatrati, da požar ima lokalni karakter, a srednja temperatura prostorije je relativno niska. U ovoj fazi efikasna kontrola i zaustavljanje požara se može ostvariti primjenom aktivnih mjera zaštite od požara, putem sistema za detekciju i dojavljivanje požara, sprinklerskih i ostalih sistema namjenjenih za sprečavanje i gašenje požara. Nakon određenog vremena, a usljed povećanja dimnih gasova i zračenja iz plamena, temperatura u prostoriji narasta na nekoliko stotina stepeni. Kada temperatura dostigne vrijednost od oko 600°C u zoni plafona, dolazi do razbuktavanja plamena po samoj površini gorive materije. Nakon toga, požar dostiže maksimalnu temperaturu, a kada temperatura padne na 80% maksimalne temperature, smatramo da je nastupila faza dogorjevanja, odnosno hlađenja. [8]



Slika 6 - Faze razvoja požara [9]

Kada se pristupilo ozbiljnom naučnom pristupu analize specifičnosti požara i otpornosti konstrukcija na požar, pojavila se potreba, da se definiše razvoj požara u ispitnim pećima za provođenje ispitivanja otpornosti na požar konstrukcija i elemenata. Na osnovu detaljnih analiza, došlo se do zaključka, da je većinu požara moguće modelirati preko krivulje zavisnosti temperatura – vrijeme. Standard ISO 834-1 iz 1999 godine, The International Standard ISO 834-1, Fire Resistance Tests – Elements of Building Construction, internacionalno je prihvaćen u Evropi, Australiji, Novom Zelandu i mogim drugim zemljama, a on definiše standardnu krivulju temperatura – vrijeme modeliranja požara, odnosno izlaganje uzoraka u ispitnim pećima.

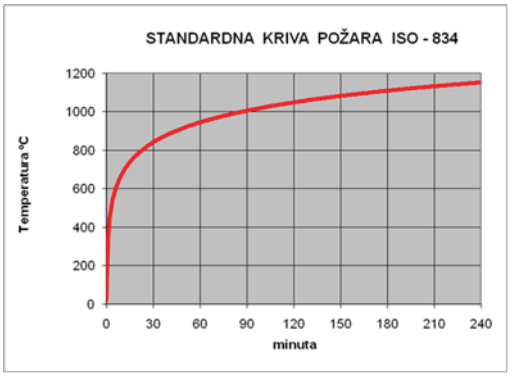
Krivulja se definiše kao:

$$T = 345 \log_{10} (8t+1) + 20 \quad (1)$$

gdje je:

T - prosječna temperatura u ispitnoj peći u ° C;
t - vrijeme ispitivanja u minutama.

Eurocode 1 (BAS EN 1991-1-2:2015), takođe, usvaja ovu krivulju požara kao nominalnu. Na *Slici 7* data je krivulja Standardnog požara temperatura-vrijeme prema ISO 834-1 iz 1999. godine.



Slika 7 - Standardna krivulja požara ISO-834-1 [4]

Međutim, Eurocode 1 specificira još dvije nominalne krivulje požara za različitu upotrebu. Za razliku od krivulje ISO 834-1, koja predstavlja ceuloznu krivulju požara, predviđa se i ugljikovodonična krivulja požara za požare zapaljivih tečnosti i gasova. Ova krivulja data je obrascem:

$$\Theta_g = 1080\,(1 - 0{,}325\,e^{-0{,}167\,t} - 0{,}675\,e^{-2{,}5\,t}) + 20 \quad (2)$$

gdje je

Θ_g - temperatura gasa u požarnom sektoru;
t - vrijeme u minutama.

Ova nominalna krivulja požara daje temperaturu od oko 1100 ºC nakon 30 minuta izlaganja, koja praktično ostaje konstantna nakon ovog perioda vremena.

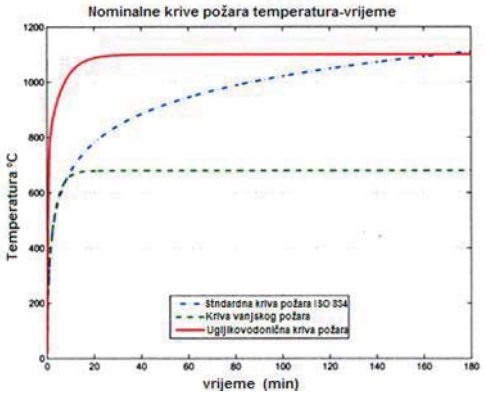
U svrhu ispitivanja vanjskih zidova, EN 1991-1-2 takođe predviđa vanjsku krivulju požara definisanu kao:

$$\Theta_g = 660\,(1 - 0{,}687\,e^{-0{,}32\,t} - 0{,}313\,e^{-3{,}8\,t}) + 20 \quad (3)$$

gdje je

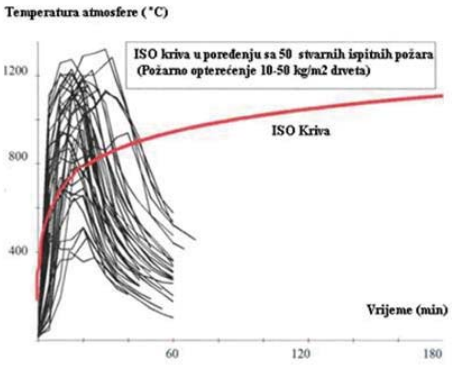
Θ_g - temperatura gasa u neposrednoj blizini elementa koji se ispituje;
t - vrijeme u minutama.

Vanjska nominalna krivulja požara daje temperaturu od oko 680 ºC nakon 10 minuta izlaganja, koja takođe ostaje konstantna nakon ovog perioda vremena. Na *Slici 8* prikazan je uporedni grafikon ove tri nominalne krivulje požara, prema EC1.



Slika 8 - Komparacija nominalnih krivulja požara prema BAS EN 1991-1-2:2015 [10]

Na *Slici 9* dato je poređenje između stvarnih krivulja požara sa različitim vrijednostima geometrije požarnog sektora i gustine požarnog opterećenja u odnosu na Standardnu krivulju požara prema ISO 834-1. Slika jasno demonstrira odstupanja Standardne krivulje i pedeset različitih prirodnih razvoja požara u laboratorijskim uvjetima.

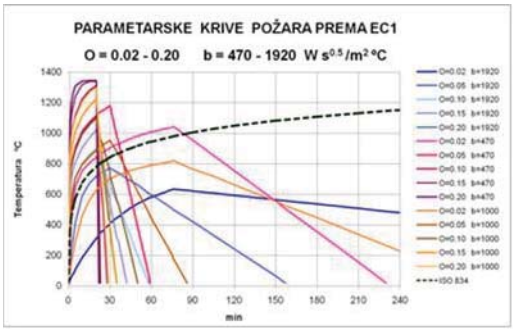


Slika 9 Komparacija stvarnih krivulja požara i Standardnog požara [10]

Može se donijeti zaključak da prethodne krivulje ne odgovaraju ni jednoj stvarnoj požarnoj situaciji, odnosno postoje samo u kontrolisanim uvjetima standardnog ispitivanja u ispitnim pećima. Postavlja se pitanje svrsishodnosti primjene rezultata ispitivanja konstrukcija i elemenata u ovakvim standardnim uvjetima, na realnu konstrukciju ili element, međutim, ovim se otvara i čitav niz drugih pitanja.

Na bazi ovih saznanja došlo je do razvoja parametarskih krivulja razvoja požara, koje u poređenju sa nominalnim krivuljama požara daju realniju procjenu temperature u požarnom

sektoru, a sa osnovnom namjenom utvrđivanja otpornosti na požar elemenata konstrukcije. Ove krivulje uzimaju u obzir veličinu požarnog sektora, uvjete ventilacije, kao i termičke karakteristike materijala primjenjenog na graničnim površinama posmatranog požarnog sektora, kao i ostale faktore od uticaja na razvoj požara i proračunavaju se shodno BAS EN 1991-1-2:2015, Dodatak A, za svaki posmatrani požarni sektor. Uočljivo je sa *Slike 10*, da ove krivulje požara imaju jasno izraženo granu zagrijavanja i granu hlađenja, pa bolje odgovaraju stvarnom razvoju požaru u posmatranom požarnom sektoru.



Slika 10 - Zbirna familija parametarskih krivih požara prema Eurocode 1 za b = 470-1920 J/m^{2}s$^{1/2}$ ºC i koeficijente otvora O = 0.0–0.20 [3]

Postoje i druge standardne krivulje požara u svijetu koje se koriste kao standardne krivulje kao što su ASTM 119, koja se koristi u SAD i JIS A 1304 u Japanu, te krivulje specifičnih namjena kao što su krivulja sporog zagrijavanja (serija standarda EN 1363) i krivulje specifične za ispitivanja na požar tunela (RWS i RABT).

5. OTPORNOST NA POŽAR

Pojam otpornosti na požar (Fire Resistance) je vezan za računsko ili laboratorijsko utvrđivanje otpornosti na požar konstrukcija ili elemenata konstukcije bili oni nosivi ili nenosivi, a pri izlaganju djelovanju požara prema jednoj od krivulja pomenutih u prethodnom poglavlju. Međutim, najveći broj dokaza otpornosti na požar, bilo računskim ili laboratorijskim putem u Evropi se utvrđuje pri izlaganju Standardnom požaru ISO 834-1.

Ponašanje elemenata, konstrukcija i proizvoda u požarnim okolnostima se razmatra kroz tri osnovna kriterija:

- Mehanička otpornost, odnosno nosivost ili R;
- Integritet razdvajanja (pregradna funkcija) ili E i
- Izolacija ili I.

Pod kriterijem nosivosti (R), podrazumjeva se sposobnost elementa da održi funkciju nosivosti opterećenja, bez gubitka stabilnosti u zahtjevanom vremenu, pri izlaganju požaru sa jedne ili više strana.

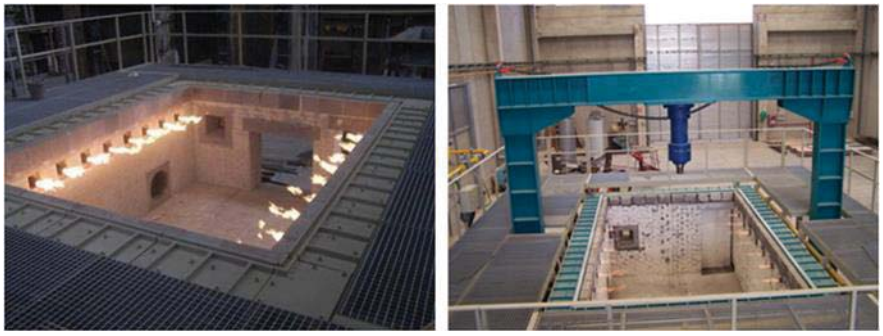
Pod kriterijem integriteta (E), podrazumjeva se sposobnost ispitivanog uzorka pregradnog elementa konstrukcije pri izlaganju požaru sa jedne strane, u spriječavanju prodora plamena i gasova kroz element i pojavu plamena na neizloženoj strani u zahtjevanom periodu vremena.

Pri tome, utvrđuju se: dimenzija pukotina, zapaljivost izolacionog materijala i održivost plamena na neizloženoj strani.

Kriterij izolacije (I) predstavlja sposobnost ispitnog uzorka pregradnog elementa konstrukcije, pri izlaganju požaru sa jedne strane, da ograniči porast temperature na neizloženoj strani u zahtjevanom periodu vremena ispod zadatih vrijednosti.

Zahtjevani kriteriji za posmatrani element zavise od njegove funkcije u objektu, pa tako npr. kada je u pitanju međuspratna konstrukcija, ona mora ispuniti kriterije R, E i I, dok se kod stubova i greda, obično, očekuje da ispune samo funkciju nosivosti R. Vrata ili neki pregradni element nemaju funkciju nosivosti, pa zato treba da ispune kriterije integriteta E i kriterij izolacije I.

Otpornost na požar se izražava u minutama trajanja požara i navedenim kriterijima. Tako dakle, ukoliko postoji odrednica REI 60, od elementa konstrukcije se zahtjeva da ispuni kriterije nosivosti, integriteta i izolacije u trajanju od minimum 60 minuta pri izlaganju standardnom požaru (npr. međuspratna tavanica).

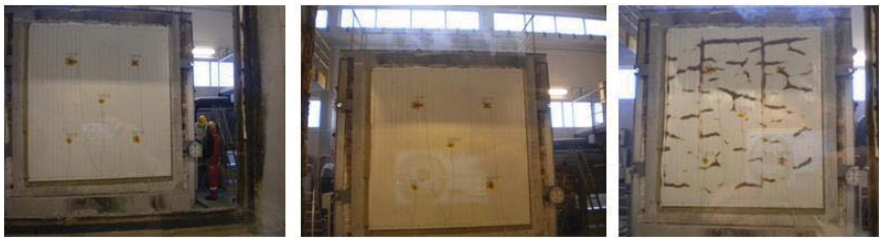


Slika 11 - Horizontalna peć za ispitivanje otpornosti na požar [26]

Ukoliko se zahtijeva od elementa konstrukcije da ispuni kriterij nosivosti R 60, onda taj element treba da ispuni samo kriterij nosivosti (R) u trajanju od minimum 60 minuta pri izlaganju standardnom požaru (npr. stub ili greda).

Slika 12 - Ispitivanje otpornosti na požar vrata u vertikalnoj peći [2]

Ukoliko se radi o nenosivim elementima i specificira se zahtjev sa oznakom EI 30, tada taj pregradni element treba da ispuni kriterije integriteta i izolacije u trajanju od minimum 30 minuta pri izlaganju standardnom požaru (npr. pregradni zid).



Slika 13 - Ispitivanje otpornosti na požar sendič panela u vertikalnoj peći [7]

Laboratorijska isptivanja otpornost na požar se provode u laboratorijama sa vertikalnim i horizontalnim pećima gdje se elementi, proizvodi i konstrukcije ugrađuju na isti način kako bi bili ugrađeni u stvarnoj konstrukciji, i opterećeni na isti način, odnosno na način da da se postigne isto naponsko stanje kao u realnom objektu. Djelovanje požara se simulira računarski putem, slijedeći neku od već pomenutih krivulja požara.

6. DISKUSIJA I ZAKLJUČCI

Pojmovi „reakcija na vatru“ (Reaction to Fire) i „otpornost na požar“ (Fire Resistance) nisu sinonimi. Dakle, reakcija na vatru predstavlja ponašanje nekog materijala ili proizvoda koja se odnosi na zapaljivost, prenos plamena, količinu oslobođene energije i efekte sagorjevanja. Otpornost na požar se odnosi na nosive konstrukcije, njihove elemente i neke građevinske proizvode koji imaju pregradnu funkciju i izražava se kroz kriterije otpornosti na požar i broj minuta. Ni u kojem slučaju se treba koristiti pojam „Reakcija na požar“, koji u stvari predstavlja pogrešan prevod.

U našoj literaturi se kao sinonimi koriste često pojmovi „vatrootpornost“ i „otpornost na požar. Ako pođemo od definicija vatre i požara, dolazimo do zaključka da je ključna razlika između ova dva pojma u definiciji riječ kontrolisano/nekontrolisano širenje u vremenu i prostoru. U tom slučaju, pojam vatrootpornost bi odgovarao vatri, a ne požaru. Međutim, u ponašanju elemenata, konstrukcija i proizvoda nas zanima njihovo ponašanje u požaru. Sa druge strane, ispitivanje otpornosti na požar se odvija u laboratorijskim uvjetima, dakle pod kontrolisanim uslovima shodno izabranoj krivulji požara kao dejstvu na konstrukciju, pa se postavlja pitanje da li možemo koristiti termin „otpornost na požar“ u tom slučaju. Da li je termin „otpornost na požar“ onda samo vezan uz realan požar koji se dešava u realnoj konstrukciji u nekontrolisanim uvjetima? Mnoga od ovih pitanja izazivaju konfuziju.

S obzirom da se ispitivanja rade u cilju procjene ponašanja konstrukcije, elementa ili proizvoda u požarnim uslovima, dakle pri djelovanju požara, a ne vatre, te da se ta ispitivanja rade u standardizovanim uslovima shodno odgovarajućem standardu, predlaže se da se na osnovu laboratorijskih ispitivanja uvede termin „Standardna otpornost na požar“ kao rezultat laboratorijskih ispitivanja pri dejstvu standardnog požara na konstrukciju, element ili proizvod. U tom slučaju, pojam „vatrootpornost“ bi trebalo izbaciti iz upotrebe, jer se ne odnosi na ono što se želi dobiti ispitivanjem.

Sistem eurokodova je standardizovao računske postupke za određivanje otpornosti na požar elementa nosivih konstrukcija kod eurokodova za materijale kroz djelove označene sa dio 2, a dejstvo požara na konstrukciju preko BAS EN 1991-1-2:2015. Pri tome se u definicijama eurokodova navodi pojam računskog, odnosno projektovanog požara (Design Fire) koji predstavlja određeni (specificirani) razvoj požara za projektantske, odnosno računske potrebe, koji se u praktičnoj upotrebi najčešće odnosi na Standardni požar ISO 834-1. Takođe, sistem eurokodova pod pojmom „otpornost na požar“ (Fire Resistance) podrazumjeva sposobnost konstrukcije ili njenog dijela ili elementa da ispuni zahtjevane funkcije nosivosti i/ili pregradnu funkciju pri specifikovanom nivou opterećenja, pri speifikovanom izlaganju požaru za specifikovani peiod vremena. Pri tome, eurokodovi propisuju računske postupke za utvrđivanje otpornosti na požar kroz dijelove 2 eurokodova za materijale. Međutim, da li je tako utvrđena otpornost na požar računskim putem identična sa otpornošću na požar koja je dobijena laboratorijskim ispitivanjem ili otpornošću na požar na realnoj konstrukciji u stvarnom požaru? Ne neohodno! U tom slučaju, predlaže se upotreba termina „računska ili projektovana otpornost na požar“, koja je dobijena računskim putem i na bazi izlaganja konstrukcije, elementa ili proizvoda računskom, odnosno projektovanom požaru, a što je u samom duhu sistema eurkodova.

Shodno prethodnim razmatranjima, kada dolazimo do pojma samo „otpornost na požar“, onda se može govoriti o otpornosti na požar konstrukcije, elementa ili proizvoda u realnoj konstrukciji i u stvarnom požaru, koja se može utvrditi samo posljedično nakon završenog požara realne konstrukcije.

Dakle, potrebno je razlikovati termine „Standardna otpornost na požar“, „Računska ili projektovana otpornost na požar“ i „Stvarna otpornost na požar“.

LITERATURA

Knjige i članci:

[1] Ali E. Y, 2010. “Limit-Analysis of R/C slabs exposed to standard fires: application of the Yield-line method” – Master Thesis, Structural Engineering Department, Politecnico di Milano, Italy, 2010;

[2] Džidić S, M. Omerbegović, D. Avdibegović, 2013. “Experience in Fire Resistance Testing of Doors made by Domestic Producers”, International Scientific Research Conference “Environment Protection between Science and Practice – Status and Perspectives” December 13, 2013, Banja Luka, Bosnia and Herzegovina. (Proceedings ISBN 978-99938-846-6-8 COBISS.BH-ID 4038424);

[3] Džidić S, 2014. „Određivanje otpornosti na požar AB ploča izloženih parametarskim krivim požara”, V Internacionalni naučno-stručni skup „Građevinarstvo – Nauka i praksa“, Zbornik radova, Žabljak, Crna Gora, ISBN 978-86-82707-23-3 COBISS.CG-ID 24170256, februar 2014;

[4] Džidić S, 2015, “Otpornost betonskih konstrukcija na požar”, Internacionalni BURCH Univerzitet Sarajevo, ISBN 978-9958-834-47-9; COBISS.BH-ID 22444550 Sarajevo, Bosna i Hercegovina;

[5] Džidić S. Klarić S, 2016. “Termoizolacioni materijali – Reakcija na vatru i okolinski aspekti”, Zbornik radova Međunarodne naučno-stručne konferencije “SFERA 2016:

Oblikovanje i toplinska izolacija fasadnih zidova: Tradicionalni i savremeni pristup", Marketinška i izdavačka agencija Sfera d.o.o. Mostar i Građevinski fakultet Univerziteta "Džemal Bijedić" Mostar, Novembar 3-4, 2016, pp 52-57, Mostar, Bosna i Hercegovina;

[6] Efectis Nederland Report, 2008, 2008-Efectis-R0695,"Fire testing procedure for concrete tunnel linings", Ministry of Transport, Public Works and Water Management - Directorate-General of Public Works and Water Management (Rijkswaterstaat), Netherlands;

[7] Garaplija E, Džidić S, Avdić E, 2014. "Fire Resistance Testing of the Self-Supporting Sandwich Panels", Proceedings of the 10th Scientific Research Symposium with International Participation "Metallic and Nonmetallic Materials: production-properties-application" Bugojno, BiH, April 24-25, 2014 (Zbornik radova COBISS.BH-ID 21200646);

[8] Hadžiselimović E, Kleut N, 1991. "Požarna karakterizacija materijala i elemenata gradjevinskih konstrukcija", Institut zaštite od požara i eksplozije Sarajevo, Sarajevo, Bosna i Hercegovina;

[9] Lehner S, 2005, "European Fire Classification of Construction Products, New Test Method "SBI", and Introduction of the European Classification System into German Building Regulations", Otto-Graf-Journal Vol. 16, 2005, 151-165, Germany;

[10] Schleich J, 2005. "Fire Actions in Buildings" Leonardo Da Vinci Project CZ/02/B/F/PP- 134007, Development of Skills Facilitating Implementation of Eurocodes, Handbook 5, Design of Buildings for the Fire Situation, Luxembourg;

[11] Van Aken S, 2012. "Cracking at the Unheated Side of a Tunnel during the Heating and Cooling Phase of Fire – Literature Study", Master Thesis, TU Delft, Faculty of Civil Engineering and Geosciences Stevinweg 1 2628 CN Delft, Netherlands;

Standardi

[12] ASTM International – ASTM, 2014, Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials (ASTM E119-14), ASTM International, Conshohocken, Pennsylvania, USA;

[13] BAS EN 1363-2:2004, Fire - resistance tests - Part 2: Alternative and additional procedures, Institut za standardizaciju Bosne i Hercegovine, Istočno Sarajevo, Bosna i Hercegovina;

[14] BAS EN 1991-1-2:2015, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire, Institut za standardizaciju Bosne i Hercegovine, Istočno Sarajevo, Bosna i Hercegovina;

[15] BAS EN 13501-1+A1:2010, Fire classification of construction products and building elements - Part 1: Classification using data from reaction to fire tests, Institut za standardizaciju Bosne i Hercegovine, Istočno Sarajevo, Bosna i Hercegovina;

[16] BAS EN 13823+A1:2015, Reaction to fire tests for building products - Building products excluding floorings exposed to the thermal attack by a single burning item, Institut za standardizaciju Bosne i Hercegovine, Istočno Sarajevo, Bosna i Hercegovina;

[17] BAS EN ISO 1182:2011 Reaction to fire tests for products - Non-combustibility test, Institut za standardizaciju Bosne i Hercegovine, Istočno Sarajevo, Bosna i Hercegovina;

[18] BAS EN ISO 1716:2011, Reaction to fire tests for products - Determination of the gross heat of combustion (calorific value), Institut za standardizaciju Bosne i Hercegovine, Istočno Sarajevo, Bosna i Hercegovina;

[19] BAS EN ISO 11925-2:2011, Reaction to fire tests - Ignitability of products subjected to direct impingement of flame - Part 2: Single-flame source test, Institut za standardizaciju Bosne i Hercegovine, Istočno Sarajevo, Bosna i Hercegovina;

[20] BAS EN ISO 13943:2015, Fire safety - Vocabulary, Institut za standardizaciju Bosne i Hercegovine, Istočno Sarajevo, Bosna i Hercegovina;

[21] BAS ISO 834-1/A1:2013, Fire-resistance tests - Elements of building construction - Part 1: General requirements, Institut za standardizaciju Bosne i Hercegovine, Istočno Sarajevo, Bosna i Hercegovina

[22] JIS A 1304: Method of fire resistance test for structural parts of buildings, Japan Standards Association (JSA), Tokyo, Japan, 1994;

[23] JUS U. J1.010, Zaštita od požara, Ispitivanje materijala i konstrukcija, Definicije pojmova, Službeni list SFRJ br. 29/1973.

Internet izvori

[24] http://www.fire-testing.com/en-iso-1182

[25] http://www.fire-testing.com/en-iso-1716-bomb-calorimeter

[26] [http://www.ineltec.es/es/productos/bancos-de-ensayo/restistencia-al-fuego/horno-horizontal-une-en-1363-1364-13501-1365-1366-1634-14600-cen-ts-13381-une-env-13381-14135-14470-1634-81-58-12101-astm-e119-e814-e2226-msc-101-73-ul-555-1709

[27] http://www.rockwool.com/sustainable+buildings /fire+safety/ how+to+evaluate+ fire+safety

[28] https://www.exovabmtrada.com/Uploads/MediaLibrary/BMTrada/TechnicalLibrary / Files/TI03_Reaction_to_Fire.pdf

[29] https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/2/20/Fire_triangle. svg/1200px-Fire_triangle.svg.png

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-35
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Sandra Kraković[1], *Veljko Koković*[2]

TAČAN POSTUPAK PRORAČUNA OJAČANJA ARMIRANO BETONSKIH KONSTRUKCIJA NA SAVIJANJE

Rezime:

Ojačanje konstrukcije je potrebno kada konstrukcija ne zadovoljava proračunske zahteve, najčešće usled promene namene ili degradacije. Danas najčešće korišćeni materijali za ojačanje su elementi od vlakana obavijeni matricom od polimera (FRP). U ovom radu su prikazani osnovni principi proračuna ojačanja na savijanje grednih elemenata prema pojednostavljenom i tačnom postupku. Pravila prikazana u radu se odnose na ojačanje ugljeničnim vlaknima (CFRP).

Ključne reči: FRP, karbonske trake, proračun, veza prianjanja

THE ACCURATE ANALYSIS OF FLEXURAL STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Summary:

Strengthening of the structures is necessary when the structure does not meet the design requirements due to a change in the purpose or degradation. The most commonly used material for strengthening is Fiber Reinforced Polymer. Due to various approaches to problem solving, the paper treats classical methods of design and the accurate analysis. Carbon strips (CFRP) were selected as elements for strengthening. In terms of stress type, bending under loading is considered.

Key words: FRP, carbon strips, design, bond

[1] *Student master studija, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, skrakovic@stucky.ch*
[2] *Doc. dr, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet*

1. UVOD

Ojačanje konstrukcije obuhvata uvećanje nosivosti postojeće konstrukcije u situaciji kada konstrukcija ne može da odgovori projektnim zahtevima. Ojačanje konstrukcije je potrebno u slučaju uvećanja dejstava na konstrukciju koje je najčešće posledica promene namene objekta, usled potrebe usklađivanja sa danas važećim propisima, u cilju obezbeđenja nosivosti pri dejstvu opterećenja na koja konstrukcija izvorno nije sračunata (seizmičko opterećenje) ili usled projektantske ili greške pri izvođenju. Nosivost postojeće konstrukcije je moguće uvećati izmenom konstruktivnog sistema (dodavanjem oslonaca ili uvođenjem prethodnog naprezanja) ili ojačanjem dela konstruktivnog elementa. Druga mogućnost se odnosi na povećanje dimenzija preseka ili primenu zasebnih elemenata za ojačanje vezanih za spoljnu površinu elementa koji se ojačava, što je tema obrađena u ovom radu.

Prvi zasebni elementi upotrebljavani za ojačanje bili su čelični limovi koji su za postojeći konstruktivni element vezivani mehaničkim spojnim sredstvima (zavrtnjevima), a tokom 90–ih godina prošlog veka čelični limovi su praktično u potpunosti zamenjeni kompozitnim elementima od vlakana obavijenih matricom od polimera (eng. Fiber reinforced polymer – FRP). Vlakna u okviru ovih elemenata mogu biti staklena, aramidna, poliesterska ili karbonska, dok je polimer matrica od epoksidne smole, poliestera ili vinilestera. Prednost FRP kompozita u odnosu na čelične limove se ogleda u tome što su to elementi male zapreminske mase (1200 – 2100 kg/m^3, što je oko 1/4 zapreminske mase čelika), visokih mehaničkih karakteristika (E = 170–300 GPa), jednostavni za montažu i transport i sa niskim troškovima izvođenja. Ovi elementi ne zahtevaju antikorozionu zaštitu za razliku od čeličnih lamela, a tokom montaže nije dovedena u pitanje funkcionalnost konstrukcije, što je od posebnog značaja za objekte infrastrukture (npr. mostovi). Međutim, dejstvo požara i UV zračenja kod nekih FRP kompozita (posebno sa aramidnim vlaknima) može dovesti do degradacije materijala i gubitka spregnute veze, tako da je neophodna zaštita od direktnog sunčevog zračenja. Dodatni nedostatak ojačanja FRP kompozitima je visoka cena materijala. FRP kompoziti se fabrički isporučuju u vidu traka – laminata, traka – tkanina ili pojedinačnih šipki i mreža.

Dimenzionisanje ojačanja na savijanje se sastoji u određivanju dimenzija FRP kompozita koji će prihvatiti dodatne napone zatezanja usled savijanja. Elementi za ojačanje na savijanje postavljaju se paralelno sa osom armirano betonskog elementa. U nastavku rada je dat pregled metoda proračuna ojačanja na savijanje upotrebom karbonskih traka (CFRP) prema postojećim propisima i pravilnicima. Opisane su uobičajene pojednostavljene metode prihvaćene u prvim pravilnicima koji se bave ovom tematikom ("klasične" metode) [1], [2] i tačan postupak proračuna ojačanja koji je kompleksniji, ali za rezultat ima znatno ekonomičnije rešenje [3]. Takođe, prikazane su prednosti i ograničenja primene ovog postupka.

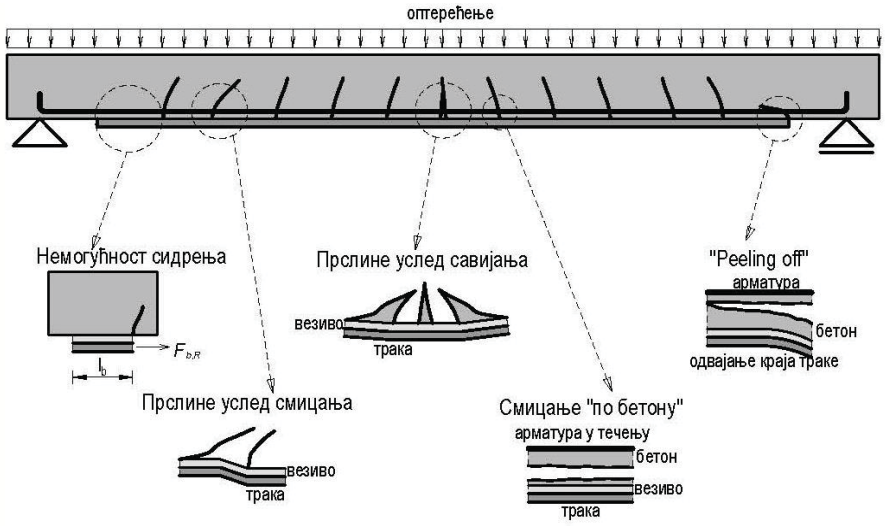
2. POSTUPAK PRORAČUNA

Proračun ojačanja armirano betonskih elemenata napregnutih na savijanje obuhvata dokaz graničnih stanja prema važećim propisima za proračun AB konstrukcija. Potrebno je razmotriti granično stanje nosivosti (ULS) i granična stanja upotrebljivosti (SLS), pri čemu je potrebno odrediti uticaje u konstrukciji u toku izvođenja ojačanja kao i uticaje koji uslovljavaju potrebu

istog. Kod armirano betonskih elemenata ojačanih FRP kompozitima, granično stanje nosivosti obuhvata dokaz da konstrukcija poseduje minimalno propisanu sigurnost od loma pri dejstvu zahtevanog opterećenja. Moguća su dva tipa loma grednog AB elementa ojačanog FRP trakom:

- lom po pritisnutom betonu ili lom po FRP traci
- otkaz veze AB elementa FRP trake

Lom po pritisnutom betonu i lom po FRP traci podrazumevaju kompozitno sadejstvo betona i trake, odnosno, podrazumevaju održanje veze sve do loma nekog od kompozitnih elemenata. Dostizanje nosivosti nekog od kompozitnih materijala su suštinski teorijski mogući modeli loma – u najvećem broju realnih projektnih situacija lom veze je merodavan projektni kriterijum.



Slika 1 – Karakteristični oblici loma usled gubitka veze između AB elementa i FRP trake

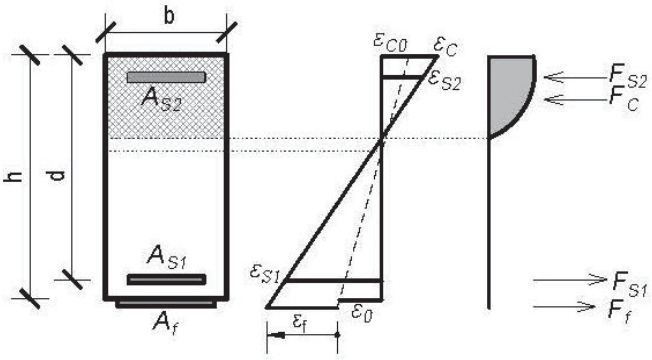
Do gubitka veze teorijski može doći na spoju kompozitnih materijala sistema beton–vezivo–traka, pa tako lom na kontaktu veziva–trake i veziva–betona može nastati usled gubitka kohezije veziva (npr. u slučaju dejstva visokih temperatura, betona visokih klasa čvrstoće) ili gubitka athezije (npr. usled neadekvatne pripreme površine u izvođenju). U slučaju grednog elementa, do otkaza veze dolazi nastankom prslina i pomeranja na diskontinuitetima. Osnovni tipovi gubitka spregnute veze AB elementa i FRP trake (slika 1) su pojava prslina usled savijanja, pojava prslina usled smicanja, odvajanje na kraju FRP trake ("peeling off"), i otkaz usled dostizanja kapaciteta nosivosti sidrenja. S obzirom na to da je lom po vezi najčešći uzrok otkaza ojačanog elementa, u nastavku rada će biti reči o njemu i na koji način se uvodi u proračun u približnim i tačnim postupcima.

U slučaju pojednostavljenih postupaka, gubitak sadejstva AB elementa i FRP trake se u proračunu uzima posredno, ograničenjem maksimalne dilatacije u traci. Na taj način se kompozitno sadejstvo računski dokazuje kontrolom izduženja trake u peseku sa najvećom vrednošću momenta savijanja. Sa druge strane, tačan postupak proračuna eksplicitno razmatra naprezanje na spoju AB elementa i FRP trake. U opštem slučaju, neophodno je kontrolisati priraštaj sile zatezanja u FRP traci celokupnom dužinom trake. Prednost tačnog postupka u odnosu na klasične se ogleda u ekonomičnijem rešenju, odnosno manjim dimenzijama traka za ojačanje.

2.1. KLASIČNI POSTUPCI PRORAČUNA

Princip dimenzionisanja ojačanja konstrukcije pojednostavljenim postupcima suštinski se ne razlikuje od uobičajenog dimenzionisanja "meke" armature. Neophodno je da moment nosivosti ojačanog poprečnog preseka bude veći od momenta savijanja spoljnih uticaja. Određivanje potrebne količine traka se zasniva na analizi napona i deformacija u poprečnom preseku sa najvećom vrednosti momenta savijanja (slika 2) – postavljanjem uslova ravnoteže momenata i unutrašnjih sila dobija se vrednost dilatacija i napona u armaturi i FRP traci, odnosno, potrebna površina poprečnog preseka FRP trake.

Pri postavljanju uslova ravnoteže potrebno je voditi računa o prethodnom naprezanju AB elementa, tj. opterećenju koje deluje u trenutku montaže i lepljenja traka. Na primer, u slučaju da konstrukcija nije poduprta, opterećenje u trenutku ojačanja čine sopstvena težina i dodatno stalno opterećenje.



Slika 2 – Analiza kritičnog preseka za granično stanje nosivosti

Lom preseka, odnosno moment nosivosti, definisani su dostizanjem granične dilatacije u pritisnutom betonu ili zategnutoj FRP traci. U zavisnosti od propisa, granična dilatacija pritiska betona iznosi 3.5‰ ili 3.0‰, u slučaju evropskih ili američkih normi. Maksimalna dilatacija u zategnutoj traci prema evropskim preporukama se nalazi u granicama 6.5 – 8.5‰. Američki pravilnik dilataciju u traci ograničava na vrednost koja zavisi od čvrstoće betona na pritisak, debljine i modula elastičnosti trake, dok uprošćeni postupak prema nemačkom pravilniku graničnu dilataciju u traci određuje u zavisnosti od dužine između nultih tačaka momenta, visine armirano betonskog elementa, prečnika postojeće armature i srednje vrednosti čvrstoće betona na pritisak.

Uporedo sa određivanjem količine FRP traka za ojačanje u najopterećenijem preseku, propisi i pravilnici zahtevaju obezbeđenje minimalne duktilnosti duktilnosti preseka.

Prema evropskom pravilniku [1], minimalni kapacitet deformacije elementa pri lomu je obezbeđen ograničenjem odnosa visine pritisnute zone betona i statičke visine. Taj odnos iznosi 0.45, odnosno 0.35 za klase čvrstoće betona veće od C35/45, a na osnovu ovog kriterijuma se dobijaju minimalne vredosti dilatacija u FRP traci. Na taj način, minimalna dilatacija u traci iznosi 5‰ - ε_0, odnosno 7.5‰ - ε_0 za klase čvrstoće betona veće od C35/45. Potrebno je napomenuti da je minimalna vrednost dilatacije merodavan projektni kriterijum u slučaju loma po pritisnutom betonu, koji je moguće zabeležiti za visoke procente armiranja armaturom ili FRP trakama. Takođe, evropski pravilnik zahteva i da dilatacija u armaturi bude veća od dilatacije na granici tečenja pri dejstvu graničnih uticaja.

Američki pravilnik [2] nedostatak duktilnosti kompenzuje povećanjem rezerve nosivosti (usvajanjem veće vrednosti faktora redukcije), koja zavisi od nivoa naprezanja (dilatacije) u armaturi. Ovaj pravilnik ne zahteva da pri lomu armatura bude u tečenju.

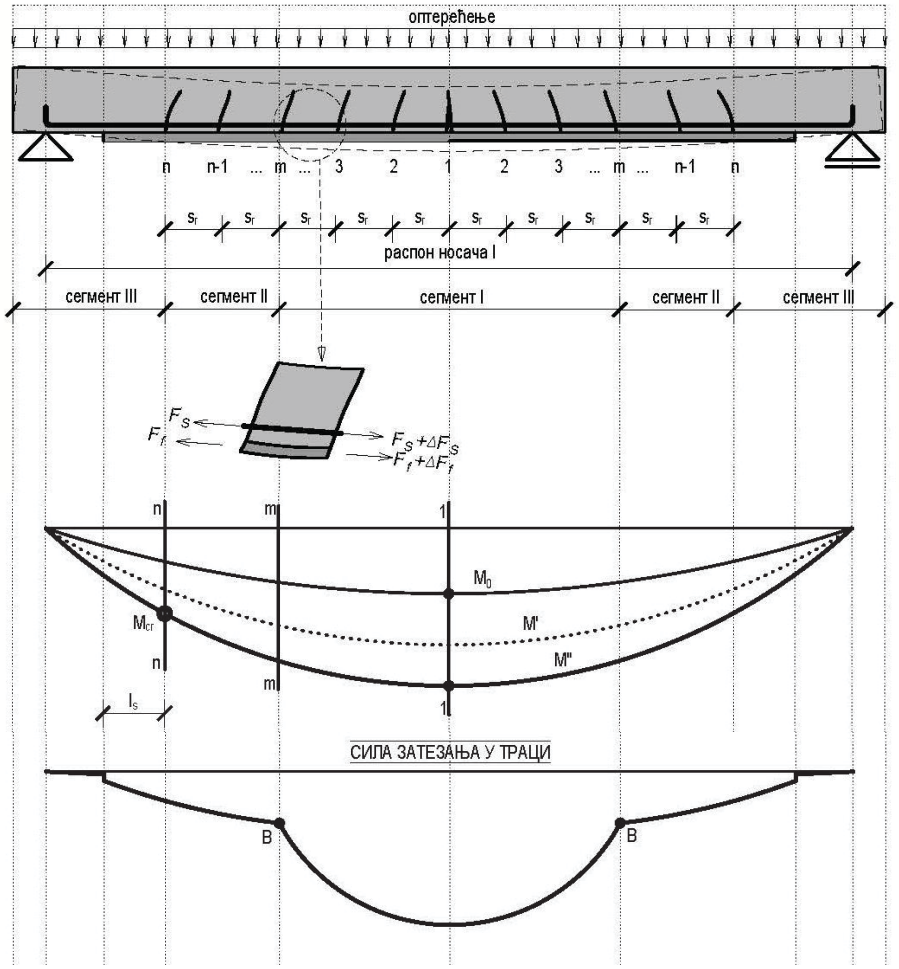
Uporedo sa određivanjem potrebne količine traka za ojačanje prema momentu savijanja u najopterećenijem preseku, neophodno je obezbediti sidrenje trake na krajevima. Prema svim pravilnicima koji se zasnivaju na pojednostavljenim postupcima, traku je neophodno usidriti na neisprskalom delu grede, tj. nakon prve prsline usled savijanja. U suprotnom, nastanak prsline na dužini sidrenja armature neizbežno dovodi do otkaza veze prianjanja i gubitka efekta ojačanja.

2.2. TAČAN POSTUPAK

Ojačanu gredu izloženu naprezanju usled graničnog opterećenja je u zavisnosti od krivine poprečnog preseka i dilatacije zategnute armature moguće podeliti na tri segmenta, slika 3. Na isprskali deo grede izložen najvećem naprezanju i sa izduženjima u zategnutoj armaturi većim od granice tečenja (segment I), isprskali deo grede na kome je zategnuta armatura u elastičnoj oblasti (segment II), i neisprskali deo grede (segment III). Svaki od ovih segmenata karakteriše drugačije naponsko stanje na spoju FRP traka - AB greda, odnosno oblik loma veze (slika 1).

Za razliku od klasičnih metoda proračuna ojačanja, tačan postupak [3] ne ograničava maksimalnu vrednost dilatacije u traci, već ograničava maksimalni priraštaj napona. Samim tim, postupak podrazumeva određivanje vrednosti dilatacije u betonu i traci prema momentu savijanja u svim presecima sa prslinom. Drugim rečima, analiza grede podrazumeva analizu delova grede između susednih prslina (slika 3).

Za svaki razmatrani deo grede između dve susedne prsline potrebno je ograničiti priraštaj sile zatezanja, kako ne bi došlo do prekoračenja nosivosti veze između trake i betona. Postavljanjem uslova ravnoteže u svim presecima sa prslinom se dobijaju unutrašnje sile (sila pritiska u betonu i zatezanja u armaturi i traci). Priraštaj sile u FRP traci, ΔF_f, (razlika sile zatezanja u traci na mestu susednih prslina) je potrebno preneti na element betona preko veze prianjanja. Kontrola nosivosti veze obuhvata kontrolu prosečnih napona smicanja na spoju u zavisnosti od vrednosti sile zatezanja u FRP traci na mestu prsline. Drugim rečima, potrebno je potvrditi da priraštaj sile zatezanja između susednih prslina, $\Delta F_{f,Ed}$, ne prelazi maksimalni dopušteni priraštaj, $\Delta F_{f,Rd}$.

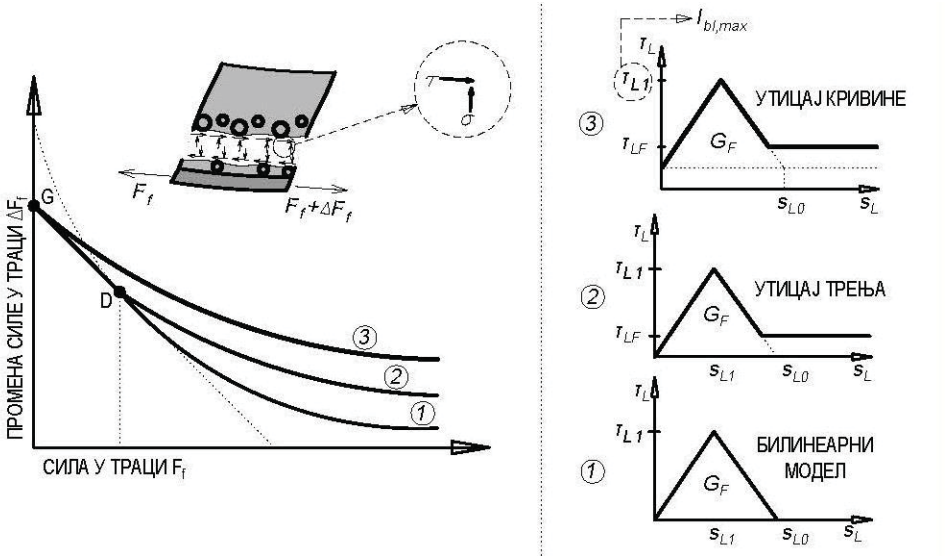


Slika 4 – Podela nosača na elemente između prslina, dijagram momenata savijanja za početno stanje (M0) i za stanje nakon ojačanja (M") i dijagram sile zatezanja u traci

2.3. VEZA PRIANJANJA IZMEĐU TRAKE I KONSTRUKTIVNOG ELEMENTA

Veze napon smicanja – klizanje između betona i FRP trake se uobičajeno određuje eksperimentalno preko testova prianjanja ("pull – out"). Ovako dobijena veza napona i klizanja je bilinearna, dijagram 1, slika 6. Međutim, za razliku od standardizovanog testa, ovakvo naponsko stanje na spoju FRP trake i grede odgovara jedino sidrenju trake u neisprskaloj zoni grede. Na ostatku grede je naponsko stanje kompleksnije, što je uzeto u obzir tačnim postupkom proračuna. Prema istom, u proračun je potrebno uzeti uticaj trenja na spoju, (dijagram 2, slika 6) kao i uticaj krivine grede (dijagram 3, slika 6). Dijagrami priraštaja sile

zatezanja u traci između susednih prslina sračunati za različite modele veze su prikazani na slici 6.



Slika 6 – Priraštaj napona između dve susedne prsline

Prema prvom modelu, koji odgovara "pull – out" testu (bilinearna veza napona prianjanja i klizanja), kapacitet priraštaja sile zatezanja u traci je podeljen je na dva dela. Deo između tačaka D i G na slici 6 je prava linija. Priraštaj sile za tačku G zavisi od napona prianjanja i dimenzija trake i odgovara kapacitetu sidrenja. Za vrednost sile koja odgovara tački D, dužina sidrenja je jednaka razmaku prslina.

Kapacitet priraštaja sile zatezanja se povećava pri višim vrednostima sile zatezanja u traci uzimajući u proračun model koji obuhvata trenje na delovima nosača gde je nastao gubitak veze između betona i trake. Ova komponenta postoji samo ako je sila u traci u razmatranom preseku veća od vrednosti sile za tačku D.

Treća komponenta priraštaja nosivosti predstavlja uticaj krivine na prianjanje. Konveksna krivina, uzrokovana postojanjem ugiba, izaziva promenu pravca elemenata između prslina što dovodi do nastanka normalnih napona pritiska na spoju dva materijala. Ova komponenta se određuje preko krivine preseka.

Vrednosti graničnih napona prianjanja τ_{L1} i τ_{LF} kojima su određeni prethodno opisani modeli su definisane u funkciji karakteristika betona i dobijene su na osnovu statističkih obrada podataka vezanih za postojeće sisteme ojačanja pomoću karbonskih traka (karakteristične vrednosti promenljivih sa 5%-ntnim fraktilom). Za vrednost pomeranja s_{L0} usvojena je karakteristična vrednost od 0.201 mm.

Priraštaj nosivosti veze (prianjanja) dobija se superpozicijom tri modela koja prezentuju mehanizme transfera sila. Izrazi za ove tri komponente priraštaja nosivosti bazirani su na vezama datim na slici 6 (dijagrami 1, 2, 3).

2.4. OGRANIČENJA

Dimenzionisanje prema graničnom stanju upotrebljivosti za konstrukcije ojačane FRP trakama odnosi se na ograničenje dilatacija u materijalima. Prema tačnom postupku, maksimalna dozvoljena dilatacija u traci u uslovima eksploatacije iznosi 2‰. Ovo ograničenje postoji kako bi se obezbedila trajnost veze između kompozitnih elemenata i sprečila veća oštećenja. Slično, dilataciju u čeliku bi u toku eksploatacije trebalo ograničiti na dilataciju pri pojavi tečenja, a u cilju sprečavanja nepovratnih deformacija konstrukcije koje bi mogle da dovedu do kolapsa.

Dodatno, koncept sigurnosti u odnosu na incidentne situacije podrazumeva da konstrukcija neće potpuno izgubiti nosivost ukoliko dođe do gubitka veze. Prema evropskom pravilniku, ovu kontrolu je potrebno sprovesti za odgovarajuću kombinaciju opterećenja i usvajajući parcijalni koeficijent sigurnosti za materijale u iznosu od 1.0. Na ovaj način je definisana granica do koje je moguće povećanje nosivosti konstrukcije.

3. ZAKLJUČAK

Klasične metode proračuna ojačanja daju jednostavan algoritam proračuna s obzirom da dimenzionisanje obuhvata određivanje količine FRP traka prema uticajima u preseku sa najvećim momentom savijanja i potrebne dužine sidrenja na krajevima. Tačan postupak daje ekonomičnije rešenje u odnosu na klasične metode ali se kod tačnog postupka rešenje dobija iterativno, ponavljajući postupak proračuna za svaki presek sa prslinom. Ograničenje dilatacija u uslovima eksploatacije predstavlja ujedno i najveće ograničenje primene tačnog postupka s obzirom na to da ekonomičnije rešenje dobijeno tačnim postupkom može biti kompromitovano ukoliko dilatacije nisu zadovoljile ova ograničenja.

LITERATURA

[1] fib Task Group 9.3: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures, Report 14, fib, Lausanne, 2001.

[2] ACI Committee 440.: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Report 440.2R- 08, ACI, 2008.

[3] Zilch K., Niedermeier R., Finckh W.: Strengthening of Concrete Structures with Adhesively Bonded Reinforcement, Ernst & Sohn, Berlin, 2014.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-36
15. KONGRES
6-8. 9. 2018.Zlatibor

Đorđe Jovanović[1], Drago Žarković[2], Đorđe Lađinović[3]

O EVROKODOVIM PRAVILIMA DIMENZIONISANJA MOMENTIH VEZA SA ČEONOM PLOČOM

Rezime:

U radu je razmatrana komponentna metoda proračuna momentne veze stub-greda koja je propisana Evrokodom 1993-1-8. Ukratko su prikazane postavke i istorijski razvoj metode, kao i razlike koje nastaju pri projektovanju u odnosu na dosadašnje propise SRPS U.E7.140. Potom je numerički ispitana veza jedne grede i stuba, uz varijaciju određenih geometrijskih parametara, i tipa konačnih elemenata. Rezultati su upoređeni sa proračunskim vrednostima koji se dobijaju upotrebom oba pomenuta standarda. Na kraju, dati su komentari u vezi preciznosti analitičkih izraza i daljeg istraživanja predmetne veze.

Ključne reči:momentna veza sa čeonom pločom, numerička analiza, Evrokod 1993-1-8

ON THE EUROCODE DESIGN RULES FOR MOMENT CONNECTIONS WITH END PLATE

Summary:

Component analysis of moment connection between beam and column, prescribed in Eurocode 1993-1-8 is considered in this paper. Theory background and development of method are shortly discussed, along with differences arise in comparison with former code of practice SRPS U.E7.140. Afterwards, numerical analysis of a beam-column joint is performed with variation of certain geometric parameters, and type of finite element. Results are compared with those obtained using aforementioned codes. At the end, comments about precision of analytical expressions and further researches are provided.

Key words: moment connection with end plate, numerical analysis, Eurocode 1993-1-8

[1] *Asistent-master, mast. inž. građ., Univerzitet u Novom Sadu, djordje.jovanovic@uns.ac.rs*
[2] *Asistent-master, mast. inž. građ., Univerzitet u Novom Sadu, dragozarkovic@uns.ac.rs*
[3] *Prof. dr, Univerzitet u Novom Sadu, ladjin@un.ac.rs*

1. UVOD

Usvajanjem Evrokoda za zvanične tehničke propise i uvođenjem komponentnog principa proračuna veza između čeličnih elemenata, mnogo naučnih i stručnih radova je napisano u cilju razjašnjenja ovog pristupa proračuna. Ipak, s obzirom na obimnost propisanih proračunskih kontrola, većina konferencijskih radova kod nas zastaje na pukom prepisivanju izraza iz dokumenta EN 1993-1-8. U ovom radu će se napustiti ovaj pristup i pokušati opisati razvoj komponentne metode, usvojeni nivo aproksimacije, primenjivost u svakodnevnoj praksi i uticaj koji će ovakav proračun imati na oblikovanje momentnih veza sa čeonim pločama. Nakon kratkog osvrta na pomenute aspekte, u radu će se prikazati rezultati numeričkih analiza čvora stuba i grede, vezane preko čeone ploče, u programskom paketu ANSYS. Rezultati dva tipa numeričkih modela, uz variranje geometrije veze, upoređeni su sa Evrokodovim analitičkim izrazima, kako za nosivost, tako i za krutost veze.

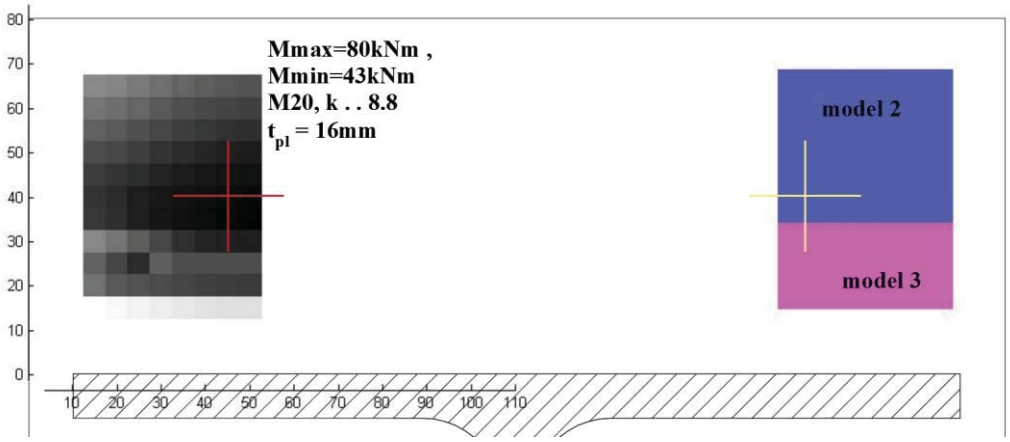
2. PRAVILA PRORAČUNA

Osnovna prednost komponentne metode proračuna ponašanja momentnih veza, iz projektantskog aspekta, ogleda se u proizvoljnosti usvojene geometrije veze, tj slobodi oblikovanja same veze. Kao što je projektantima poznato, prethodni tehnički propisi u kojima je bio obrađen proračun krutih veza, SRPS U.E7.140 [3] zahtevali su usvajanje određenih geometrijskih parametara veze (poput debljine čeone ploče, razmaka zavrtnjeva i sl.) prema striktnim pravilima datim u standardu, a zavisno od prečnika usvojenih vijaka. Evrokod dopušta usvajanje donekle proizvoljne geometrije, i nudi oblik proračuna nezavisno od geometrijskih parametara. Ipak, sloboda u projektovanju veze nije velika kao što bi se to na prvi pogled moglo predpostaviti. Na slici 1 prikazane su, za geometriju veze sa slike 3, modeli loma koje Evrokod predviđa u slučaju da se zavrtanj nalazi na tom mestu čeone ploče. Takođe je krstom naznačeno mesto gde je postavljen zavrtanj u numeričkim modelima iz poglavlja 3. Na levoj strani prepusta čeone ploče prikazani su momenti nosivosti veze, zavisno od položaja zavrtnja. Crna boja predstavlja maksimalan moment od 80 kNm, dok je belom označen minimalan moment od 43 kNm. Može se zaključiti da je povoljnije sa aspekta nosivosti pozicionirati zavrtanj bliže sredini (koliko rebro stuba dozvoljava), i ne preblizu flanše grede.

Prethodno rečeno navodi na zaključak da se suština novog proračunskog tretmana zapravo ogleda u mogućnosti da se unificira i preciznije odredi stepen sigurnosti konstrukcije, u ovom slučaju veze. Međutim, veoma je diskutabilno da li se veći stepen sigurnosti obezbeđuje detaljnijim proračunom, ili opširnijim testovima. Kao što je poznato, prethodni standard za dimenzionisanje krutih veza sa čeonom pločom bio je zasnovan na rezultatima serije testova, i njihova nosivost je bila time i eksperimentalno potvrđena. Novi princip proračuna, dozvoljava konfiguracije koje nisu, niti su mogle biti eksperimentalno sve ispitane.

Najkompleksnija komponenta veze sa čeonom pločom je T element, koji usput ima i najveći uticaj na ponašanje kompletne veze. Prve formule nosivosti T elementa sreću se u radu [4] još 1974. Zoetmajer je opsežnim eksperimentom dokazao da se savijanje čeone ploče i nožice stuba u vezi može predstaviti T elementom efektivne dužine. Važno je razgraničiti delove veze koji imaju oblik T elementa od ekvivalentnog T elementa, koji ne postoji u

stvarnoj vezi, već koji se koristi radi proračuna. Izrazi za nosivost T elementa izvedeni su za ekvivalentni, a stvarna geometrija se prevodi u ekvivalentni T element računajući efektivne dužine linija plastičnih zglobova. Zoetmajer je prvi izračunao neke od efektivnih dužina, pretpostavljajući oblik loma, i potom minimizirajući opterećenje pri kolapsu za celu familiju mehanizama. Ove je urađeno za oblike loma koji uključuju samo ploču T elementa, ili za one kod kojih dolazi do simultanog loma ploče i zavrtnjeva. Osnovni problem je nepoznavanje sila usled efekata poluge, *Q*, i iako se one mogu isključiti iz izvođenja, primarno pitanje je da li će se one javiti (delimično ili u punom iznosu) ili ne. Razvijajući dva scenarija analitički su dobijene minimalne dužine linija loma, tj efektivne dužine za ekvivalentni T element. Potom je trebalo doneti odluku koju dužinu usvojiti. Usvojene su dužine koje su između ove dve vrednosti. Time je proračun postao aproksimativan, i uz usvojene pretpostavke. Da li će se *Q* sile javiti zavisi od odnosa krutosti ploče i zavrtnja. Evrokod nudi formulu kojom se računa ovaj odnos, ali je i ova formula približna. Sledeći veliki korak u reprezentaciji krutih veza sa čeonom pločom je napravio Jaspart, nalazima koje su predstavljeni u [5], a bazirani na opsežnom eksperimentalnom istraživanju. U [5] su ponuđeni nešto modifikovani izrazi za nosivost T elementa, koji uključuju uticaj veličine glave i navrtke zavrtnja na dužinu linija loma ekvivalentnog T elementa. Oni su usvojeni u Evrokodu 3 kao metod 2 za proračunavanje nosivosti T elementa pri postojanju *Q* sila. Drugi veliki doprinos Jasparta ogleda se u definisanju krutosti komponenti, i opet, predloženi izrazi su upravo oni koji se nalaze u Evrokodu 3. Treba napomenuti da se model T element koristi iz razloga što bi izrazi izvedeni iz teorije ploča bili previše komplikovani za svakodnevnu upotrebu, ali i zato što rezultati dobijeni modelom T elementa dobro korespondiraju sa eksperimentalnim. Ipak, najveći disparitet rezultata je upravo u obliku loma 1, tj loma koji nastaje samo po ploči, uz razvoj maksimalnih *Q* sila. Dodatno, ovakav tip veze upravo favorizuje Evrokod. Uslovom za odgovarajući kapacitet rotacije za plastičnu globalnu analizu, Evrokod praktično obezbeđuje da merodavan model loma ekvivalentnog T elementa upravo bude model 1.

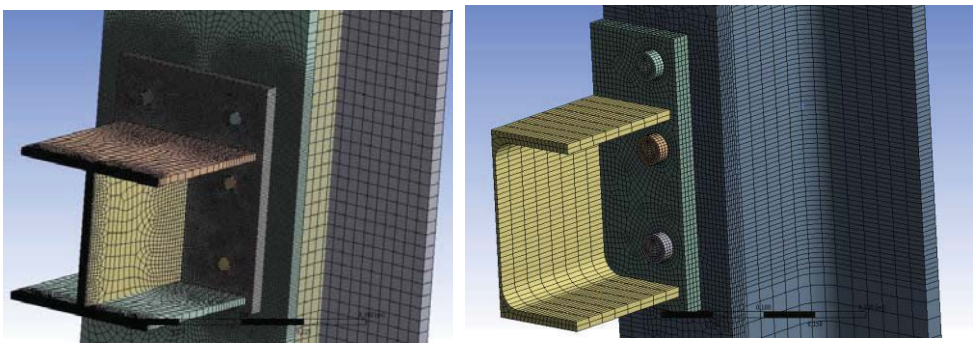


Slika 1 – Uticaj položaja zavrtnja na prepustu na momentnu nosivost veze (levo) i oblik loma T elementa na prepustu (desno)

3. STUDIJA SLUČAJA - NUMERIČKA ANALIZA

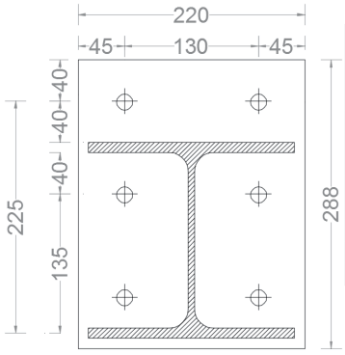
Za studiju slučaja, razmatrana je veza između grede (profil HEA 200) i stuba preseka HEB300. Posmatrana veza je tipa A1 prema klasifikaciji datoj u [3]. Varirani su parametri komponenata veze, dok su greda i stub istih dimenzija u svim modelima. Ispitivan je uticaj prečnika zavrtnja, klase zavrtnja, debljine ploče i sile prednaprezanja. Dimenzije same ploče i položaj zavrtnjeva na njoj nisu varirani. Usvojena geometrija grede sa čeonom pločom, i položajem zavrtnjeva je prikazana na slici 3. Sve odabrane veza modelirane su površinskim (*shell*) konačnim elementima (S modeli), a samo neke od njih i trodimenzionalnim KE (3D modeli). Posmatrani rezultati su prvenstveno nosivost veze, krutost veze, tj. M-θ kriva posmatrane veze, sile u zavrtnjima, moment savijanja u zavrtnjima i von-Mizesovi naponi u čeonoj ploči. Pod rotacijom veze uzeta je rotacija kraja grede, tj rotacija linije koja spaja donju tačku rebra grede sa gornjom tačkom rebra grede, na mestu spoja grede sa čeonom pločom. Pošto su nožice i rebro grede (kao i stuba) modelirani površinskim KE, nožice su modelirane površima koje prolaze kroz sredinu stvarne debljine nožica, što za posledicu ima da je rebro u modelu kraće za debljinu nožice. Usvojena je dužina grede od 20 cm od čeone ploče, i fiksna dužina stuba od 80cm. Pomeranja svih tačaka preseka stuba su onemogućena na oba kraja, što praktično predstavlja uklještenje stuba. Iako je stvarna tačka infleksije stuba dalje od veze nego u modelu, smatra se da ova aproksimacija nije značajno uticala na rezultate, jer se efekti usled momenta u gredi značajno prigušuju i do modeliranog kraja stuba. Izgled modela je dat na slici 2.

Numerički model je razvijen u ANSYS-u [6]. Materijal je modeliran kao multilinearan, obuhvatajući plastičnost, ali ne i oštećenje. U S modelima zavrtnjevi su modelirani kao gredni elementi, i spojeni sa čeonom pločom i nožicom stuba zglobom (*joint*). Kontakt između čeone ploče i nožice stuba je modeliran kao kontakt sa trenjem, gde je sa koeficijentom trenja od 0,2. Nožice i rebra stuba i grede, kao i čeona ploča diskretizovani su mrežom četvorougaonih KE sa zadržanim srednjim tačkama. To znači da su svi površinski KE Serendipity elementi Q8. Izvršena je analiza osetljivosti mreže, nakon čega je usvojena mreža prikazana na slici 2 levo.



Slika 2 – gustina mreže S (shell) modela (levo) i T modela (desno)

Nosivosti veza S modela je prikazana u tabeli 1. Rezultati su poređeni sa proračunom nosivosti prema EC3 i prema SRPS-u. Uviđa se dobra saglasnost graničnih nosivosti dobijenih MKE analizom sa onim datim u propisima.



Redni broj	Naziv modela	d zavrtnja [mm, nominalno]	kval. zavrtnja	debljina ploče [mm]	sila prednaprezanja u zavrtnjima [kN]
1	S1-20	16	8.8	20	5
2	S1-24	16	8.8	24	63
3	S1-20F	16	8.8	20	5
4	S1-24F	16	8.8	24	63
5	S1-16	16	8.8	16	5
6	S2-16	20	8.8	16	5
7	S2-20	20	8.8	20	5
8	S2-20K	20	10.9	20	5
9	S3-16K	22	10.9	16	5

Slika 3 – Geometrija veze i varirani parametri veze

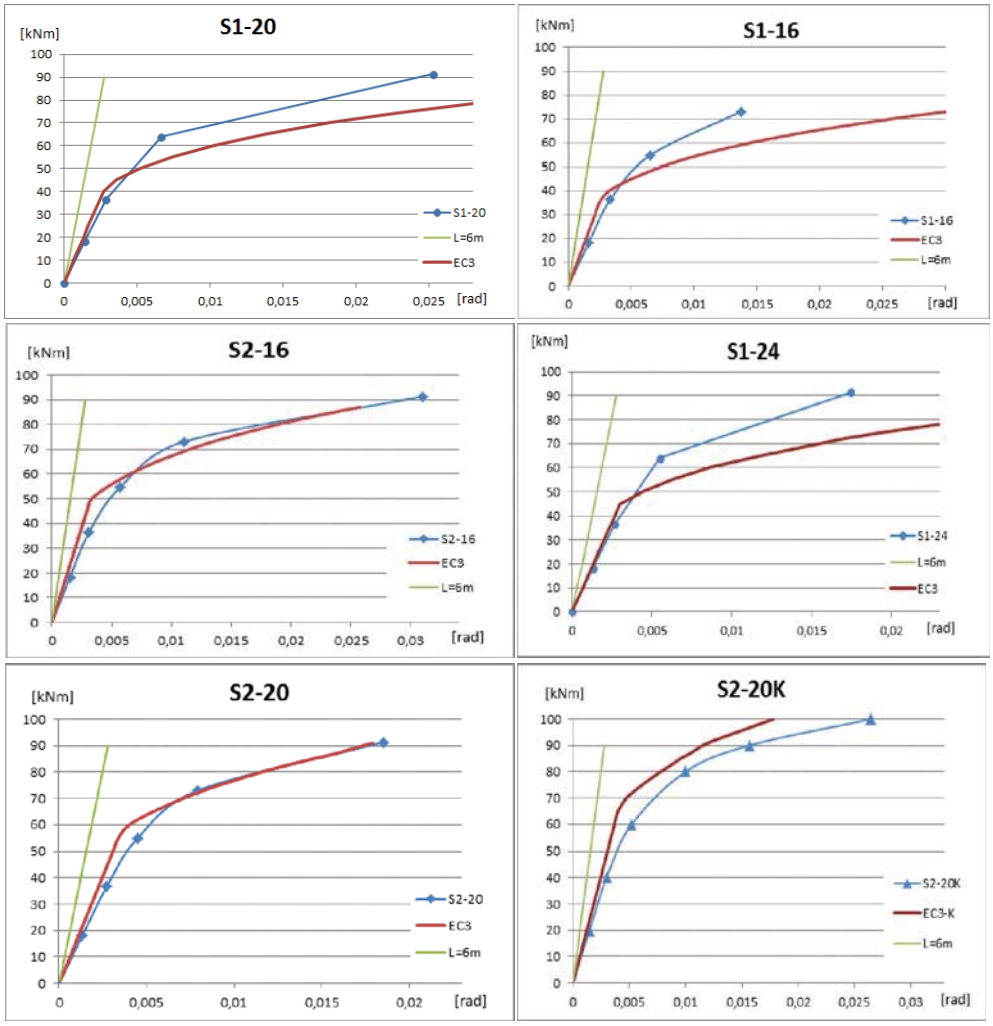
Treba napomenuti da je kod svih modela tečenje čelika u čeonoj ploči počinje pri momentu savijanja od približno 27 kNm. Ovo tečenje se odvija na spoju gornje flanše i čeone ploče. Razlog ovome je što je spoj između gornje flanše grede i čeone ploče u modelu linijski, iako u stvarnosti ovaj spoj ima širinu koja je jednaka zbiru debljini flanše grede i dvostrukoj debljini šavova. Ovo je zanemareno u određivanju nosivosti veza. Kod modela kod kojih se dostizanje zatezne čvrstoće odvija u čeonoj ploči, posmatrani su naponi koji se razvijaju dalje od same linije spoja sa flanšom barem za veličinu jednog KE.

Tabela 1 – Poređenje rezultata numeričke analize, SRPS i EC3

model	***My kNm***	***Zzav kN***	***$\sigma_{c,pl}$ MPa***	***$\sigma_{fl,st}$ MPa***	***Mult kNm***	***Model loma, EC3***	***M [kNm] (SRPS)***	***M [kNm] (EC3)***
S1-20	*63,9*	*101*	*282*	*265*	*78,5*	*2*	*59,9*	*63,6*
S1-24	*60,4*	*101*	*235*	*251*	*77,8*	*3*	*59,9*	*67,5*
S1-20F	*48,3*	*101*	*246*	*253*	*70,7*	*2*	*59,9*	*63,6*
S1-24F	*48,3*	*101*	*217*	*242*	*69,5*	*3*	*59,9*	*67,5*
S1-16	*56,0*	*92*	*268*	*252*	*73,0*	*2*	*59,9*	*56,9*
S2-16	*73,0*	*144*	*300*	*237*	*87*	*1*	*93,1*	*74,4*
S2-20	*86,3*	*161*	*303*	*303*	*>M_{gr}*	*2*	*93,1*	*87,4*
S2-20K	*100*	*200*	*333*	*320*	*>M_{gr}*	*1*	*133,0*	*101,2*
S3-16K	*91,3*	*160*	*300*	*242*	*>M_{gr}*	*1*	*110,0*	*85*

Krutost veza analiziranih S modelima je prikazana na slici 4. Može se uočiti poprilično dobro podudaranje proračunskih zavisnosti moment-rotacija sa onim dobijenim MKE modelima. Primećuje se da su inicijalne krutosti S modela nešto manje od proračunskih, prema EC3. Da bi se ove inicijalne krutosti poredile sa granicama kojima Evrokod deli veze prema krutosti, neophodno je znati dužinu grede. Na slikama je data granica krutosti koja razdvaja krute od polu-krutih veza za gredu dužine od 6m. Sve veze, prema klasifikaciji EC3, pripadaju polu-krutim vezama. Ovo znači da se u globalnom modelu konstrukcije, koja sadrži ovakve veze između stubova i greda, ovaj spoj ne može modelirati kao kontinualan, već se moraju

koristiti *link* elementi. Iako zbog ograničenog mesta ovde nije prikazano, modeli sa prednaprezanjem zavrtnjeva i bez, imaju potpuno identičnu krutost na savijanje, baš kao što EC3 predviđa. Ovo je u koliziji sa dasadašnjim uverenjima, ali i sa nalazima u [5].

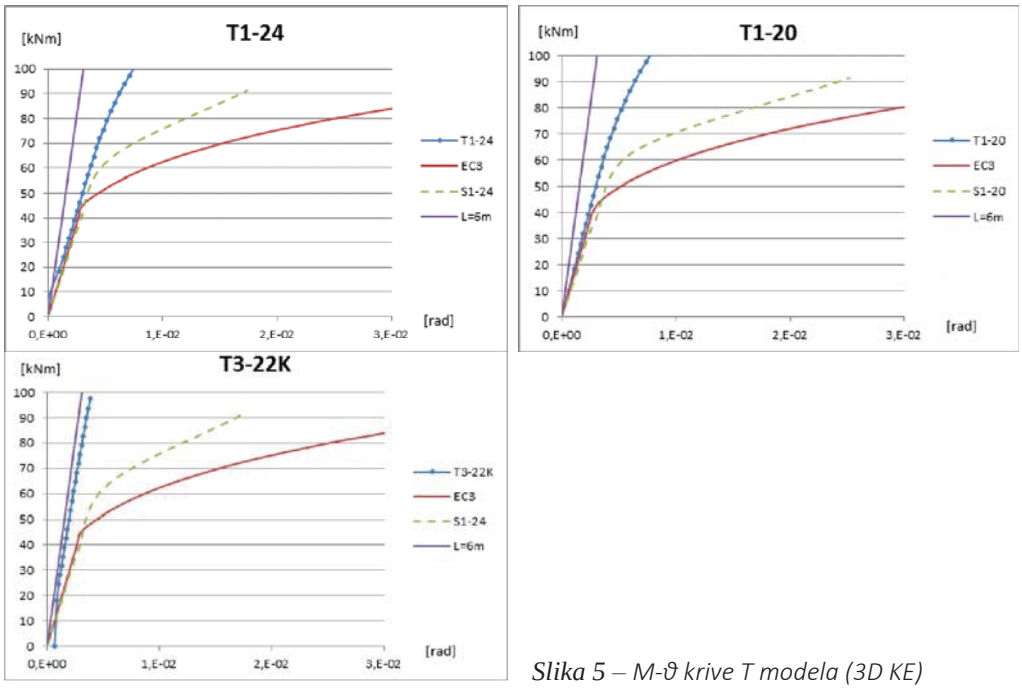


Slika 4 – M-θ krive S modela

Pored samih KE, osnovne razlike kod 3D modela su u geometriji grede, stuba i zavrtnjeva. Greda i stub su modelirane sa proširenjima na spoju rebra i nožice, prema stvarnoj geometriji usvojenih profila. Proširenja na mestima šavova nisu modelirana, zbog uprošćenja mreže i različitih tipova šavova između grede i čeone ploče. Usled realističnije geometrije, postoje dodatni kontakti u odnosu na S modele. To su kontakti: između nožice stuba i navrtke zavrtnja

(*bonded*), glave zavrtnja i čeone ploče (*bonded*), tela zavrtnja i čeone ploče po rupi (*frictional*) i tela zavrtnja i nožice stuba po rupi (*frictional*). Materijalni modeli čelika su isti kao i za S modele.

Nevažeći standard SRPS ne raspoznaje razliku između nosivosti veza sa istim zavrtnjima i različitim debljinama čeone ploče. Ovo je zato što se u ovom propisu implicitno veza dimenzioniše tako da do otkaza dolazi simultanim lomom po ploči i zavrtnjima. Ovo se uračunava na jednostavan način umanjujući nosivost zavrtnjeva za 20%, čime se još obuhvataju sile usled efekta poluge i plastifikacija ploče. Jedino se može proveriti lom po ploči, koji je među posmatranim vezama merodavan samo za slučaj zavrtnjeve M22 i debljinu čeone ploče 16 mm.



Slika 5 – M-ϑ krive T modela (3D KE)

Krutost veza za 3D modele je predstavljena na narednim slikama. Poređenja radi, na istim graficima date su i krutosti S modela iste geometrije, kao i granica za krutu vezu prema klasifikaciji iz EC3. Uviđa se da su krutosti veće kod 3D modela u poređenju sa S modelima. Razlog se može potražiti upravo u efektima debljine ploče. Sa druge strane, kod S modela, zavrtnji su modelirani linijskim elementima, spojenim sa ostalim elementima samo na krajevima, tako da samo ove krajnje zone utiču na njihovu rotaciju. Kod 3D modela, rotacija samog zavrtnja je ograničena i materijalom na obodima rupa za zavrtnje, tako da je rotacija značajno manja. Krutosti S modela takođe mnogo manje odstupaju od onih predviđenih Evrokodom. Ovo je najviše iz razloga što su krutosti prema EC3 i izvedene posmatrajući pločaste elemente, i zanemarujući uticaj njihove debljine, iako čeone ploče najčešće imaju debljine dovoljne da ni se smatrale debelim pločama. Takođe, za očekivati je da EC3 predviđa konzervativne krutosti veza, iako je to iz rezultata S modela nemoguće zaključiti.

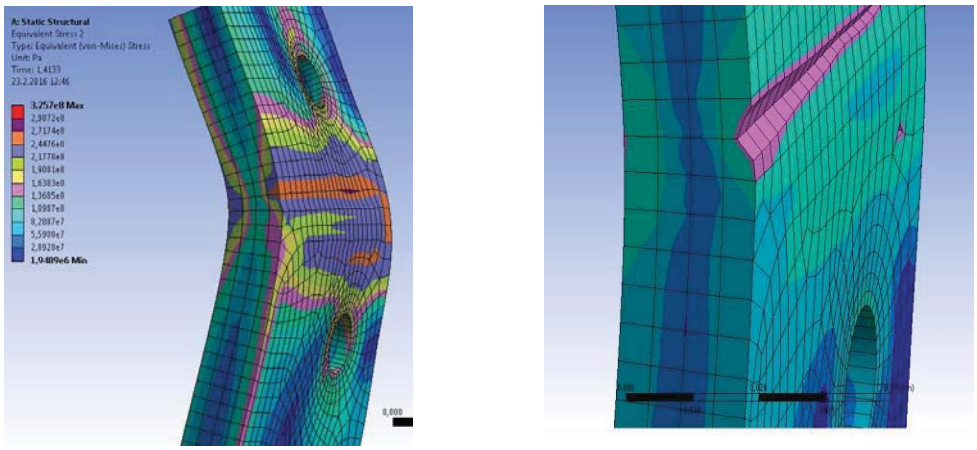
Posmatranjem rezultata 3D modela, jasno je da su predložene krutosti Evrokodom na strani sigurnosti, tj da predviđaju nešto fleksibilnije ponašanje nego u stvarnosti.

Osnovna razlika koja se primećuje između rezultata S modela i T modela su nosivosti pri lomu. Ovo je posledica već pomenutih efekata po debljini čeone ploče koji se ne mogu obuhvatiti shell elementima. Da bi se ovo slikovito prikazalo, naponi u ploči pri dostizanju napona tečenja na licu čeone ploče prema stubu su prikazani na slici 6 desno.

Tabela 2 – Poređenje rezultata T modela, S modela, SRPS i EC3

model	***T modeli***			***S modeli***			***Propisi***	
	My kNm	***Mult kN***	***Model loma***	***My kNm***	***Mult kNm***	***Model loma***	***M [kNm] (SRPS)***	***M [kNm] (EC3)***
T1-20 / S1-20	*58,4*	*76,1*	*1*	*78,5*	*2*	*2*	*59,9*	*63,6*
T1-24 / S1-24	*68,2*	*>M_{gr}*	*2*	*77,8*	*3*	*2*	*59,9*	*67,5*
T3-22K / S3-16K	*79*	*>M_{gr}*	*1*	*70,7*	*2*	*1*	*59,9*	*63,6*

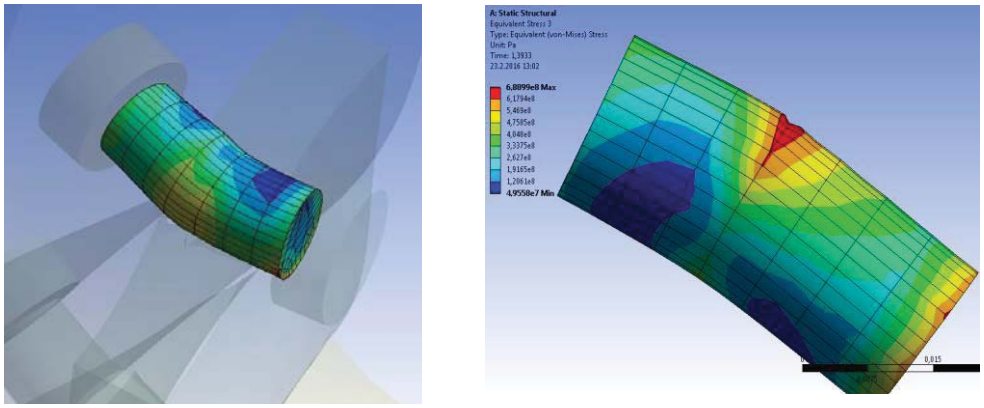
Na slici 6 levo su prikazani Von-Mizesovi naponi u čeonoj ploči, dok je na desnoj slici dat prikaz iz kog su isključeni delovi u kojima je dostignut napon tečenja. Raspored napona koji će prvi dostići zateznu čvrstoću je isti, tako da identično izgleda i prikaz loma čeone ploče, zbog čega on nije posebno prikazan. U ovim modelima nije modelirana promena osobina materijala u zoni uticaja toplote (ZUT), mada se sa slika vidi da će upravo u njoj da se stvori jedna plastična linija loma, što dovodi do zaključka da uticaj ZUTa nije opravdano zanemariti, iako je veliki problem precizno izmodelirati ključne parametre.



Slika 6 – Von Mizesovi naponi u ploči u modelu S2-20

Druga suštinska razlika je u ponašanju zavrtnja koje se 3D modelima može obuhvatiti. S obzirom da se zbog trodimenzionalne geometrije zavrtnja može modelirati kontakt između tela zavrtnja i oboda rupa u čeonoj ploči i flanši stuba, mogu se posmatrati naponi usled savijanja

zavrtnja. Ovi naponi će dovesti do tečenja materijala zavrtnja značajno ranije nego što to predviđa S model. Ovi naponi su prikazani na slici 7. Ovo je verovatno razlog zbog koga SRPS zahteva prednaprezanje zavrtnjeva, s obzirom da će kod prednapregnutih zavrtnjeva mnogo kasnije doći do odvajanja čeone ploče od stuba. Ovo odvajanje će dovesti do savijanja zavrtnja, tako da će von Mizesovi naponi u zavrtnju biti dodatno uvećani.



Slika 7 – Deformacija zavrtnja – 3D model (levo) i plastifikacija zavrtnja (desno)

4. ZAKLJUČCI I PREPORUKE

Ponašanje veza sa čeonim pločama je obimno istraživano, ali se zbog raznovrsnosti konfiguracija potpunija slika ponašanja mogla dobiti tek visokim razvojem softvera baziranih na MKE. U ovom radu su posmatrane veze između grede i stuba tipa A1 prema klasifikaciji iz [3]. Ove veze su veoma zastupljene s obzirom da veze tipa A2 i B2 mogu biti korišćene samo kod stubova sa širokim nožicama. Veze su modelirane sa dva tipa modela: sa površinskim i sa trodimenzionalnim KE. Iako je broj analiziranih veza poprilično skroman, iz prikazanih rezultata se mogu izvesti određeni zaključci.

Najvažniji zaključak koji se nameće nakon sprovedenih analiza je da se veza A1 sa zavrtnjima kvaliteta 8.8 ne može smatrati ni krutom, niti vezom sa punom nosivošću. Uticaj debljine čeone ploče, koji nije bio obuhvaćen standardom [3] je očigledan u svim modeliranim vezama. Dosadašnja praksa i filozofija projektovanja ove veze sa što debljom čeonom pločom se ispostavlja sasvim pogrešnom. Nove metode proračuna veza ukazuju na potrebu za korišćenjem tanjih ploča i jačih zavrtnjeva, radi obezbeđenja duktilnog loma. Ipak, drugi najvažniji zaključak je da upotreba jednostavnih krutih veza praktično onemogućuje plastični dizajn prema Evrokodu, zbog nedovoljne mogućnosti rotacije.

Ako se porede modeli sa 2D i 3D KE, može se zaključiti da i 2D modeli daju veoma zadovoljavajuće rezultate, prvenstveno bliske proračunskim vrednostima prema propisima, što se objašnjava tim da su izrazi u propisima izvedeni uz pretpostavke o tankim pločama. Rezultati od interesa (naponi, deformacije i sl.) u ovim komponentama su zadovoljavajuće precizno određene modelima sa 2D elementima. Sa druge strane, ako je cilj ispitivanje

određene veze ili konstruisanje novog tipa veze, onda dodatni trošak analize sa 3D KE postaje opravdan daleko preciznijim rezultatima unutar samih komponenti.

Po pitanju krutosti veza, iz rezultata analize je očigledna dobra usaglašenost rezultata S modela sa rezultatima analize prema EC3. Sa druge strane, 3D modeli pokazuju nešto veću krutost, ali i nosivost veza. Naravno da se bez eksperimentalnih rezultata ne može doneti konačan sud.

Već je napomenut nedostatak Evrokoda, koji iako svrstava mnoge veze u polu-krute (što se pokazalo da je većina posmatranih veza), ne daje dovoljno uputstava za njihovo projektovanje pri seizmičkim dejstvima. Zapravo, autori u [1] pišu „Ipak, još uvek ne postoji lista adekvatnih proračuna [procene deformacionog kapaciteta], preskriptivnih ili drugih. Plastični zglobovi u momentnim ramovima se uglavnom biraju u gredama, ne samo zbog nedostatka podataka o vezama sa delimičnom nosivošću ...". Ovo upućuje na neophodnost daljeg proučavanja veza sa delimičnom nosivošću i polu-krutih veza, posebno sa aspekta rotacionog kapaciteta. Današnje analize rapidno postaju sofisticiranije, i za njihovu upotrebu je neophodno poznavati kompletan odgovor veze do otkaza, a ne samo inicijalnu. U Americi i Japanu, najčešće se koriste testirane veze (*prequalified*) čiji se kapaciteti ne dokazuju, već se veze usvajaju na osnovu rezultata testova. Ovakve veze se ne naziru unutar Evrozone.

Zahvalnost

Rezultati prikazani u ovom radu su deo naučno-istraživačkog projekta TR 36043 „Razvoj i primena sveobuhvatnog pristupa projektovanja i proceni sigurnosti postojećih konstrukcija za smanjenje seizmičkog rizika" koji je finansiran od strane Ministarstva za obrazovanje, nauku i tehnološkog razvoja Republike Srbije.

LITERATURA

[1] Fardis M. N. et al, Designer's Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5, London: Thomas Telford, 2005.

[2] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints, Brussels: European Committee for Standardisation, 2004.

[3] JUS U.E7.140: Spojevi sa vijcima visoke klase čvrstode, Beograd: Službeni glasnik 21/86, 1985.

[4] Zoetemeijer P.: A design method for tension side of statically loaded, bolted beam-to-column connections, HERON 1, 1974.

[5] Jaspart J. P.: Etude de la semi-rigidite des noeuds poutre-colonne et son influence sur la resistance et la stabilite des ossatures en acier, PhD Thesis, Faculte des Science Appliquees, Liege, 1991.

[6] ANSYS® Academic Teaching Mechanical: "ANSYS Help Documentation, Release 16.0", Canonsburg (PA), ANSYS, Inc., 2015.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-37
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Petar Bajić[1], *Ivan Milićević*[2], *Ivan Ignjatović*[3]

PROCENA SEIZMIČKE OTPORNOSTI ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJA PREMA EVROKODU 8-3

Rezime:

U radu je opisan koncept proračuna za procenu stanja i oštećenja armiranobetonskih zgrada prema odredbama Evrokoda 8-3. Kako je pomenuti document prvi pokušaj standardizacije procene seizmičke otpornosti konstrukcija u Evropskim normama, cilj ovog rada je da se komentarima i smernicama približi koncept standarda inženjerima i olakša njegova primena u praksi. U radu je prikazan i numerički primer određivanja seizmičkog kapaciteta konstrukcije prema odredbama Evrokoda 8-3, za objekat koji je izvorno projektovan na osnovu odredbi još uvek aktuelnih domaćih pravilnika. Utvrđeno da je seizmički kapacitet konstrukcije iscprljen duktilnim mehanizmom loma za ubrzanje tla $a_g/g=0.197$, što iznosi čak 98.5% najvećeg očekivanog ubrzanja tla za seizmičku zonu za koju je konstrukcija projektovana.

Ključne reči: seizmika, procena stanja, armirani beton, Evrokod 8 deo 3

SEISMIC ASSESMENT OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS ACCORDING TO EUROCODE 8-3

Summary:

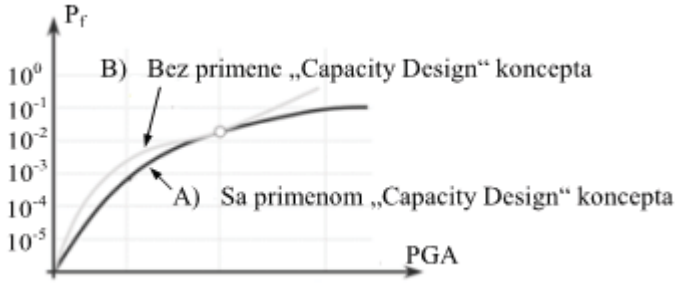
In this paper short overview of the Eurocode 8, part 3 is presented. Since this document is the very first attempt to standardize and codify seismic assessment of buildings in the European practice, Eurocode 8-3 is experimental in its nature and still not sufficiently proven in the real world. The goal of this paper is to ease the implementation of Eurocode 8-3 into practice by giving comments on the most important of its clauses. Numerical example of assessment according to EN 8-3 is presented for a structure originally designed according to Serbian Design Code. Conclusion in the numerical example is that evaluated structure would retain its desirable behaviour even in the case of the strongest expected earthquakes for which said structure was designed.

Key words: seismic, assessment, reinforced concrete, Eurocode 8 part 3

[1]*Student, Gradjevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, pbajic92@gmail.com*
[2]*Mast. inž. građ., asistent, Gradjevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, imilicevic@grf.bg.ac.rs*
[3]*Dr., docent, Gradjevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, ivani@imk.grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

Propisi za projektovanje konstrukcija u seizmičkim područijima nisu u potpunosti bili definisani u mnogim zemljama sveta sve do 80ih godina XX veka. Značajan napredak nauke od tog perioda do danas doveo je do potpunijeg razumevanja zemljotresa i ponašanja konstrukcija pri ovoj pojavi, tačnijeg definisanja seizmičkog hazarda i posledično do projektovanja sigurnijih konstrukcija. Razlike između odredbi "starijih" i savremenih pravilnika u oblasti seizmike kao što su pravila vezana za količinu i raspored armature u armiranobetonskim konstrukcijama, ili način ostvarivanja duktilnosti u njenim elementima, nameće pitanje da li su, i u kojoj meri već izvedeni objekti adekvatni i sigurni za upotrebu. Postavljeno pitanje dodatno dobija na važnosti u slučaju da je seizmički hazard za područje na kom je konstrukcija bila projektovana potcenjen. Dok se primenom "capacity design" koncepta projektovanja, koji je sadržan u odredbama Evrokoda 8, osigurava da verovatnoća otkaza konstrukcije ne raste naglo sa porastom intenziteta zemljotresa na koji je konstrukcija projektovana (presek linija A i B na *Slici 1),* isto se nažalost ne može tvrditi u slučaju konstrukcija pri čijem projekovanju navedeni koncept nije primenjen [1].



Slika 1 – Verovatnoća otkaza konstrukcije u funkciji vršnog ubrzanja tla (PGA) [1]

S obzirom na velike socijalne i ekonomske posledice koje izazivaju zemljotresi, postavljeno pitanje procene seizmičke otpornosti postojećih objekata nema samo akademski već i realan, praktičan značaj – da li je postojeće objekte neophodno ojačati i ukoliko jeste, da li je možda racionalnije ojačavati ih ili umesto njih izgraditi nove, sada projektovane po najsavremenijim standardima.

2. KONCEPT PRAVILNIKA

Specifičnost Evrokoda 8-3 se ogleda u tome da je on jedini deo iz seta evropskih normi koji se odnosi na postojeće konstrukcije i čije odredbe neće biti obavezujuće za sve objekte koji postoje, već će se obavezna procena seizmičkog kapaciteta konstrukcije primenjivati samo u slučajevima kada to zahtevaju nadležne instiucije ili vlasnik objekta. Odredbe aneksa koji su sadržani u njemu nisu obavezujuće, već se nadležnim insitucijama u okviru svake države dozvoljava da odredbe prihvate, izmene ili ih potpuno odbace [2].

S obizrom na veće nepoznanice koje se sobom nose postojeće konstruckije, u odnosu na nove (kvalitet upotrebljenog materijala, primenjivost i tačnost sporvedenih metoda analize, moguće greške pri projektovanju i izvođenju, itd), Evrokod 8-3 pored parcijalnih koeficijenata sigurnosti koji se standarno koriste, u proračunu uvodi i pojam faktora pouzdanosti - CF, u zavisnosti od utvđenog nivoa znanja o konstrukciji – KL. Nivo znanja o konstrukciji određuje se na osnovu podataka o geometriji konstrukcije, svojstvima upotrebljenih materijala i načinom na koji su rešeni karakteristični detalji u njoj. Pravilnikom su definisana tri nivoa znanja, prikazana u *Tabeli 1.*

Tabela 1 - Definisani nivoi znanja i preporučene vrednosti faktora pouzdanosti

Nivo znanja – KL		Faktor pouzdanosti - CF
KL1	Ograničeno znanje	CF_{KL1}=1.35
KL2	Normalno znanje	CF_{KL2}=1.20
KL3	Potpuno zanje	CF_{KL3}=1.00

Sem na vrednost faktora pouzdanosti, dostignuti nivo znanja utiče i na to koju od mogućih metoda analize je dozvoljeno primeniti. Naime, za primenu nelinearnih metoda analize zahteva se da je dostignut bar nivo "normalnog znanja" o konstrukciji, KL2. Razlog ovoga leži u tome da nema smisla koristiti relativno sofisticirane metode analize, jako osetljive na ulazne podatke, ukoliko se ti ulazni podaci ne mogu pouzdano utvrditi. [2].

Jednom utvrđen, na osnovu ostvarenog nivoa znanja, isti faktor pouzdanosti - CF se u proračunu koristi za:

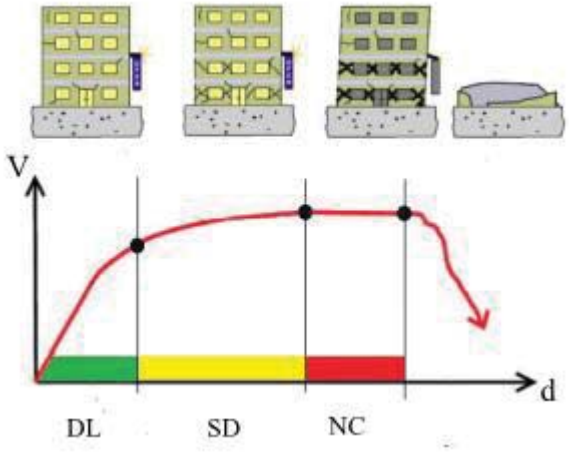
- Procenu kapaciteta elemenata konstrukcije, kao delilac svojstava materijala, da bi se u obzir uzela pomenuta nesigurnost u postojećim konstrukcijama;
- Procenu zahteva za elemente konstrukcije, kao množilac sila koje deluju na elemente pri verifikaciji krtog mehanizma loma, da bi se obezbedio veći stepen zaštite od ovog, nepoželjnog mehanizma loma;

Definisana su sldeća tri granična stanja u kojima se može naći konstrukcija i svakom od njih je pripisan zemljotresni događaj sa odrećenim povratnim periodom:

- DL – granično stanje ograničenog oštećenja (Damage Limitation);
- SD – granično stanje značajnog oštećenja (Significant Damage);
- NC – granično stanje blizu rušenja (Near Collapse);

Na *Slici 2* je prikazana tipična "Pushover" kriva i na njoj ilustrovani prethodno opisani stepeni oštećenja, odnosno granična stanja u kojima se može naći konstrukcija. Za granično stanje blizu rušenja (NC) se može smatrati da odgovara potpunom iskorišćenju kapaciteta konstrukcije, a granično stanje ograničenog oštećenja (SD) približno odgovara zahtevu definisanom u Evrokodu 8-1 da se objekat ne sruši. Vredi napomenuti da za najveći deo Evrope zemljotres sa povratnim periodom od 475 godina nije znatno većeg intenziteta u odnosu na zemljotres sa povratnim periodom od 225 godina koji se koristi za verifikaciju graničnog stanja ograničenog oštećenja. Zato se preporučuje da se Nacionalnim aneksom utvrde preciznije vrednosti povratnog perioda, umesto da se slepo prepišu vrednosti date u

Evrokodu 8-3. U suprotnom može se desiti da je ocena o seizmičkoj otpornosti konstrukcije za granično stanje ograničenog oštećenja nerealna, rezultujući nepotrebno visokim troškovima za ojačanje konstrukcije. [2]



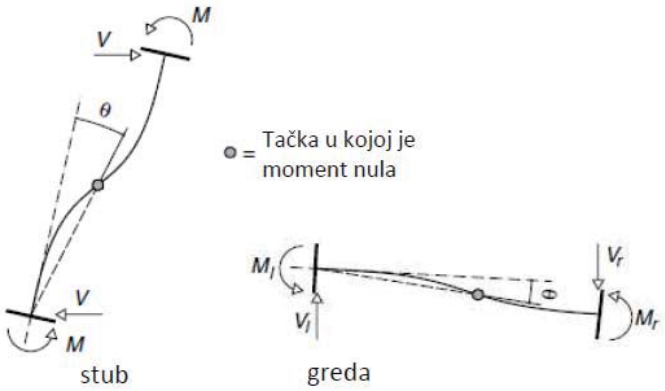
Slika 2 – Ilustracija graničnih stanja konstrukcije [3]

2.1. MODELI ZA PROCENU KAPACITETA

Elementi u konstrukciji se verifikuju poredeći zahtev sa kapacitetom elementa. Predviđa se proveravanje za slučaj i duktilnog i krtog mehanizma loma u elementima, prema izrazima datim u informativnom aneksu A Evrokoda 8-3. Dodatno, potrebna je i verifikacija integriteta čvorova u konstrukciji definisana izrazima datim u Evrokodu 8-1.

Mogućnost duktilnog loma se proverava u funkciji deformacija, tj. ugla θ koji opisuje obrtanje između tangente na osu grede na kraju elementa i tetive koja spaja taj kraj sa krajem smičućeg raspona. Izuzetak je u slučaju primene analize na bazi q faktora, kada se verifikacija duktilnog loma sprovodi u funkciji nosivosti – momenta savijanja. Mogućnost krtog loma se sprovodi uvek u funkciji nosivosti, gde se kao zahtev definiše smičuća sila u elementu i poredi se sa njegovim kapacitetom – nosivošću na smicanje [4]. Dok Evrokod 8-3 sa jedne strane daje egzaktne izraze za proračun kapaciteta elemenata za verifikaciju krtog (V_{Rd}), odnosno duktilnog loma (θ), on ni u jednom svom članu ne daje izarze za određivanje komplementarne veličine – momenta nosivosti (M). Ovu veličinu je svakako neophdno odrediti nezavisno od toga koja vrsta analize se koristi, pre svega za utvrđivanje da li su linearne analize uopšte adekvatne za proračun (više u odeljku 2.2.2), dok je u slučaju primene nelinearnih metoda neophodna za definisanje karakteristika plastičnih zglobova. S obzirom na to da je ogroman dopirnos definisanju modela za procenu kapaciteta elemenata dao M. Fardis, prirodno je načine za određivanje momenta nosivosti, odnosno momenta pri početku plastičnog tečenja potražiti upravo u njegovim radovima, pre svega u [2].

U istoj literaturi se može naći veliki broj smernica za modeliranje konstrukcije, ali i za određivanje i drugih veličina bitnih za sam proračun (efektivne krutosti preseka, smičućeg raspona, konstitutivnih relacija za materijale i tako dalje).



Slika 3 – Ilustracija fizičkog značenja ugla θ [5]

2.2. METODE ANALIZE ZA VERIFIKACIJU GRANIČNIH STANJA

Pravilnikom [4] je predviđeno da se za analizu mogu koristiti kako linearne metode analize, tako i nelinearne metode analize, ukoliko su ispunjeni određeni zahtevi. Sledećih pet metoda analize se mogu koristiti za procenu seizmičke otpornosti konstrukcije:

- Metoda bazirana na primeni q faktora
- Analiza bočnih sila
- Multimodalna spektralna analiza
- Nelinearna statička analiza
- Nelinearna vremenska analiza

2.2.1. Metoda na bazi q faktora

Ova linearna metoda analize podrazumeva da se pri proračunu koristi elastični spektar odgovora redukovan faktorom ponašanja q. Pri proračunu se preporučuje da se koristi vrednost faktora ponašanja, q=1.5, dok je upotreba većih vrednosti faktora ponašanja dozvoljena, ali samo u slučajevima ako je to moguće pouzdano analitički utvrditi. Zbog ovako male vrednosti faktora ponašanja, ova analiza je često preterano konzervativna. Potcenjena seizmička otpornost konstrukcije u ovom slučaju može zahtevati neopravdano visoka ulaganja u njeno ojačanje, zbog toga primena ove metode ima smisla samo u slučajevima kada je očigledno da je konstrukcija sposobna da izdrži zemljotresni događaj za koji se proverava. Primer može biti slučaj kada je konstrukcija projektovana prema savremenim evropskim normama za precenjen nivo seizmičkog hazarda u odnosu na realan koji se može javiti.

2.2.2. Analiza bočnih sila i multimodalna spektralna analiza

Primena neke od ovih metoda zahteva da je odnos između momenta savijanja dobijenog iz analize za razmatrano ubrzanje tla, tj. zahteva – D (demand) i momenta nosivosti, tj. kapaciteta – C (capacity) relativno ujednačen po konstrukciji za sve primarne seizmičke elemente, odnosno da je zadovoljena sledeća nejednakost [2] [6]:

$$\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} = \frac{max\left(\frac{D_i}{C_i}\right)}{min\left(\frac{D_j}{C_j}\right)} \leq 2.5 \qquad (1)$$

Vrednost data izrazom (1) praktično zahteva da najmanje opterećen primarni seizmički element u konstrukciji ima iskorišćenost veću od 40% - granični slučaj kada je vrednost u brojiocu izraza jednaka jedinici.

Dodatno se napominje da se u analizi, odnosno za dobijanje vrednosti zahteva – D, koristi neredukovan elastični spektar odgovora konstrukcije.

Nažalost za većinu postojećih konstrukcija vrednost izraza (1) neće biti zadovoljena [2], [6] što upućuje da će za ocenu kapaciteta konstrukcije biti neophodno primeniti neku od nelinearnih metoda analize. Vredi napomenuti da je vrednost definisana izrazom (1) prava mera konstrukcijske regularnosti sa striktno seizmičkog stanovišta i kao takva bi trebalo da prevlada nad članovima Evrokoda 8-1 koji se tiču utvrđivanja regularnosti konstrukcije [6]. Vrednost nejednakosti (1) od 2.5 je preproučena, a nacionalnim aneksima može biti definisana i neka druga, u opsegu između vrednosti 2 i 3.

Kako je u današnje vreme primena moćnih računara i pratećih software-a široko rasprostranjena teško je naći opravdan razlog za primenu analize bočnih sila (Lateral Force Analysis) umesto tačnije multimodalne spektralne analize (Multi-Modal Response Spectrum Analysis).

2.2.3. Nelinearna statička analiza i nelinearna vremenska analiza

S obzirom na navededno u prethodnom odeljku, u najvećem broju slučajeva će biti neophodno koristiti neku od nelinearnih metoda analize. Može se uočiti da postoji mogućnost da vrednost izraza (1) ne bude zadovoljena, a da istovremeno nije dostignut bar "normalan nivo" znanja o konstrukciji. U tom slučaju postaje neophodno prikupiti dodatne podatke o konstrukciji, sve dok se ne dostigne zahtevani nivo znanja.

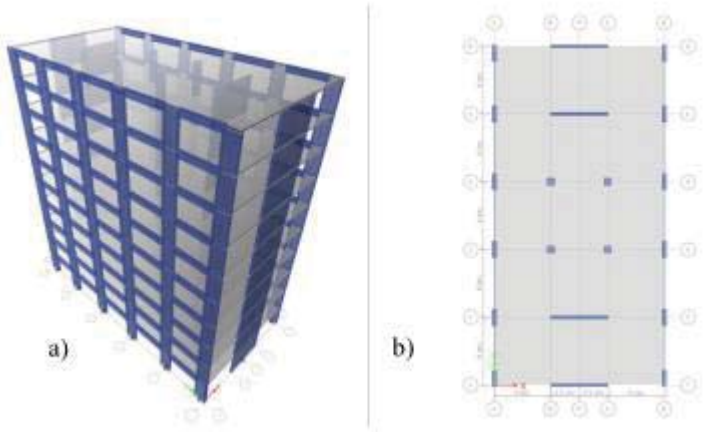
Od dve moguće nelinearne analize, nelinearna vremenska analiza iako najtačnija i primenjiva na sve slučajeve, nije pogodna za svakodnevnu inženjersku praksu, te treba težiti korišćenju nelinearne statičke (Pushover) analize za procenu seizmičkog kapaciteta. Ova metoda, kao produžetak analize bočnih sila u nelinearno područje, daje zadovoljavajuće rezultate ukoliko se može smatrati da je na odgovor konstrukcije uticaj viših tonova neznatan. U suprotnom treba primeniti ili multimodalnu Pushover analizu ili nelinearnu vremensku analizu [6].

3. NUMERIČKI PRIMER

Cilj numeričkog primera je da se formalno prikaže sprovedena ocena seizmičke otpornosti jednog jednostavnog objekta koristeći odredbe savremene tehničke regulative, Evrokoda 8-3. Osmišljena konstrukcija dimenzionisana je prema odredbama „Pravilnika o betonu i armiranom betonu“ iz 1987. odnosno prema odredbama „Pravilnika o tehničkim normativima za projektovanje i proračun inženjerskih objekata u seizmički aktivnim područjima” iz 1981. godine, koji se prema navedenom smatraju “starijim pravilnicima”. Objekat se sastoji od deset istih nadzemnih etaža dimenzija u osnovi 15x30m. Spratna visina iznosi 3.3m, a debljina ploče sprata iznosti 20cm. U dužem (Y pravcu) je predviđeno da se horizontalni uticaji prihvate sa dva fasadna rama, a u kraćem (X pravcu) predviđen je sistem nevezanih zidova. Dimenzije elemenata su koncipirane tako da krutost neisprskalih preseka dva sistema bude približno ista u dva ortogonalna pravca kako bi se uporedilo ponašanje ova dva sistema. Za razliku od odredbi domaćih pravilnika Evrokod 8-3 zahteva sprovođenje proračuna sa efektivnom krutosti elemenata, što znači da će za isto ubrzanje tla indukovana seizmička sila biti različita. Za potrebe numeričkog primera usvojene su sledeće dimenzije elemenata u konstrukciji:

- Grede.....35x60 [cm]
- Stubovi u fasadi.....35x140 [cm]
- Stubovi u unutrašnjosti.....60x60 [cm]
- Zidovi u fasadi.....20x500 [cm]
- Zidovi u unutrašnjosti.....25x500 [cm]

Za sve vertikalne noseće elemente koristi se beton MB35, a za horizontalne MB30, za armiranje koristi se čelik B500. Pri analizi su razmatrana sledeća opterećenja: sopstvena težina svih elemenata konstrukcije (g_{st}), dodatno stalno opterećenje na međuspratnoj konstrukciji (Δ_g=2 kN/m^2), korisno opterećenje na međuspratnoj konstrukciji (p=3 kN/m^2), opterećenje snegom na krovu (s=1 kN/m^2). Za objekat se smatra da pripada II kategoriji, da se nalazi u VIII seizmičkoj zoni i na tlu II kategorije (približno odgovara tlu kategorije B po klasifikaciji Evrokoda 8-1). Za razmatrani numerički primer smatra se da je dostignut potpun nivo znanja – KL3 (CF_{KL3}=1).

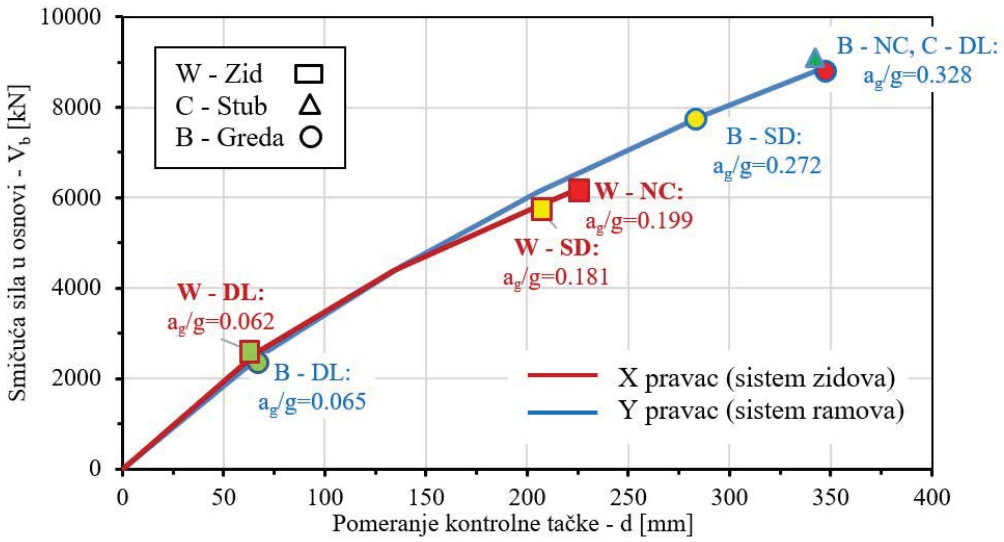


Slika 4 – a) izometrijski prikaz konstrukcije, b) osnova tipskog sprata

Pretpostavka o primenjivosti linearnih metoda analize se u ovom slučaju pokazuje kao neopravdana. Već za pretpostavljenu vrednost ubrzanja tla ag/g=0.20 vrednost u brojiocu izraza (1) je veća od jedan. Dalji iterativni postupak je suvišan jer je za pomenuto pretpostavljeno ubrzanje tla vrednost u imeniocu manja 0.4, pa nejednakost (1) ne može biti zadovoljena. Zato će se za dalju procenu seizmičkog kapaciteta konstrukcije koristiti Pushover analiza, u svemu prema odredbama Evrokoda 8-3. Ova analiza sprovodi se pod dejstvom konstantnog gravitaciong i inkramentalno rastućeg horizontalnog opterećenja, sve do dostizanja ciljnog pomeranja kontrolnog čvora (najčešće centra mase najvišeg sprata). U informativnom Aneksu B Evrokoda 8-1 može se naći postupak za određivanje ciljnog pomeranja (d) za pretpostavljeno normirano ubrzanje tla (a_g/g). U ovom primeru je u zavisnosti od stanja u kom se nalaze plastični zglobovi u konstrukciji, iz analize očitano pomeranje kontrolnog čvora (d), a veza sa ubrzanjem tla usled koga konstrukcija prelazi u neko od graničnih stanja je dobijana inverzijom malopre pomenutog postupka. Rezultati sprovedene analize su prikazani u *Tabeli 2* i na *Slici 5*.

Tabela 2 – Rezultati utvrđeni primenom Pushover analize:

Granično stanje		Y pravac	X pravac
DL	d [mm]	66	67
	a_g/g [-]	0.065	0.062
SD	d [mm]	285	204
	a_g/g [-]	0.272	0.181
NC	d [mm]	347	224
	a_g/g [-]	0.328	0.199



Slika 5 – Rezultati sprovedene Pushover analize

Na osnovu prikazanog može se uočiti da je priraštaj projektnog ubrzanja tla između graničnih stanja značajnog oštećenja (SD) i graničnog stanja blizu rušenja (NC) relativno mali, čime se potvrđuje izneto u poglavlju 1, odnosno na Slici 1. Dodatno očigledan je veći kapacitet nosivosti ramovskog sistema (Y pravac) u odnosu na sistem nevezanih zidova (X pravac). Konačna vrednost projektnog ubrzanja tla nakon kog je konstrukcija teško oštećena, a njena preostala bočna nosivost i krutost gotovo iscrpljena može se utvrditi tek nakon obaveznog kombinovanja seizmičkih uticaja (prema odredbama Evrokoda 8-1) i iznosi a_g/g=0.197. Vertikalni elementi za ovo ubrzanje tla su još uvek sposobni da prihvate (vertikalna) optrećenja, ali konstrukcija verovatno ne bi preživela novi zemljotres, čak ni umerenog intenziteta.

Ubrzanje tla na koju je konstrukcija izvorno projektovana može se dobiti na osnovu sledeće relacije [7]:

$$K_s = 0.25 \cdot a_g/g \qquad (2)$$

Ukoliko ne postoje podaci seizmičke mikroreonizacije, za VIII seizmičku zonu vrednost koeficijenta seizmičkog intenziteta iznosi K_s=0.050. Na osnovu izraza (2) se sada može dobiti gornja grnica maksimalno očekivanog ubrzanja tla, koja iznosi a_g/g=0,200. Uočava se da je utvrđen kapacitet konstrukcije u razmatranom primeru vrlo blizu, iznosi čak 98,5% maksimalne očekivane vrednosti ubrzanja tla u VIII seizmičkoj zoni.

4. ZAKLJUČAK

Analizom odredbi standarda Evrokoda 8-3, uočava se da je primena nelinearnih metoda analize za procenu stanja konstrukcija često lakši i jednostavniji posao u odnosu na primenu linearnih metoda analize. Naime, broj veličina koje je potrebno odrediti pri proračunu je gotovo isti, međutim utvrđivanje pogodnosti linearnih metoda analize je dodatan, vremenski zahtevan i greškama sklon posao, a pri tome uslov za primenu ovakve analize – izraz (1), gotovo nikad neće biti zadovoljen. Ovim se gubi osnovna prednost linearnih metoda u odnosu na nelinearne, njihova jednostavnost. Veća tačnost nelinearnih metoda analize rezultira manjim troškovima za ojačanje konstrukcije (ukoliko oni uopšte budu potrebni), što je još jedan snažan argument za prevagu njihove primene nad linearnim metodama analize.

Za konstrukciju razmatranu u numeričkom primeru seizmički kapacitet se iscrpljuje usled duktilnog mehanizma loma – iscrpljenjem nosivosti na savijanje najopterećenijeg zida, za ubrzanje tla koje iznosi čak 98.5% maksimalno očekivanog ubrzanja za seizmičku zonu za koju je konstrukcija i projektovana. S obzirom na navedeno, odnosno da se ne ostvaruje nepovoljan, krt mehanizam loma, može se reći da se ova konstrukcija ponaša adekvatno i za najjače očekivane zemljotrese, uprkos tome što je projektovana prema danas već vremešnim propisima. Kako je svaka konstrukcija jedinstvena, izvedeni zaključak važi samo za razmatrani slučaj i ne može se ekstrapolirati na sve postojeće objekte sličnih karakteristika i uslova izloženosti seizmičkom hazardu.

LITERATURA

[1] Pinto P.E.: The Eurocode 8 – Part 3: The new European code for the seismic assessment of existing structures, Asian Journal of Civ. Eng., 6(5), 2005, 447-456.

[2] Fardis M.N: Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN - Eurocode 8, Springer, Dordrecht, 2009.

[3] Stratan A.: 2C09 Design for seismic and climate changes, Lecture 19: Performance-based seismic design, (https://www.ct.upt.ro/suscos/files/2013-2015/2C09/L19_Performance-based%20seismic%20design.pdf), pristupljeno: 25.07.2018.

[4] EN 1998-3:2005 (Eurocode 8-3): Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings," European Committee for Standardization (CEN); Brussels, Belgium, 2005.

[5] Radujković A.: Analiza parametara za procenu seizmičkog odgovora višespratnih armiranobetonskih okvira, Doktorska disertacija, Univerzitet u Novom Sadu, 2015.

[6] Pinto, P. E. and Franchin, P.: Assessing existing buildings with Eurocode 8 Part 3: a discussion with some proposals. Background documents for the "Eurocodes: Background and applications" workshop, Brussels, Belgium, 2008.

[7] Alendar V.: Projektovanje seizmički otpornih armiranobetonskih konstrukcija kroz primere, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu - Institut za materijale i konstrukcije, 2004, Beograd.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-38
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Lazar Živković[1]

PROBLEMATIKA DIMENZIONISANJA GREDNIH NOSAČA SA KOMPOZITNOM ARMATUROM, OPTEREĆENIH NA SAVIJANJE

Rezime:

Uz analitičke izraze za dimenzionisanje grednih nosača opterećenih na savijanje prema Evrokodovima za konvencionalnu aramaturu, probali smo upotrebiti kompozitnu – GFRP armaturu. Konkretno se je koristila amatura proizvođača "Kompozit armatura" iz Kragujevca. U radu su prikazane izmene u izrazima u odnosu na one standardne koje se koriste za potrebe proračuna preseka sa čeličnom armaturom. Takodje, date su i neke preporuke pri proračunu preseka ovakvom armaturom kojima se zadovoljavaju i GSU, pored GSN. Govori se i o prednostima i manama ovako armiranog preseka. Kao primeri su korišćeni 10 grednih, slobodno oslonjenih nosača, pravougaonih preseka, različitih raspona, kao i dimenzija poprečnih preseka.

Ključne reči: GFRP armatura, izrazi za dimenzionisanje, AB grede

THE PROBLEMS OF DESIGNING CONCRETE BEAMS WITH COMPOSITE ARMATURE, PRESSURED BY BENDING

Summary:

Along with the analytical expressions for the dimensioning of concrete beams on bending moment according to the Eurocodes for conventional reinforcement bar, we tried using the composite - GFRP reinforcement. Specifically, we used the "Kompozit armatura" from Kragujevac was used. This paper presents the changes in expressions in relation to those standard ones used for the calculation of the cross section with a steel framework. Furthermore, some recommendations have been given in the calculation of the intersection with such reinforcement that they meet and border-lines state of usability, in addition to the border-lines state of the load capacity. Advantages and disadvantages of this reinforced cross-section are like-wise a part of this paper. 10 concrete beams, rectangular sections, different ranges, and cross-sectional dimensions were used to exemplify this.

Key words: GFRP reinforcement bar, terms for dimensioning ,reinforced concrete beams

[1] *M. Sc., University of Niš, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Serbia, lazarlazarr@live.com*

1. UVOD

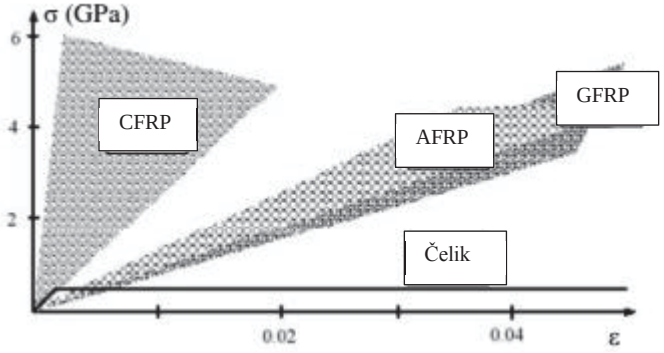
Kompozitni materijali su napravljeni od dva ili više materijala koji formiraju nov materijal sa poboljšanim osobinama koje su superiorne u odnosu na osobine individualnih sastojaka pojedinačno. Univerzalni naziv ove armature je FRP (Fiber Reinforced Polymer – FRP).

Dva osnovna sastojka za proizvodnju ovakvog materijala su: armaturna vlakna (fiber) i polimerna matrica (polymermatrix). Polimerna matrica se prozivodi od sirove nafte, dok se staklena vlakna dobijaju od silikatnog peska. Vlaknasti deo FRP materijala sastoji se od nekoliko hiljada pojedinačnih, veoma tankih vlakana, mikrometarskih prečnika koja su beskonačno duga. Ona čine 20 do 60% FRP materijala i njima se armira polimenrna matrica, pa odatle i naziv vlaknima armirani polimeri. Vlakna imaju veliku čvrstoću pri zatezanju. Zbog činjenice da su vlakna orjentisana u određenom pravcu, FRP materijali su ortotropni i znatno krući i čvršći u pravcu njihovog pružanja. Tri najčešće korišćena tipa vlakana u građevinskom inženjerstvu su: staklena (glass), karbonska (carbon) i aramidna (aramid).

2. KARAKTERISTIKE FRP MATERIJALA

Na Slici 1 prikazane su krive zavisnosti između napona i dilatacije za nekoliko jednoosnih FRP materijala, kao i za armaturni čelik. Na osnovu ovih podataka očigledno je da i GFRP i AFRP imaju modul elastičnosti koji je značajno manji u odnosu na čelik pre tečenja, kao i da CFRP ima modul elastičnosti koji može biti i veći nego kod čelika u nekim slučajevima. Takođe je evidentno na osnovu podataka da FRP materijali imaju čvrstoću pri zatezanju nekoliko puta veću nego čelik.

Modul elastičnosti pri pritisku je generalno manji od modula elastičnosti pri zatezanju i obično je od 50 do 80% od onog dobijenog testom zatezanja, u zavisnosti od tipa FRP materijala.



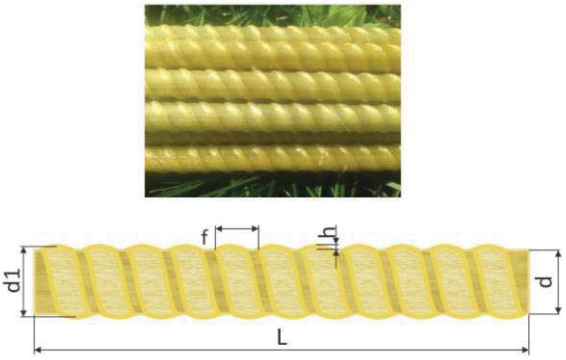
Slika 1 – Krive zevisnosti između napona i dilatacije GFRP, CFRP, AFRP materijale i čelik

Tabela 1 – Vrednosti fizičkih karakteristika za GFRP, CFRP, AFRP materijala i čelik

	Čelik	***GFRP***	***CFRP***	***AFRP***
Napon tečenja (MPa)	*276-517*	*/*	*/*	*/*
Čvrstoća pri zatezanju (MPa)	*483-690*	*483-1600*	*600-3690*	*1720-2540*
Modul elastičnosti (MPa)	*200*	*35-51*	*120-580*	*41-125*
Dilatacija tečenja ‰	*0,14*	*/*	*/*	*/*

3. KOMPOZITNA (GFRP) ARMATURA PROIZVOĐAČA „KOMPOZIT ARMATURA“ IZ KRAGUJEVCA

Kompozitna GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) armatura firme „KOMPOZIT ARMATURA“ predstavlja materijal u vidu rebrastih šipki izrađenih od stakenih vlakana i epoksi smole kao matrice (slika 2).



Slika 2 – Šipke GFRP armature proizvođača „KOMPOZIT ARMATURA“ iz Kragujevca

Ova armatura je blizu četiri puta lakša od čelične (odnos zapreminskih masa je $\gamma_{čel}/\gamma_{gfrp}$≈8000/2200=3,64), pri čemu je njena zatezna čvrstoća od 1200 MRa približno dva puta veća od čvrstoće nakvalitetnije čelične armature koja je danas prisutna na našem tržištu (čelik kvaliteta 500/560).

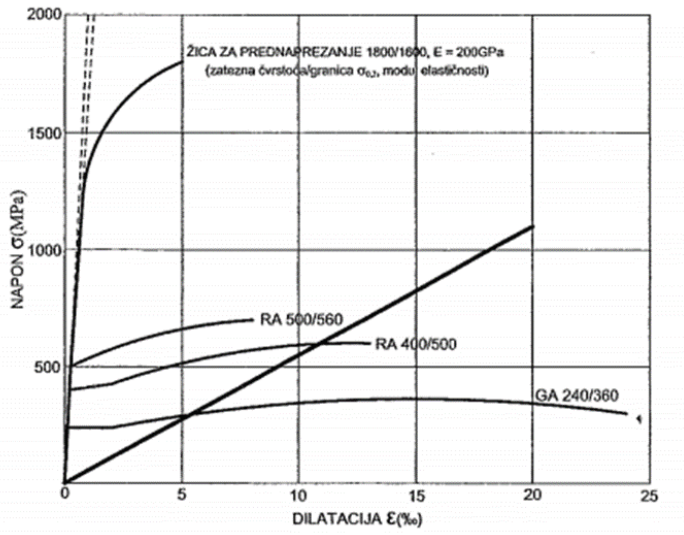
Ipak GFRP armaturu karakteriše relativno niska vrednost modula elastičnosti (što se često smatra za njen nedostatak), ali se i pored toga primenom GFRP armature u građevinarstvu u nekim slučajevima mogu ostvariti uštede i do 20%. Osnovna prednost kompozitne u odnosu na čeličnu armaturu leži u njenoj visokoj otpornosti na koroziju i agresivne agense, što je od izuzetne važnosti za trajnost armirano-betonskih konstrukcija. Njenu ekonomičnost treba ocenjivati i preko parametra dugotrajnosti objekata.

U tabeli 2 prikazane su neke osnovne mehaničke karakteristike ove armature dobijene laboratorijskim ispitivanjima.

Tabela 2 – Osnovne mehaničke karakteristike GFRP armature

Karakteristika	***Vrednosti dobijene ispitivanjem***	***Uslov prema GOST-u 31938-2011***
Čvrstoća pri zatezanju (granica kidanja) f_{yk} (MPa)	*1100,0*	*800,0*
Čvrstoća pri pritisku f_{pk} (MPa)	*700,0*	*500,0*
Čvrstoća pri smicanju τ_{τ} (MPa)	*300,0*	*150,0*
Modul elastičnosti E (GPa)	*55,0*	*50,0*

Laboratorijska ispitivanja su pokazala da ova armatura ima linearan σ-ε dijagram u celokupnom naponskom području (reč je, dakle, o krtom ponašanju materijala).



Slika 2 - σ-ε karakteristike armaturnih čelika, čelika za prednapregnuti beton i kompozitne armature

Kao što slika 2 pokazuje, kompozitnu armaturu karakterišu sledeće mehaničke karakteristike:

- zatezna čvrstoća (granica kidanja) f_{yk} *= 1100 MPa*,
- granična deformacija (dilatacija) ε_{gr} *= 2% = 20‰,*
- modul elastičnosti *E=55Gpa.*

Sa slike 3 se vidi da se kod kompozitne armature ne može računati sa njenim elastoplastičnim ponašanjem. Iz tih razloga sledi da se pri primeni kompozitne armature sa

njenim iskorišćenjem ne može ići „do kraja“ što bi podrazumevalo usvajanje granične deformacije (dilatacije). Računska vrednost granične deformacije (dilatacije) kompozitne GFRP armature može se usvojiti na bazi sličnog razmatranja kao u slučaju žice za prednapregnuti beton (detaljnije u Master radu). Shodno tom razmatranju, napon zatezanja može da se „iskoristi“ samo do granice cca 0,75 fyk = 0,75 · 1100 = 825 MRa. To dalje znači da će tom naponu odgovarati računska veličina granične deformacije (dilatacije) $\varepsilon_{\kappa,1}$=825/55000=0,015=1,50%. Odavde proizilazi da je *parcijalni koeficijent* za ovaj materijal $\boldsymbol{\gamma_{\kappa}}$ = 1100/825 = **1,333**. Bitno je napomenuti da predmetna GFRP armatura ima različite čvrstoće pri zatezanju i pri pritisku. Granično računsko naprezanje pritisnute armature će biti: $f_{pd}=f_{pd}/\gamma_{\kappa}$=700/1,333=525,0 MPa.

Za duzinu sidrenja u betonu, na bazi rezultata konkretnih laboratorijskih ispitivanja, prema Evrokodu za praktičnu primenu se može usvojiti:

$$l_{b,rqd}=\frac{\phi\cdot\sigma_{kd}}{4\cdot f_{bd}} \tag{1}$$

gde je:

ϕ prečnik šipke,

σ_{kd} proračunski napon zatezanja u šipki,

f_{bd} proračunska vrednost graničnog napona prijanjanja za kompozitnu armaturu (tabela 3),

Вредност σ_{kd} може да се усвоји у већ напред наведеном износу од 825 Mpa.

Tabela 3 – Vrednosti prijanjanja-athezije f_{bd} (MPa) u funkciji klase betona

Klasa čvrstoće betona	***C12/15***	***C16/20***	***C25/30***	***C30/37***	***C40/50***	***C50/60***
Athezija f_{bd} (MPa)	*9,33*	*9,73*	*10,47*	*11,0*	*11,93*	*12,67*

Različitost prijanjanja-athezije GFRP armature i čelične rebraste armature ima za posledicu različite dužine sidrenja predmetnih armatura. U proseku se dobija da su dužine za GFRP armaturu značajno manje od dužine sidrenja rebraste armature. Detaljnije u Master radu.

Ako označimo da je:

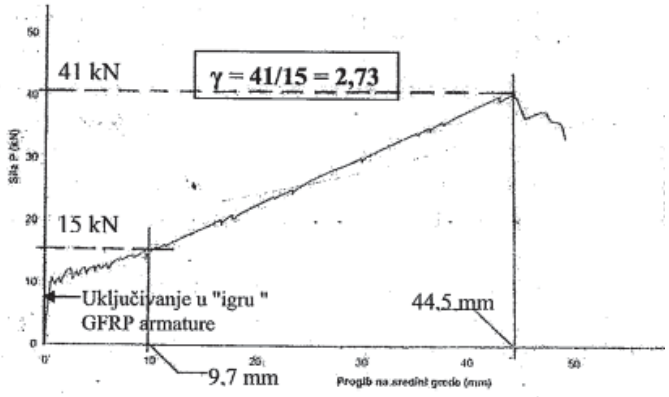
$$K=\frac{\sigma_{kd}}{4\cdot f_{bd}} \tag{2}$$

u praksi se, bez opasnosti da će se načiniti veća greška, kod svih betona može računati sa vrednošću K = 30. Sledi da je dužina sidrenja GFRP armature:

$$l_{b,rqd}=30\cdot\phi \tag{3}$$

4. PRORAČUN KONSTRUKCIJA ARMIRANIH GFRP ARMATUROM (KONSTRUKCIJE IZLOŽENE SAVIJANJU)

Na osnovu jednog od dijagrama datog u doktorskoj disertaciji profesora Tomislava Kišičeka (slika 3), ako se kao granični ugib nosača raspona 2,90m ispitivanog u toj disertaciji usvoji veličina 2900/300 = 9,7mm ≈ 10 mm. Saglano tom ugibu će odgovarati sila P = 15 kN. Na datoj slici 3 se vidi da je pri predmetnom ispitivanju lom nastupio pri graničnoj sili P_{gr} = 41 kN, kojoj je odgovarao ugib od 44,5mm u sredini nosača.



Slika 3 – Dijagram ugib u sredini grede-sila P prema disertaciji T.Kišičeka

Prema tome, kako je odnos:

$$\frac{P_{gr}}{P} = \frac{41}{15} = 2,73 \qquad (4)$$

Proizilazi činjenica da pri proračunu granične nosivosti grednog nosača treba uzeti globalni faktor sigurnosti 2,73. Ispitivanja su vršena na jos nekoliko gredica različitih raspona gde su dobijeni globalni faktori sigurnosti od 2,20 do 3,12 (disertacija T.Kišičeka).

Rezultati ovih ispitivanja ukazuju da nosače armirane GFRP armaturom karakterišu značajne fisuracije i ugibi i pri „malim“ opterećenjima u odnosu na granična. To je direktna posledica malog modula elastičnosti (55MPa), što je najveća mana ove armature.

Predlog profesora M.Muravljova u knjizi [1] je da pri prorčunu konstrukcija armiranih GFRP armaturom granični moment M_u, odnosno parcijalne koeficijente sigurnosti treba povećati 1,6 puta. Na osnovu toga parcijalni koeficijenti sigurnosti po EC će biti (za nepovoljan efekat):

$$M_{ed} = 1,35 \cdot 1,6 M_g + 1,50 \cdot 1,6 M_q = 2,15 M_g + 2,40 M_q \qquad (5)$$

4.1. NAČIN PRORAČUNA KONSTRUKCIJA ARMIRANIH GFRP ARMATUROM

Kombinacija dejstava za „stalnu“ proračunsku situaciju:

$$\sum \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \; ; \; (\mathrm{i} \neq 1) \tag{6}$$

$$\sum \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k \; ; \; (i = 1) \tag{7}$$

Tabela 4 – Parcijalni koeficijenti sigurnosti Y za dejstva

Stalna dejstva y_g		***Promenljiva dejstva y_q***
Povoljan efekat	***Nepovoljan efekat***	***Nepovoljan efekat***
1,0	*1,35→2,15*	*1,50→2,40*

Tabela 5 – Statički faktor ψ (EN 1990:2002 A1.2.2(1), Tabela A1.1)

Opterećenje	***Ψ_0***	***Ψ_1***	***Ψ_2***
Korisno opterećenje kategorije A	*0,7*	*0,5*	*0,3*
Sneg	*0,5*	*0,2*	*0,0*

Tabela 6 – Kombinacija dejstava za »stalnu« prpračunsku situaciju

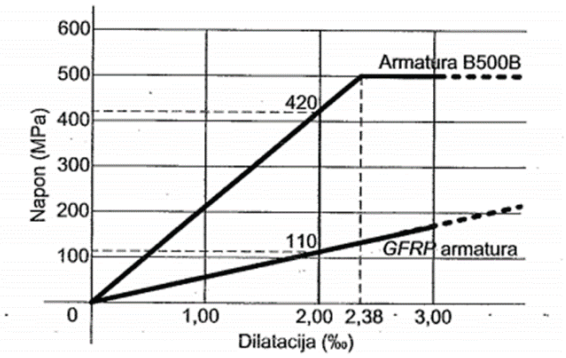
»Stalna« proračunska kombinacija	***Stalna dejstva***		***Promenljiva dejstva***
Jednačina: $\sum \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	***povoljna***	***nepovoljna***	***»dominantno« promenljivo dejstvo***
	1,0 g	*/*	*1,50→2,40 q*
	/	*1,35→2,15 g*	*1,50→2,40 q*

Posebnu pažnju treba posvetiti kod pritisnutog dela preseka. Naime, radni dijagram kod čelične i GFRP armature nije isti (slike 2 i 4). Pri pritisku dilatacija betona (koja je reda veličine od 2 do 3,5 ‰) je ista i u datoj armaturi. Kod čelika je to 420÷500MPa (za B500B), ali je kod GFRP armature 110÷165 MPa. Možemo proračun sprovesti na identičan način kao sa čeličnom armaturom, ali će se koristiti $f_{pd}^{3‰}$ = 165 MPa, odnosno $\gamma_{k,3‰}$ = 4,242. To će u najvećem broju slučajeva prouzrokovati da presek bude prearmiran. Moguće je da će u preseku biti više armature od 4% površine betonskog preseka, što nije dozvoljeno. Zato pribegavamo drugim rešenjima. Postoje više metoda (videti „Armiranje AB greda plastičnom armaturom“ – dr Nebojša Đuranović). Jedan od njegovih predloga, takođe predlog dr Mihaila Muravljova, jeste da kod dvostruko armiranog preseka trbe ići na povećanje visine tog preseka. Ovim se

najbolje rešava problem prtisnute armature, koja bi kod dvostrukog armiranja, kao i kod stubova, a sve zbog male vrednosti napona pri navedenim dilatacijama bila velikih površina.

Prema tome, proizilazi zaključak da nema tehničkog opravdanja da se u praktičnoj primeni GFRP armature, a iz razloga povećanja nosivosti preseka, primenjuje dvostruko armiranje preseka. Dakle kada je μkd ≥ 0,296 treba ići na povećanje visine preseka h. Prema analizi profesora Muravljova, kod prelaza sa dvostruko armiranog preseka na jednostruko, potrebno povećanje visene h bi bilo:

$$h_{GFRP} = 1,452 \cdot h \tag{8}$$



Slika 4 – Radni dijagram GFRP armature i čelične armature B500B

4.2. DOZVOLJENA ŠIRINA PRSLINA U BETONU

Granične širine prslina u pravilnicima (BAB 87, EVROKOD, ...) pored trajanja uticaja, zavise najviše od agresivnosti sredine. Kod primene kompozitne armature nema potrebe na ograničenje dozvoljene širine prslina upravo iz razloga što nije sklona koroziji. Ipak neko ograničenje zbog estetskih razloga, zatim zbog psihološke sigurnosti lica koja koriste dati objekat mora da postoji. Po mišljenju profesora Muravljova, u slučaju grednih elemenata armiranih GFRP armaturom granična širina prslina (pukotina) ne bi trebalo da pređe meru od 1 mm. Prema profesoru Đuranoviću maksimalna vrednost graničnih širina prslina bi bila 0,3÷0,5 mm. Usvojićemo da je najveća dozvoljena granična širina prslina 0,5 mm.

Što se tiče ugiba primenjuju se isti izrazi, zavisno od statičkog sistema, kao i pri preseku armiranom čeličnom armaturom.

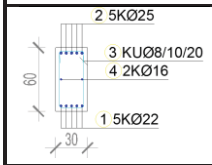
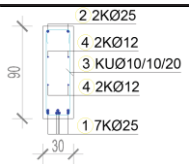
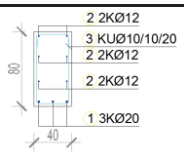
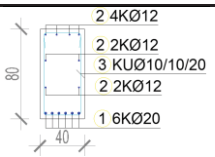
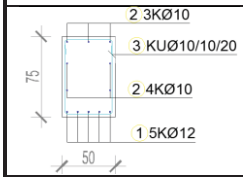
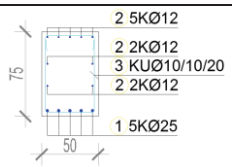
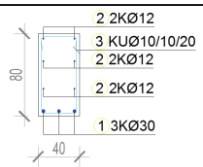
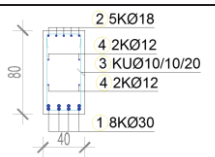
4.3. GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE GFRP ARMATURE

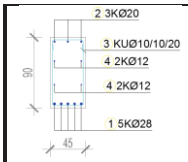
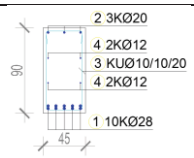
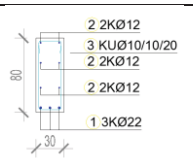
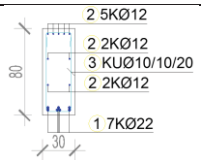
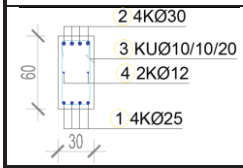
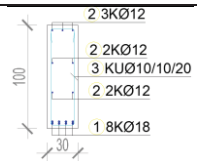
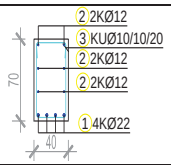
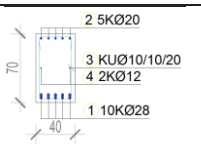
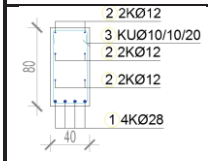
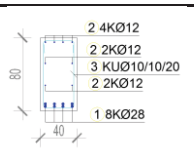
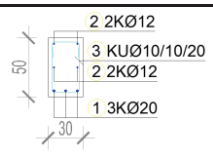
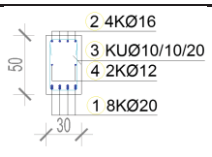
	POVRŠINA POPREČNOG PRESEKA ZA BR. KOMADA															Težina
Ø	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	KA 1100
mm								cm^2								kg/m
6	0,283	0,566	0,849	1,132	1,415	1,698	1,981	2,264	2,547	2,83	3,113	3,396	3,679	3,962	4,245	0,065
8	0,503	1,006	1,509	2,012	2,515	3,018	3,521	4,024	4,527	5,03	5,533	6,036	6,539	7,042	7,545	0,098
10	0,785	1,57	2,355	3,14	3,925	4,71	5,495	6,28	7,065	7,85	8,635	9,42	10,205	10,99	11,775	0,153
12	1,131	2,262	3,393	4,524	5,655	6,786	7,917	9,048	10,179	11,31	12,441	13,572	14,703	15,834	16,965	0,221
14	1,539	3,078	4,617	6,156	7,695	9,234	10,773	12,312	13,851	15,39	16,929	18,468	20,007	21,546	23,085	0,3
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,1	22,11	24,12	26,13	28,14	30,15	0,392
18	2,543	5,086	7,629	10,172	12,715	15,258	17,801	20,344	22,887	25,43	27,973	30,516	33,059	35,602	38,145	0,496
20	3,14	6,28	9,42	12,56	15,7	18,84	21,98	25,12	28,26	31,4	34,54	37,68	40,82	43,96	47,1	0,612
22	3,799	7,598	11,397	15,196	18,995	22,794	26,593	30,392	34,191	37,99	41,789	45,588	49,387	53,186	56,985	0,741
25	4,916	9,832	14,748	19,664	24,58	29,496	34,412	39,328	44,244	49,16	54,076	58,992	63,908	68,824	73,74	0,959
28	6,154	12,308	18,462	24,616	30,77	36,924	43,078	49,232	55,386	61,54	67,694	73,848	80,002	86,156	92,31	1,2
30	7,065	14,13	21,195	28,26	35,325	42,39	49,455	56,52	63,585	70,65	77,715	84,78	91,845	98,91	105,975	1,377

Slika 5 – Tablica profila GFRP armature

5. UPOREĐIVANJE REZULTATA PRORAČUNA ZA GSN I GSU

Tabela 7 – Razlika u armaturi, kvalitetu betona i visini preseka za zadovoljavanje GSN i GSU

Primer 1 (GSN)	***Primer 1 (GSU)***	***Primer 7 (GSN)***	***Primer 7 (GSN)***
C 25/30	***C 50/60***	***C 25/30***	***C 25/30***
			
Primer 2 (GSN)	***Primer 2 (GSU)***	***Primer 8 (GSN)***	***Primer 8 (GSN)***
C 30/37	***C 30/37***	***C 25/30***	***C 35/45***
			
Primer 3 (GSN)	***Primer 3 (GSU)***	***Primer 9 (GSN)***	***Primer 9 (GSN)***
C 25/30	***C 45/55***	***C 25/30***	***C 30/37***

			
Primer 4 (GSN)	***Primer 4 (GSU)***	***Primer 10 (GSN)***	***Primer 10 (GSN)***
C 25/30	***C 30/37***	***C 25/30***	***C 30/37***
			
Primer 5/6 (GSN)	***Primer 5/6 (GSU)***	***Primer 13 (GSN)***	***Primer 13 (GSN)***
C 25/30	***C 40/50***	***C 50/60***	***C 50/60***
			

6. ZAKLJUČCI SPROVEDENIH ISTRAŽIVANJA

Što se tiče samog dimenzionisanja konstrukcije, tu pre svega mislim na glavne noseće nosače, potrebno je dosta armature, bolji (kvalitetniji) beton, a poželjno je i veća visina nosača. Zašto veća visina preseka? Modul elastičnosti kompozitne armature je manji u odnosu na čeličnu armaturu. Odnos modula elastičnosti GFRP armature i betona (bilo kog) je reda veličune od 1,5 do 1,8. To dalje znači da kod GSU, pre svega kod ugiba, ova armatura ne doprinosi mnogo. Zašto kvalitetniji beton? Glavna prednst ove armature je njena granica razvlačenja, koja je duplo veća u odnosu na čeličnu. Zbog ravnoteže unutrašnjih sila u samom preseku i pritisnuti deo preseka će trpeti veću silu. Betoni veće klase imaju veće dozvoljene napone na taj pritisak. Zato ova armatura „traži“ kvalitetniji beton. Za visinu preseka ne bi trebalo uzimati manju od odnosa $l/12$. Tako je i preporuka za beton C50/60 i C45/55. Sa ovako uzetim početnim podacima, armaturu bi u startu trebalo usvojiti **tri** puta veću, da bi time bile zadovoljene i stavke iz GSU.

LITERATURA

[1] Mihailo Muravljov: Osnovni aspekti praktične primene kompozitne GFRP armature proizvođača „Kompozit armatura“ iz Kragujevca, Beograd, 2016.

[2] Žarko Petrović: Eksperimentalno-teorijska analiza graničnih stanja armiranobetonskih kontinualnih greda od samougrađujućeg betona ojačanih vlaknima armiranim

polimerima (Fiber-reinforced polymer – FRP), Doktorska disertacija, Univerzitet u Nišu, 2016.

[3] Nebojša Đuranović: Armiranje AB greda plastičnom (FRP) armaturom.

[4] Nebojša Đuranović: Testiranje greda armiranih plastičnom (FRP) armaturom.

[5] Tomislav Kišiček, Zorislav Stojić, Josip Galić: Tablice za dimenzionisanje armirano-betonskih preseka, Građevinar 62, 11 – 1001-10010, 2010.

[6] Lazar Živković: Preporuke pri primeni kompozitne armature za dimenzionisanje grednih nosača opterećenih na savijanje, Master rad, Univerzitet u Nišu, 2017. http://rc5.gaf.ni.ac.rs/dec/beton/master/system/index.php

[7] Predrag Blagojević, Darko Živković, Aleksandar Šutanovac: Zbirka zadataka iz betonskih konstrukcija 1, Niš, 2017.

[8] Jovan Ristić: Određivanje optimalne vrednosti dilatacije u armaturi za dimenzionisanje pravougaonog preseka u skladu sa EC2, Master rad, Univerzitet u Nišu, 2018.

[9] FIB: FRP reinforcement in RC structures, 2007, www.alientechnologies.ru.

[10] Igor Conić: Kompozitna armatura duplo jača od čelične, 2014, http://www.gradnja.rs/kompozitna-armatura-duplo-jaca-od-celicne/

[11] Andrew Bond, Owen Brooker, Andrew Harris, Tom Harrison, Richard Moss, R. S. Narayanan, Rod Webster: How to Design Concrete Structures using Eurocode2, 2006.

[12] Dragan Buđevac, Života Perišić, Aleksandar Pakvor, Mirko Aćić, Mihajlo Đurđević, Zlatko Marković, Zoran Đorđević, Dragana Čukić: Evrokodovi za konstrukcije, evrokod 2: EN 1992-1-1: 2004, Beograd, 2006.

[13] Alen Harapin, Jure Radnić: Osnove betnskih konstrukcija – interna skripta, 2009.

[14] http://www.kompozitna-armatura.com

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-39
15. KONGRES
6-8. 9. 2018.Zlatibor

Kristina Kostadinović Vranešević[1], Nina Gluhović[2], Jelena Dobrić[3], Milan Spremić[4]

POREĐENJE PONAŠANJA TANKIH CILINDARIČNIH LJUSKI OD UGLJENIČNOG ČELIKA I NERĐAJUĆEG ČELIKA

Rezime:

Tanke kružne cilindrične ljuske predstavljaju jedan od složenijih konstruktivnih elemenata u pogledu ponašanja i osetljivosti na izbočavanje. U radu je dat kratak teorijski osvrt sa prikazom različitih, trenutno dostupnih, proračunskih preporuka. Prikazana je numerička analiza uticaja početnih imperfekcija na nelinearno ponašanje kružnih cilindričnih ljuski. Analizirane su ljuske različite debljine zida, sa konstantnim vrednostima dužine i prečnika ljuske, kao i sa različitim vrednostima početnih imperfekcija. Analiza obuhvata uticaj materijalne i geometrijske nelinearnosti na ponašanje cilindričnih ljuski od ugljeničnog i nerđajućeg čelika, uključujući eksperimentalne krive napon-dilatacija. U radu je pokazano da materijalna nelineranost i početna geometrijska imperfekcija dovode do značajnog pada nosivosti na izbočavanje cilindrične ljuske.

Ključne reči: cilindri srednje dužine, početne imperfekcije, izbočavanje, redukcioni faktor

CARBON STEEL vs. STAINLESS STEEL BEHAVIOR OF THIN-WALLED CYLINDRICAL SHELLS

Summary:

Thin-walled cylindrical shells represent one of the most complex constructive elements, considering their behaviour and susceptibility to buckling. In this paper is given a brief theoretical review including the presentation of different currently available design recommendations. Influence of initial imperfections on nonlinear behaviour of cylindrical shells is also presented through numerical analysis. Cylindrical shells with different wall thicknesses and different values of initial imperfections, but constant length and diameter of shell are analysed. Numerical analysis includes materially and geometrically nonlinear analysis of cylindrical shells, using experimentally obtained stress-strain relation of carbonsteel and stainless steel. Material nonlinearity and initial geometrical imperfections resulted in significantly lower buckling resistance of cylindrical shells.

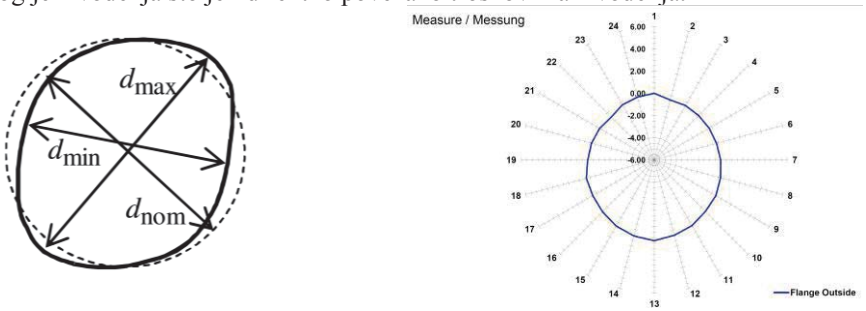
Key words: medium-length cylinders, initial imperfections, buckling, knockdown factor

[1]*Asistent - student dotorskih studija, Univerzitet u Beogradu Građevinski fakultet, kkostadinovic@grf.bg.ac.rs*
[2]*Asistent - student dotorskih studija, Univerzitet u Beogradu Građevinski fakultet, nina@imk.grf.bg.ac.rs*
[3]*Doc. dr, Univerzitet u Beogradu Građevinski fakultet, jelena@imk.grf.bg.ac.rs*
[4]*Doc. dr, Univerzitet u Beogradu Građevinski fakultet, spremic@imk.grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

Tanke kružne cilindrične ljuske su konstruktivni elementi koji su našali široku primenu u praksi. Bilo da se radi o limenci piva ili delu za rakete, neophodno je temeljno poznavanje svih njihovih karakteristika. Naročito je specifična analiza stabilnosti i šablon izbočina (*buckling pattern*) koji se formira.

Stvarne ljuske su nesavršeni elementi i kao takvi imaju određene imperfekcije. Može se izvršiti podela na tri osnovna tipa imperfekcija: geometrijske, strukturalne i imperfekcije u opterećenju. U analizi se najčešće koriste geometrijske imperfekcije zbog jednostavnosti njihovog definisanja, a pokazale su se i kao adekvatne za opisivanje bilo koje vrste imperfekcija. Dobro je poznato da najveći uticaj na stabilnost cilindra imaju geometrijske imperfekcije koje se mogu zadati u obliku koji odgovara geometriji sopstvenih tonova izbočavanja. Ovakva pretpostavka značajno odstupa od realne ali je u građevinarstvu našla široku primenu. Razlog je mali broj dostupnih merenja imperfekcija na stvarnim konstrukcijama. Na slici 1 prikazano je merenje geometrijskih imperfekcija poprečnog preseka stuba vetrogeneratora poluprečnika 4 m. Imperfekcije su takođe promenljive u različitim fazama gradnje, kao i u toku eksploatacije. U građevinarstvu, izbočavanje cilindrične ljuske je merodavan kriterijum za dimenzionisanje dimnjaka, stubova vetrogeneratora, silosa itd. Viši nivo izvođenja podrazumeva manje geometrijske imperfekcije ali takođe zahteva i znatno viši nivo tehnologije izvođenja što je i direktno povezano troškovima izvođenja.



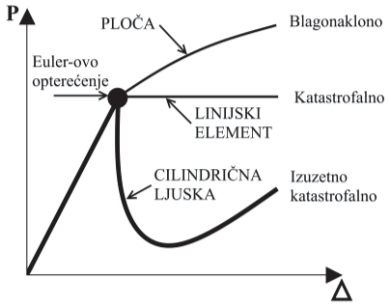
Slika 1 – Geometrijske imperfekcije poprečnog preseka cilindrične ljuske

Može se zaključiti da veliki broj parametara utiče na ponašanje kružnih cilindričnih ljuski. Za praktičnu primenu potrebno je čitav problem pojednostaviti ali ostati na strani sigurnosti. Zbog toga predmet istraživanja ovog rada jeste uticaj različitih vrednosti početnih geometrijskih imperfekcija koje odgovaraju prvom sopstvenom tonu izbočavanja.

2. AKSIJALNO OPTEREĆENE KRUŽNE CILINDRIČNE LJUSKE

Tokom poslednjih decenja velika pažnja je bila usmerena na analizu problema stabilnosti cilindričnih ljuski. Istraživanja su dovela do zaključaka koji imaju interes i benefit za naučnu ali i stručnu projektantsku javnost i u slučaju aksijalno napregnutih ljuski izloženih dejstvu pritiska i/ili torzije. U radu je data analiza aksijalno napregnutih ljuski, dok se ostali vidovi naprezanja nisu razmatrali. Razlog je značajno drugačije ponašanje pri aksijalnom opterećenju

u odnosu na ponašanje ploča i stubova [1]. Slika 2 prikazuje krive sila-deformacija dobijene analizom ponašanja različitih konstruktivnih elemenata izloženih aksijalnom pritisku, inicijalnu fazu, graničnu fazu pri kojoj dolazi do gubitka stabilnosti i postkritičnu fazu nakon izbočavanja.



Slika2 – Krive sila-deformacija za ratzličite pritisnute konstruktivne elemente [2]

2.1. **LINEARNA TEORIJA – KRITIČNO OPTEREĆENJE**

Ponašanje kružnih cilindričnih ljuski zbog svoje kompleksnosti nije moguće opisati jedinstvenim setom jednačina jer bi one bile previše komplikovane i bez praktične primene. Iz navedenih razloga uvode se određena uprošćenja zanemarujući veličine koje imaju mali uticaj na razmatrani fenomen. Više različitih setova jednačina u zavisnosti od usvojenih pojednostavljenja je razvijeno.

Jedan takav set jednačina za opisivanje ponašanja ljuski predložio je Donnell [3]. U slučaju aksijalno opterećenih ljuski set je moguće svesti na jednu jednačinu osmog reda, koja je poznata kao Donnell-ova jednačina i može se koristiti za određivanje kritičnog opterećenja kako usled aksijalnog pritiska, tako i usled torzije i unutrašnjeg pritiska.

Kritičnu vrednost opterećenja moguće je dobiti rešavanjem Donnell-ove jednačine i jedno takvo rešenje dao je Batdorf [4] za slobodno oslonjen cilindar na oba kraja. Dobijeno rešenje, koje se u literaturi još naziva i klasično rešenje, prikazano je jednačinom (1):

$$\sigma_{cr} = \frac{1}{\sqrt{3(1-\mu^2)}} \frac{Et}{r} \tag{1}$$

gde je:

E modul elastičnosti materijala,

μ Poisson-ov koeficijent,

t debljina zida cilindra,

r poluprečnik cilindra.

Jednačina (1) je primenjiva na cilindre srednje dužine koji su najzastupljeniji u praksi, pa shodno tome i od velike važnosti.

2.2. **NELINEARNA TEORIJA - LOM I POST-KRITIČNO PONAŠANJE**

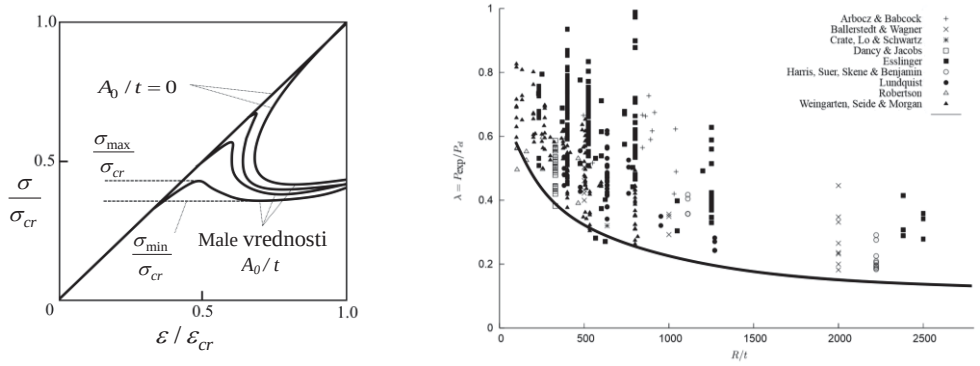
Eksperimentalna ispitivanja ljuski su pokazala da je kritičan napon pri kome dolazi do loma često značajno manji od teorijski dobijenog primenom linearne teorije. Stoga se može izvesti zaključak da je linearna teorija neadekvatna za opisivanje ponašanja aksijalno pritisnutih cilindara, i da se opisivanje relanog ponašanja može postići primenom nelinearne teorije velikih deformacija.

Značajan napredak u razumevanju ponašanja cilindričnih ljuski napravio je Donnell 1934. godine. On je uvideo važnost primene nelinearne teorije, odnosno značaj iznalaženja ne samo opterećenja pod kojim dolazi do bifurkacione stabilnosti cilindrične ljuske, već i postkritičnog ponašanja ljuski. Prva primenjiva rešenja pojavila su se 1941. godine od strane von Kármán-a i Tsien-a. U osnovi njihovo rešenje koristi iste jednačine teorije velikih deformacija kao i Donnell, aproksimirajući poprečne deformacije funkcijom kojom se dolazi do realnog šablona izbočavanja aksijalno pritisnutog cilindra. Njihovo najvažnije zapažanje je nagli pad na dijagramu napon-deformacija nakon dostizanja kritičnog opterećenja cilindra. Zaključak je da i mala distorzija može dovesti do značajnog pada kritične sile. Svojim daljim radom ova dva naučnika su postavila temelje teorije velikih deformacija aksijalno pritisnutih cilindara.

Naredni korak u poznavanju ponašanja aksijalno pritisnutih cilindričnih ljuski napravili su Donnell i Wan 1950. godine. Oni su uveli u analizu početne imperfekcije i došli do zaključka da one mogu značajno da smanje kritičnu silu dobijenu za idealan cilindar, bez imperfekcija.

U pogledu šablona izbočina koje nastaju pri aksijalnom opterećenju cilindričnih ljuski, u oblasti malih deformacija, moguća su dva moda izbočavanja [5]:

- prstenasto ili simetrično izbočavanje – radijalna pomeranja su u obliku talasa po dužini cilindra, sa konstantnim pomeranjima po obimu u svim poprečnim presecima;
- šahovska tabla – pomeranja imaju formu talasa i u podužnom i u poprečnom pravcu obrazujući pravougaone uvale i izbočine.



a) *b)*

Slika 3 – a) Efekti početnih imperfekcija na postkritično ponašanje cilindara [6], b) Rezultati ispitivanja aksijalno pritisnutih izotropnih cilindričnih ljuski [8]

Kada cilindar uđe u postkritičnu oblast, deformacije više nisu male, cilindar prelazi u treći mod izbočavanja – šablon dijamanta. Da bi dobili stvarni šablon izbočavanja, Donnell i Wan su pretpostavili odgovarajuću funkciju pomeranja *w* koja je predstavljena u radu [6] zajedno sa rezultatima ovakve pretpostavke. Grafički prikaz rešenja je dat na slici 3a.

Iako su dalja ispitivanja pokazala da su dobijeni rezultati manje tačni, izvedeni su zaključci:

- i najmanja imperfekcija vodi do značajnog smanjenja vrednosti kritičnog napona;
- minimalna vrednost nije pod velikim uticajem veličine imperfekcije, pa bi usvajanje ove vrednosti kao kritične dovelo do konzervativnog rešenja za projektante.

Do rešenja koje je značajno doprinelo problemima u praksi došao je Koiter [7] koristeći uprošćenu teoriju velikih deformacija na primeru aksisimetričnih početnih imperfekcija. Dobijeni rezultati imaju dobro poklapanje sa donjim vrednostima dobijenim eksperimentalnim ispitivanjima. Na slici 3b prikazani su rezultati eksperimentalnih ispitivanja cilindričnih ljuski, obavljenih od strane različitih autora. Može se uočiti velika razuđenost rezultata ispitivanja što samo ukazuje na veliku osetljivost ovih elemenata.

2.3. **PRORAČUNSKE PREPORUKE**

Pri projektovanju tankih, kružnih cilindričnih ljuski, u inženjerskoj praksi se koriste različiti standardi i priručnici. Svi oni u osnovi primenjuju klasično rešenje dobijeno linearnom teorijom, jednačina (1), a zatim ga množe odgovarajućim redukcionim faktorom (*knockdown factor*) kako bi dobili vrednost opterećenja koju cilindar može da prenese, a koji se određuje na osnovu pune zakrivljene linije kojom je obeležena donja granica rezultata ispitivanja na slici 3b.

U praksi se koriste različite analitičke formulacije redukcionog faktora za izotropne cilindrične ljuske, aksijalno opterećene. Neke od prvih preporuka potiču sa početka 20. veka, kao što su NASA SP-8007 [9]. Uprkos novijim saznanjima, one su i dalje u osnovi većine standarda. Ove empirijske preporuke predstavljaju statističkom obradom dobijenu donju granicu odnosa kritičnog napona izbočavanja određenog eksperimentalnim putem i teorijske vrednosti kritičnog napona izbočavanja, za različite odnose poluprečnika i debljine cilindra. Traba napomenuti da su rezultati grubo uzeti u obzir, ne vodeći računa o načinu ispitivanja ili proizvodnje elemenata. Primena je ograničena samo za slobodno oslonjene cilindre na oba kraja. Uzimajući uticaj imperfekcija u obzir, dobijeni kritični napon je i dalje na strani sigurnosti. Slična formulacija se može pronaći i u evropskim standardima [10], koji se ograničavaju u primeni na umereno vitke cilindre, kako bi se isključila mogućnost sveukupnog Euler-ovog izvijanja stuba.

Oba rešenja, i preporuke u EN 1993-1-6 [10] i preporuke koje je dala NASA-a u SP8007 [9] u osnovi su potekle iz rada Weingarten-a [11]. Osnovna razlika između njih jeste što je u Evrokodu uzet u obzir kvalitet proizvodnje kroz proizvodne klase.

3. NUMERIČKA ANALIZA

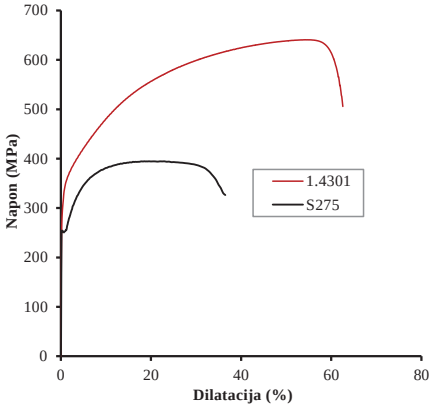
Numerička analiza kružnih cilindričnih tankih ljuski, metodom konačnih elemenata, urađena je korišćenjem programa Abaqus, verzija 6.12-3 [12]. U numeričkoj analizi problema stabilnosti korišćene su dve metode:

- analiza sopstvenih oblika izbočavanja (Linear Buckling Analysis);
- analiza odgovora nakon gubitka stabilnosti ili analiza loma (Postbuckling analysis).

Analiza sopstvenih oblika izbočavanja ili analiza bifurkacione stabilnosti zasniva se na linearno elastičnoj teoriji stabilnosti. Kriva koja definiše vezu između sile i pomeranja je bilinearna: priraštaj sile praćen je malim priraštajem deformacija, a dostizanjem kritične sile,

deformacije se naglo povećavaju i teže beskonačnosti. U slučajevima kada do gubitka stabilnosti dolazi usled geometrijske i materijalne nelineranosti, linearna analiza daje značajno konzervativnu procenu kapaciteta nosivosti, pa se preporučuje primena nelinearne analize. Ipak linearna analiza je inicijalna faza proračuna koja daje predviđanje sopstvenih oblika izbočavanja. Analiza stabilnosti elementa se zasniva na rešavanju nelinearne jednačine ravnoteže primenom odgovarajuće numeričke metode. U radu je primenjena metoda konstantnog sfernog luka, poznata i kao Riks-ova metoda [13].

Numerička analiza prikazana u ovom radu obuhvatila je kružnu cilindričnu ljusku dužine 10 m i poluprečnika 2,5 m, debljine zida ljuske od 6,0 mm do 30,0 mm, koja pripada opsegu cilindričnih ljuski srednje dužine, kako je definisano u EN 1993-1-6, Aneks D [10]. Modeli cilindričnih obostrano zglobno oslonjenih ljuski definisani su u Abaqus-u [12] pomoću površinskih S4R konačnih elemenata. S4R površinski konačni elementi su elementi sa četiri čvora i redukovanom integracijom u sedam tačaka po debljini zida. Zglobno oslanjanje ostvareno je definisanjem graničnih uslova po obimu ljuske, i to na jednom kraju sprečavanjem pomeranja u pravcu sve tri glavne ose U1=U2=U3=0, a na suprotnom kraju elementa na kojem se nanosi opterećenje dozvoljeno je pomeranje u pravcu globalne Z-ose, što odgovara podužnoj *x*-osi ljuske (U1=U2=0). Rotacija je dozvoljena oko sve tri glavne koordinatne ose na oba kraja ljuske. Opterećenje u obliku aksijalnog pritiska se nanosi na jednom kraju ljuske kao raspodeljeno opterećenje svuda po obimu.



Slika 4 – Dijagram napon-dilatacija za ugljenični čelik S275 i nerđajući čelik 1.4301

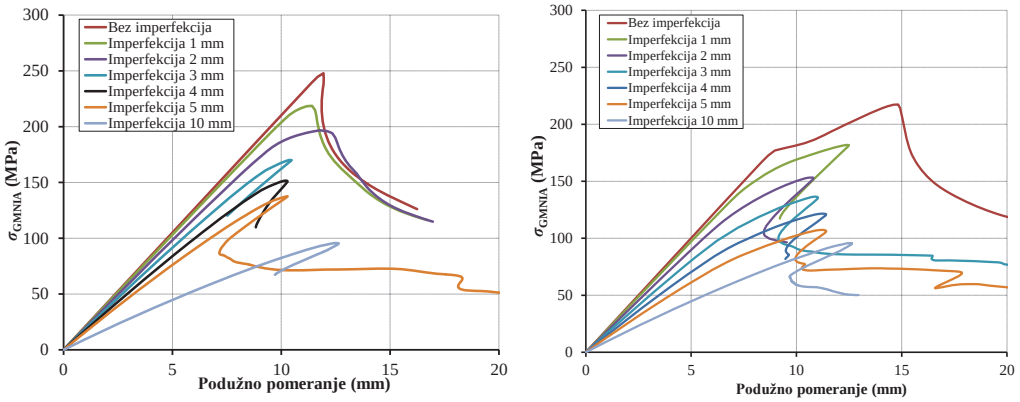
Mehanička svojstva materijala definisana su nelinearnom vezom napona i dilatacija dobijenih ispitivanjem pri zatezanju epruveta izrađenih od vruće valjanog profila od ugljeničnog čelika kvaliteta S275 i epruveta od hladno valjanog nerđajućeg čelika austenitne mikrostrukture sa oznakom 1.4301, kako je prikazano na slici 4.

4. REZULTATI NUMERIČKE ANALIZE I POREĐENJE SA PREPORUKAMA DEFINISANIM U EN1993-1-6

Vrednosti elastičnog kritičnog napona izbočavanja za različite debljine kružne cilindrične ljuske definisane su prema LBA metodi u Abaqusu [12] i izrazu definisanom u EN 1993-1-6

[10] koje je ujedno i klasično rešenje prikazano u jednačini (1). Materijalna nelinearnost uvedena je u numeričke primere kroz stvarnu vezu napona i dilatacije za dva analizirana materijala, a geometrijska imperfekcija zadata je kao pomeranje određene amplitude koje odgovara prvom tonu izbočavanja (LBA analizi u Abaqus-u [12]).

Uticaj različitih vrednosti imperfekcija na kritičan napon izbočavanja analiziran je na primeru kružne cilindrične ljuske debljine 10,0 mm za primenom metode materijalne i geometrijske nelinearne analize sa imperfekcijama (*Geometrically and materially nonlinear analysis with imperfections included, GMNIA*), kako je prikazano na slici 5.

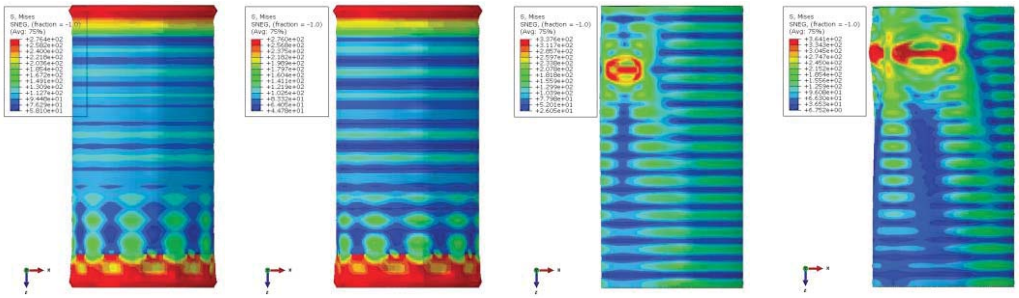


a) ugljenični čelik S275 *b) nerđajući čelik 1.4301*

Slika 5–Nosivost na izbočavanje kružne cilindrične ljuske t=10,0 mm – metoda Riksa

Kod kružnih cilindričnih ljuski od ugljeničnog čelika imperfekcije od 1,0 i 2,0 mm izazivaju aksijalno simetrično izbočavanje ljuske u zoni neposredno uz oslonce, odnosno neposredno ispod zone unošenja opterećenja, kako je prikazano na slici 6a i 6b. Cilindrična ljuska od nerđajućeg čelika ima 12,5% manji kritičan napon izbočavanja u poređenju sa istim cilindorm od ugljeničnog čelika, za model bez početnih imperfekcija. Odgovor cilindra od nerđajućeg čelika pri manjim vrednostima imperfekcijama je u obliku nesimetričnog izbočavanja (*dimple buckling*) u zoni unošenja opterećenja, koje je prikazano na slici 6c i 6d, koje se kao karakterističan odgovor konstrukcije zadržava i pri povećanju imperfekcija do 10,0 mm. Takođe, kod nerđajućeg čelika, u oblasti napona između napona proporcionalnosti f_p i konvencionalne granice razvlačenja f_{02} javlja se progresivni pad tangentnog modula elastičnosti E_t, što utiče i na značajno smanjenje krutosti koja je uočljiva na slici 5b, kod cilindričnih ljuski od nerđajućeg čelika.

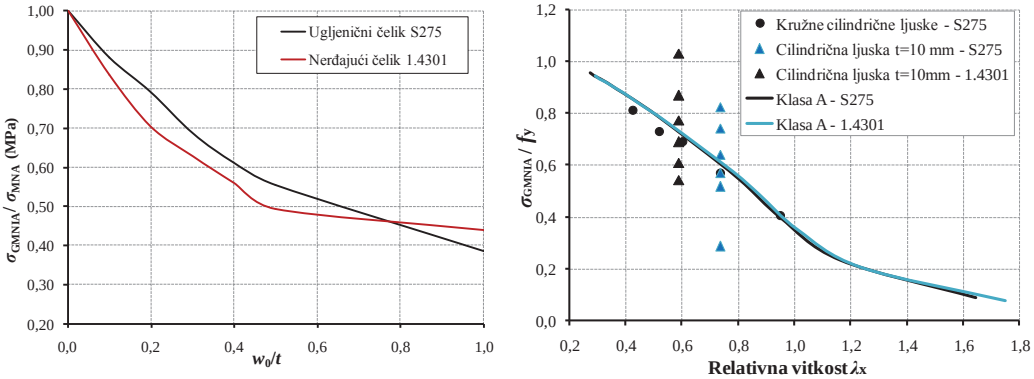
Redukcija nosivosti cilindrične ljuske od dva analizirana materijala debljine 10 mm usled povećanja geometrijskih imperfekcija, prikazana je na slici 7a. Imperfekcija od 1,0 mm izaziva redukciju nosivosti od 12% odnosno 17%, za ugljenični čelik i nerđajući čelik, respektivno. Povećanjem početnih geometrijskih imperfekcija do 5,0 mm, redukcija nosivosti dostiže i do 45% kod ugljeničnih čelika, odnosno 50% kod nerđajućeg čelika. Cilindrične ljuske od ugljeničnog čelika pokazuju ujednačen pad nosivosti pri povećanju imperfekcija. Sa druge strane, cilindrična ljuska od nerđajućeg čelika pri povećanju imperfekcija od 5,0 mm do 10,0 mm pokazuju manji pad nosivosti, od 51% do 57%, kako je prikazano na slici 7a.



a) 1 mm – S275 *b) 2 mm – S275* *c) 1 mm – 1.4301* *d) 2 mm - 1.4301*

Slika 6 - Izbočavanje kružne cilindrične ljuske debljine od 10,0 mm za različite vrednosti imperfekcija

Poređenje rezultata numeričke analize sa proračunskim preporukama definisanim u EN 1993-1-6 [10], za krivu izvijanja definisanu za klasu A proizvodnih tolerancija, prikazano je na slici 7b. Za cilindričnu ljusku debljine 10,0 mm od ugljeničnog čelika S275 i geometrijske imperfekcije do 4,0 mm rezlutati numeričke analize zadovoljavaju empirijski definisane preporuke u EN 1993-1-6 [10]. Za imperfekcije veće od 4,0 mm, što su ujedno i vrednosti imperfekcije koju preporučuje Evrokod za analiziranu cilindričnu ljusku i klasu A proizvodnih tolerancija, rezultati numeričke analize ne zadovoljavaju proračunske preporuke.



a) redukcija napona izbočavanja cilindrične ljuske debljine 10 mm *b) poređenje rezultata numeričke analize sa preporukama za proračun*

Slika 7 - Uticaj geometrijskihimperfekcija

Iako proračunske preporuke za ljuske od nerđajućeg čelika još uvek nisu definisane, analiza ponašanja ljuski od ovoga materijala bila je posebno značajna zbog sprecifičnosti mehaničkih svojstava ovog materijala. Kada se mehanička svojstva nerđajućeg čelika primene u proračunskim preporukama za ljuske datim u EN 1993-1-6 [10], uočava se takođe da se najbolja poklapanja rezultata numeričke analize sa ovako definisanim proračunskim preporukama dobija za imperfekcije do 4,0 mm (slika 7b). Svakako, definisanje jasnih

proračunskih preporuka u ovoj oblasti zahteva opsežna numerička i eksperimentalna ispitivanja.

Tabela 1 - Rezultati parametarske analize - kružne cilindrične ljuske – S275

t (mm)	Kritičan napon[MPa]		Nosivost elementa [MPa]			KDF
	EN 1993-1-6 [10] $\sigma_{x,Rcr}=0{,}605EC_x t/r$	Abaqus [6] σ_{LBA}	EN 1993-1-6 [10] $\sigma_{x,Rk}=\chi_x f_y$	Abaqus [6] σ_{MNA}	Abaqus [6] σ_{GMNIA}	
6	304,9	305,8	109,6	230,7	108,2	0,35
8	406,6	407,4	145,0	243,2	137,7	0,36
10	508,2	509,3	166,7	247,9	151,6	0,30
12	609,8	610,8	182,1	250,6	163,8	0,30
15	762,3	762,7	198,3	253,4	183,4	0,24
20	1016,4	1016,4	215,6	256,9	193,9	0,19
30	1524,6	1522,2	234,9	260,0	215,9	0,14

Analiza kritičnog napona izbočavanja za cilindrične ljuske od ugljeničnog čelika S275 debljine od 6,0 do 30,0 mm, prikazana je u tabeli 1. Prikazano je poređenje rezultata dobijenih iz proračunskih preporuka prema EN 1993-1-6 [10] i numeričke analize u Abaqus-u [12]. Geometrijske imperfekcije zadate su prema preporuci za definisanje karakteristične geometrijske imperfekcije w_k date u EN 1993-1-6, Aneks D [10] za klasu A proizvodnih tolerancija. Takođe je prikazan i odnos nosivosti cilindrične ljuske dobijen primenom GMNIA analize u Abaqus-u [12] i kritičnog napona koji je definisan u EN 1993-1-6 [10], što je definisano kao redukcioni faktor (*knockdown factor KDF*). Napon izbočavanja dobijen kao rezultat geometrijske i materijalne nelinearnosti (GMNIA) dobijen numeričkom analizom u Abaqus-u [12] i primenom proračunskih preporuka u EN 1993-1-6 [10] ima približno iste vrednosti. Takođe, ukoliko se uporede rezultati numeričke analize koja uzima u obzir materijalnu nelinearnost (MNA) bez početnih imperfekcija sa rezultatima analize koja uključuje geometrijske i materijalne nelinearnosti (GMNIA) u Abaqus-u [12], može se uočiti da sa porastom debljine zida cilindrične ljuske razlika u nosivosti elementa dobijena na ova dva načina se smanjuje. Može se zaključiti da se za kompaktnije preseke, veće debljine zida ljuske, smanjuje uticaj početnih geometrijskih imperfekcija na nosivost elementa, a raste uticaj materijalne nelinearnosti.

5. ZAKLJUČAK

U radu je pokazano da vrednost početnih imperfekcija ima veliki uticaj na nosivost tankih kružnih cilindričnih ljuski. Pri malim vrednostima početnih imperfekcija dolazi do značajnog smanjenja napona pri kojem dolazi do izbočavanja. Razlika između teorijske vrednosti kritičnog napona izbočavanja i vrednosti koje se dobijaju eksperimentanim ispitivanjima kružnih cilindričnih ljuski, kao i numeričkom analizom primenom geometrijske i materijalne nelinearnosti sa imperfekcijama definisna je u literaturi kao redukcioni faktor. Vrednost ovog

faktora može značajno da varira u zavisnosti od vrednosti početnih imperfekcija. Buduće unapređenje proračunskih preporuka bazirano je na njegovoj optimizaciji. Jedan od načina jeste formiranje i primena baze podataka o imperfekcijama kružnih cilindričnih ljuski na osnovu sprovedenih eksperimentalnih ispitivanja (*Imperfection Data Bank*). Ovo podrazumeva objedinjavanje svih dostupnih rezultata eksperimenata, statističku obradu podataka i njihovu adaptaciju u usvojenom formatu radi lakšeg korišćenja i klasifikacije. Time se omogućava optimizacija proračuna i projektovanja za određeni tip cilindra, analizirajući samo rezultate dobijene na sličnim tipovima cilindara.

Ovo istraživanje je deo naučnog projekta TR-36048 i III 42012 podržanog od strane Ministarstva prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije.

LITERATURA

[1] A. Chajes, Principles of Structural Stability Theory, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1974;

[2] R. Jones, Buckling of Bars, Plates and Shells, Bull Ridge Publishing, Blacksburg, 2006;

[3] L. H. Donnell, Stability of Thin-Walled Tubes Under Torsion, NACA, Technical Report, No. 479, Washington, D.C., 1933;

[4] S. B. Batdorf, A Simplified Method of Elastic-Stability Analysis for Thin Cylindrical Shells, NACA, Technical Report, No. 874, Washington, D.C., 1947;

[5] H.G. Allen and P.S. Bullson, Background to buckling, McGRAW-HILL Book Company (UK), 1980;

[6] L. H. Donnell and C. C. Wan, Effect of Imperfections on Buckling of ThinCylinders and Columns Under Axial Compression, Journal of AppliedMechanics, ASME, Vol. 17, No. 1, 1950;

[7] W. T. Koiter, The effects of axisymmetric imperfections on the buckling of cylindrical shells under axial compression, Proc. Royal Netherlands Academy of Sciences, Amsterdam, Series B, 66, 1963;

[8] J. de Vries, The Imperfection Data Bank and its Applications, Giethoorn ten Brink,Netherlands, 2009;

[9] P. Seide, V.I. Weingarten, J.P. Peterson,Buckling of thin-walled circular cylinders, Technical Report SP 8007, NASA Langley Research Center, Virginia, 1968;

[10] Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1 – 6: Strength and stability of shell structures,EN 1993-1-6, CEN, 2007;

[11] V.I. Weingarten, E.J. Morgan, and P. Seide. Elastic stability of thin-walled cylindrical and conical shells under axial compression. AIAA Journal, 3(3):500–505, 1965;

[12] ABAQUS User Manual. Version 6.12. Providence, RI, USA: DS SIMULIA Corp, 2012;

[13] E. Riks, An Incremental Approach to the solution of Snapping and Buckling Problems, Int. J. Solid Structures, Vol.15, 1979.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-40 15. KONGRES 6-8. 9. 2018. Zlatibor

Radojko Obradović[1], Draško Mišulić[2]

MODELI KONKURSNIH DOKUMENTACIJA ZA JAVNE NABAVKE U GRAĐEVINARSTVU

Rezime:

Procesi javnih nabavki u gradjevinsartvu, kao deo procesa upravljanja projektima, zahtevaju standardizaciju. Adekvatni modeli konkursne dokumentcije treba da se razviju od strane državnih institucija da bi se omogućilo svim vrstama naručioca da adekvatno pripreme odgovarajuću dokumentaciju za određenu specifičnu javnu nabavku. Usaglašavanje svetske i domaće prakse u skladu sa domaćom pravnom regulativom i preciziranje odnosa ugovornih strana su osnov adekvatnog pristupa sastavljanju ovakvih modela kao i uspostavljanje adekvatnih kriterijuma za dodelu ugovora o građevinskim radovima i/ili uslugama.

Ključne reči: javne nabavke u građevinarstvu, kriterijumi, precizni ugovorni odnosi

TEDNER DOCUMENTS MODELS FOR PUBLIC PROCUREMENTS IN CIVIL ENGINEERING

Summary:

Public procurement procedures in civil engineering, as part of the project management process, require standardization. Adequate models of tender documents should be provided by the authorities in order to enable various employers to properly produce appropriate tender documents for the specific public procurement. Harmonization of the international and domestic practice in accordance with Serbian legislation and contractual parties relationship precise definition should be the basis for adequate approach for preparation of such tender documentation models, as well as definition of the contract award criteria for contracts for civil engineering works and/or services.

Key words: public procurement in civil engineering, award criteria, precise contractual relationship

[1] *Doc. dr dipl.inž.građ, Arhitektonski fakultet Univerziteta u Beogradu, robradovic@hotmail.com*
[2] *Dipl.inž.građ, Euro Gardi Group, Novi Sad, draskomisulic@gmail.com*

1. UVOD

Proces upravljanja građevinskim projektom se deli u dve velike faze: pripremna faza i faza implementacije. Pripremna faza počinje planiranjem investicije, budžetiranjem i nabavkom usluga izrade projektno tehničke dokumentacije na osnovu koje će se investicija izvesti, a završava se nabavkom građevinskih radova i zaključivanjem ugovora sa izvođačem radova, nakon čega sledi faza implementacije projekta.

U Republici Srbiji se većina građevinskih projekata realizuje kroz procese definisane Zakonom o javnim nabavkama („Službeni glasnik RS", br. 124/12, 14/15 i 68/15), pošto su investicije privatnih investitora, prema vrednostima investicija, još uvek u manjini. Već duže vreme se radi na uspostavljanju modela konkursne dokumentacije za javne nabavke u oblasti građevinarstva, kako za javne nabavke za izvođenje građevinskih radova, tako i za javne nabavke usluga u građevinarstvu, pošto se u praksi pokazalo da neunificiranost dokumetacije predstavlja problem u realizaciji projekata. Ovi modeli se uspostavljaju za javne nabavke u otvorenom postupku, pošto je ovaj postupak načešće u primeni u praksi. Cilj uspostavljanja modela je da se omogući standardizacija javnih nabavki u oblasti građevinarstva uzimajući u obzir sva prethodna iskustva i probleme koji su se javljali u ovoj oblasti. Takođe se ovim modelima omogućava naručiocima da jednostavnije sastave konkursnu dokumentaciju za specifičnu javnu nabavku koja se odnosi na građevinske radove ili usluge i to naročito onim naručiocima koji se po svojoj prirodi ređe susreću sa ovakvim javnim nabavkama.

Ovaj rad je zamišljen kao doprinos gore opisanoj nameri i ima za cilj da sagleda dokumentaciju kao celinu, kao i da ukaže na pojedine elemente za koje se smatra da zahtevaju naročitu razradu, kako bi se eliminisali problemi u sprovođenju ovakvih nabavki tokom procesa same javne nabavke do dodele ugovora, kao i tokom procesa sprovođenja ugovora koji se zaključe po osnovu ovakvih nabavki.

2. OPŠTE

Model konkursne dokumentacije mora biti sačinjen u skladu sa važećim odredbama Zakona o javnim nabavkama Republike Srbije („Službeni glasnik RS", br. 124/12, 14/15 i 68/15), i Pravilnikom o obaveznim elementima konkursne dokumentacije u postupcima javnih nabavki i načinu dokazivanja ispunjenosti uslova („Službeni glasnik RS", br. 86/15), te mora da sadrži sve propisane neophodne i potrebne elemente za ovakvu vrstu dokumentacije.

Kako oblast građevinarstva obuhvata raznovrsne radove i usluge, bilo bi korisno napraviti analizu ukupnog broja i vrednosti nabavki, kako po naručiocima, tako i vrstama radova. Nakon toga je moguće dokumentaciju napraviti u nekoliko varijanti čime bi se preciznije definisale specifičnosti pojedinih postupaka i verovatno postigao bolji efekat, pošto je jedinstven dokument teško primenljiv na sve vrste javnih nabavki građevinskih radova ili usluga. Predlaže se izrada nekoliko modela konkursnih dokumentacija, odnosno za svaku grupu objekata i/ili usluga poseban model dokumenatacije.

Predlaže se korišćenje kriterijuma ekonomski najpovoljnije ponude, što u oblasti građevinarstva smatramo mnogo adekvatnijim u odnosu na prethodno masovno primenljivanikriterijum najniže ponuđene cene koji u slučaju građevinskih radova i/ili usluga može naručioca dovesti u mnoge probleme tokom realizacije ugovora zaključenog po osnovu ovakve javne nabavke, što je dosadašnja praksa i dokazala. Moguće je definisati okvire za vrednovanje pojedinih kriterijuma i time bi se dobila dodatna fleksibilnost koja bi uvažavala moguće specifičnosti konkretnih slučajeva.

Takođe se predlaže da se modelima konkursne dokumentacije preciznije definišu odnosi između naručioca i izvođača radova i/ili usluga kroz model ugovora koji se, osim samog modela ugovora, sastoji i od opštih i posebnih uslova ugovora. Ovo bi bilo značajno poboljšanje u odnosu na uobičajene konkursne dokumentacije koje po pravilu u sebi sadrže model ugovora koji je na svega nekoliko strana i koji, usled nedorečenosti, stvara velike probleme u realizaciji ugovora.

U daljoj analizi se prikazuju komentari na pojedinačne elemente predmetne konkursne dokumentacije, po poglavljima predmetne dokumentacije.

3. POGLAVLJE I – OPŠTI PODACI O JAVNOJ NABAVCI

U ovom poglavlju moraju biti predstavljeni svi potrebni opšti podaci o javnoj nabavci koji su propisani Pravilnikom, sa odgovarajućim napomenama koje daju uputstva naručiocima kako da prezentuju ponuđačima opšte podatke za konkretnu javnu nabavku.

4. POGLAVLJE II – PODACI O PREDMETU JAVNE NABAVKE

Ovi podaci su naravno specifični za svaku konkretnu javnu nabavku. Predlaže se da se u modelima konkursne dokumentacije za radove naručiocima stavi napomena da pri navođenju vrsta radova koji su predmet javne nabavke ili taksativno navedu sve vrste radova koji se nabavljaju ili da navedu da su vrste radova u skladu sa projektnom dokumentacijom za predmetni objekat koja je na raspolaganju ponuđačima na uvid tokom perioda za pripremu ponuda. Navođenje samo nekih vrsta radova, što je čest slučaj u konkursnim dokumentacijama, može dovesti ponuđače u zabludu ili prouzrokovati dodatna pitanja tokom perioda za pripremu ponuda, što opet može prouzrokovati produžetke rokova za dostavljanje ponuda u slučaju da odgovori na ta pitanja rezultuju izmenama konkursne dokumentacije. Nedovoljno jasne situacije, po pravilu stvaraju brojne probleme i u toku postupka nabavke, a naročito u toku relizacije projekta, a podaci iz Zakona o budžetu ukazuju da se ovakve sitacije u najvećem broju slučajeva završavaju nepovoljno po naručioce.

Navođenje procenjene vrednosti javne nabavke nije obavezan elemenat konkursne dokumentacije, ali smatramo da je u mnogim slučajevima korisno za naručioca da ovu vrednost da na raspolaganje ponuđačima. U svakom slučaju, u predloženim modelima konkursne dokumentacije treba da stoji napomena naručiocima da je navođenje procenjene vrednosti javne nabavke (što je odluka svakog pojedinačnog naručioca za svaku pojedinačnu javnu nabavku) deo ovog poglavlja konkursne dokumentacije.

5. POGLAVLJE III – TEHNIČKE SPECIFIKACIJE

Tehničke specifikacije su, kao i podaci u prethodnom poglavlju, specifične za svaku pojedinačnu javnu nabavku. Ove specifikacije treba preuzeti iz postojeće tehničke dokumentacije, koja se ponuđačima mora staviti na uvid. U slučaju javne nabavke građevinskih radova, ovo poglavlje mora da opiše elemente koji po pravilu nisu obuhvaćeni postojećom tehničkom dokumentacijom, kao što su organizacija gradilišta i mogućnosti gradilišnih priključaka na postojeću infrastrukturu, privremeni radovi, zahtevi predstavnika naručioca i stručnog nadzora, gradilišna laboratorija, stalne geodetske tačke, vlasništvo nad uklonjenim materijalima, bezbednost i regulisanje saobraćaja i slično.

U ovom poglavlju modelakonkursne dokumentacije se treba pomenuti i poseta lokaciji objekta koji je predmet javne nabavke. Smatramo da se ova tema treba detaljno opisati. Ovo može biti u obliku napomene naručiocima, pošto lokacije mogu biti razne: slobodno dostupne ili ne, poznate ili nepoznate opštoj javnosti, sa ili bez pristupnih puteva, pa zahtevaju da naručilac organizuje posetu ponuđača itd., što se ponuđačima mora jasno predstaviti u okviru konkursne dokumentacije.

Što se tiče teksta koji govori o posledicama uvida u raspoloživu tehničku dokumentaciju i lokaciju objekta, smatramo da ga treba formulisati tako da oslobodi naručioca svih rizika po tim pitanjima. Organizovana poseta lokaciji je u našim uslovima važan i poželjan korak, ali treba izbeći da to bude kvalifikacioni uslov.

U ovom poglavlju treba izbeći bilo kakve detalje u vezi sa naknadnim, dodatnim ili nepredviđenim radovima, pošto se time bave ugovorni članovi u poglavlju Model ugovora, i njihovo pominjanje u ovom poglavlju samo može doneti neke kontradiktornosti koje izazivaju probleme pri realizaciji ugovora.

Pri opisivanju zahteva za gradilišnu laboratoriju naručiocima treba staviti napomenu da se izbegavaju neke neodređene karakterizacije, kao što je „oprema u dobrom stanju“, što treba formulisati u jasnu i određenu standardom definisanu formulaciju. Takođe treba izbegavati uobičajeni zahtev da gradilišna laboratorija bude akreditovana u skladu sa zakonima Republike Srbije, što je nerealan zahtev iz prostog razloga što sam proces akreditacije laboratorije traje duže vreme, tako da može da zaustavi napredovanje radova i produži rok izgradnje na neodređeno vreme. Napominjemo da samo neki višegodišnji projekti izgradnje imaju svoju gradilišnu laboratoriju, dok svi ostali koriste postojeće eksterne laboratorije. Takođe smatramo da se ovde moraju definisati izvođačeve obaveze ukoliko kontrolna ispitivanja pokažu drugačije rezultate od onih koje je prikazao izvođač. Potrebno je razmotriti i bliže urediti situacije koje su u takvim slučajevima moguće, da bi se izbegli zastoji i situacije u kojima bi se arbitriralo po tehničkim pitanjima.

Jako je čest slučaj u konkursnim dokumentacijama za javne nabavke građevinskih radova da se ne prihvata posebno plaćanje privremenih radova, niti se oni posebno iskazuju u predmeru radova. Ovo se može primeniti samo u projektima manjeg obima. U projektima velikog obima, naročito infrastrukturnim projektima, privremeni radovi mogu biti značajno opterećenje, kako finansijsko, tako i vremensko, te se moraju izvođačima plaćati posebno. Sa druge strane, ako je izvođač primoran da cenu privremenih radova uračuna u jedinačne cene stalnih radova, onda svako povećanje količina stalnih radova prouzrokuje da ih naručilac plaća

po toj uvećanoj jedinačnoj ceni umesto po realnoj ceni. Smatramo da svi privremeni radovi, koji obuhvataju i privremenu saobraćajnu signalizaciju i primenu mera zaštite životne sredine moraju da se posebno iskažu u predmeru radova i adekvatno plate. Drugačije postupanje može prouzrokovati veće troškove za naručioca tokom realizacije ugovora, a za slučaj aneksiranja ugovora.

U delovima specifikacija koje se odnose na bezbednost i regulisanje saobraćaja se naručioci moraju osloniti na nadležne državne organe čija su odobrenja i nalozi presudni po ovim pitanjima, za razliku od odobrenja nadzora. Takođe smatramo da u modelu konkursne dokumentacije treba napomenuti, ne samo drumski, već, u zavisnosti od vrste projekta,železnički i vodeni saobraćaj, a u slučaju visokih objekata i vazdušni saobraćaj.

U specifikacijama se mora navesti obaveza pridržavanja mera zaštite životne sredine koje proizilaze iz Studije uticaja na životnu sredinu za objekte za koje se takva studija izrađuje prema zakonu.

Deo specifikacija koji se odnosi na Zahteve predstavnika naručioca i stručnog nadzorane sme biti neodređen, te treba staviti napomenu naručiocima da bliže specificiraju potrebne prostore i opremu, koji zavise od vrste i veličine projekta.

Vlasništvo nad uklonjenim materijalima se mora precizno definisati, tako da ne ostavlja nikakvu nedoumicu u smislu koji su materijali u pitanju i gde su deponije.

6. POGLAVLJE IV – USLOVI ZA UČEŠĆE U POSTUPKU JAVNE NABAVKE IZ ČL.75 I ČL.76 ZJN I UPUTSTVO KAKO SE DOKAZUJE ISPUNJENOST TIH USLOVA

U ovom poglavlju se moraju prikazati obavezni uslovi za učešće u javnim nabavkama prema članu 75 ZJN koji su u potpunosti u skladu sa Zakonom, što u najvećem broju javnih nabavki i jeste slučaj.

Dodatni uslovi za učešće u postupku javne nabavke zavise od predmeta konkretne javne nabavke. Ipak, često se u konkursnim dokumentacijama pojavljuju traženi dokazi za ispunjenje tih uslova koji nisu adekvatni. Tako na primer traže se:

-dokumenti koje mogu da pribave samo firme koje rade na teritoriji Republike Srbije, pa se time uvode diskriminatorski uslovi prema stranim firmama, a što nije u skladu sa međunarodnim ugovorima i sporazumima koje je Republika Srbija zaključila i koji su na snazi,

-dozvoljavaju se nezvanični dokumenti, kao što je nezvanični bilans uspeha za prethodnu godinu,

-traže se dokumenti koji više po našem zakonu nisu obavezni, kao što je radna knjižica,

-traže se dokumenti koji adekvatno ne prikazuju traženi kapacitet, kao što je PPP-PD prijava,

-traži se dokaz o postojanju laboratorije na gradilištu, a ugovor tek treba da se sklopi itd.

Mišljenja smo da ove uslove treba pažljivo analizirati i bliže urediti za svaku pojedinačnu javnu nabavku, odnosno u tom smislu dati napomenu naručiocu u modelima konkursne dokumentacije.

7. POGLAVLJE V – KRITERIJUMI ZA DODELU UGOVORA

Kao što je napred rečeno, smatramo da je primena kriterijuma ekonomski najpovoljnije ponude mnogo primereniji u javnim nabavkama građevinskih radova, a naročito usluga, nego kriterijum najniže cene. U modelima konkursne dokumentacije za građevinske radove se osim cene mogu bodovati i:

- iskustvo,
- metodologija i program radova,
- kadrovski kapacitet i oprema i
- rok za izvođenje radova.

Smatramo da je u većini javnih nabavki građevinskih radova vrlo nezahvalno uvoditi rok za izvođenje radova kao takmičarski kriterijum. Naime, vrlo često se dešava da se rokovi izgradnje produžavaju iz raznih razloga. Ako se ispostavi da je određeni ponuđač proglašen najpovoljnijim baš zbog ponuđenog roka izgradnje, a projekat se produži sa, recimo, godinu dana na tri godine (što se u praksi mnogo puta dešavalo), naručilac se nalazi u velikom riziku da ga ostali ponuđači tuže da je narušio načelo obezbeđivanja konkurencije i načelo jednakosti ponuđača. Osim toga, da bi se ostvarili kratki rokovi izvođenja radova mora se angažovati više radne snage i opreme, što povećava ponuđenu cenu. Ovo znači da naručilac uvođenjem ovog kriterijuma defakto uvećava cenu javne nabavke. Rok treba da odredi naručilac u skladu sa raspoloživom tehničkom dokumentacijom.

Vrednovanje prethodnog iskustva je kao deo kriterijuma za dodelu ugovora izuzetno značajan deo, te smatramo da se iskustvo ili boduje ilibi trebalo postaviti minimum koji bi bio neophodan uslov za učešće u javnoj nabavci, odnosno deo dodatnih uslova prema članu 76. Zakona o javnim nabavkama. Naručiocima treba skrenuti pažnju da se u većini slučajeva pri postavljanju ovog kriterijuma treba bazirati na investicionoj vrednosti projekata kojima se dokazuje prethodno iskustvo, a ne na broju komada. Ovo je stoga što je mnogo iskusniji ponuđač koji je u poslednjih 5 godina izgradio jedan višegodišnji projekat koji košta 200 miliona evra, nego ponuđač koji je u poslednjih 5 godina izgradio 5 projekata po 5 miliona evra. Ovaj princip treba primeniti i kod ocene kadrovskog kapaciteta.

Gore je naznačeno da se izvestan broj pondera dodeljuje metodologiji i programu radova. Veoma je bitno da ponuđači adekvatno razumeju predmet javne nabavke i da u okviru svoje ponude prikažu na koji način će objekat izgraditi.

Pri ocenjivanju tehničkog kapaciteta ponuđača, odnosno raspoložive opreme u modelima konkursne dokumentacije naručiocima treba skrenuti pažnju da treba ocenjivati i starost opreme, kako bi se izbeglo dodeljivanje ugovora izvođačima sa opremom iz prošlog veka koja je samim tim podložna čestim kvarovima, što neretko može da ugrozi kvalitet radova i rok za izvođenje radova.

U modelima konkursnih dokumentacija za javne nabavke uslugau građevinarstvu kriterijum ekonomski najpovoljnije ponude je jedini kriterijum koji se primenjuje u svetskoj praksi, za razliku od uobičajene prakse u Republici Srbiji gde se primenjuje kriterijum najniže cene. Ovo kod nas za posledicu često donosi nekvalitetnu tehničku dokumentaciju ili stručni nadzor, što opet prouzrokuje velike probleme u realizaciji investicija. Svetska praksa je da se ponude za usluge ocenjuju 70%:30% ili 80%:20% u korist tehničke ponude u odnosu na finansijsku, pošto je kvalitet inženjerskih usluga presudan za uspešnost investicije, dok je cena tih usluga svega nekoliko procenata od vrednosti celokupne investicije. Ovakav pristup bi bilo dobro primeniti i kod nas, te ga treba uvrstiti u modele konkursnih dokumentacija.

Smatramo da je kriterijume za vrednovanje potrebno naročito pažljivo razraditi, pošto su dosadašnja iskustva pokazala da ovaj segment često predstavlja osetljiv i rizičan korak u čitavom postupku.

8. POGLAVLJE VI – UPUTSTVO PONUĐAČIMA KAKO DA SAČINE PONUDU

Ovo poglavlje mora da sadrži sve potrebne elemente koji su u skladu sa Pravilnikom. U okviru ovog poglavlja se pojašnjavaju finansijska obezbeđenja za ispunjenje obaveza ponuđača. Vrednosti finansijskih obezbeđenja u procentima bi trebalo odrediti u odnosu na vrednost konkretne javne nabavke, te smatramo da bi bilo korisno za naručioce da se prikaže detaljnija klasifikacija ovih vrednosti.

U traženom nivou kreditnog kvaliteta banke treba obratiti pažnju da banke koje regularno posluju na teritoriji Republike Srbije ispunjavaju taj nivo, kako se domaći ponuđači ne bi doveli u nerealne probleme.

Takođe smatramo da u ovom poglavlju treba izbeći detaljno opisivanje kad se koja garancija predaje i kad može da se smanji, pošto se time bave Posebni i Opšti uslovi ugovora, pa detalji ovog poglavlja mogu biti u kontradiktornosti sa poglavljem VIII.

U modelima bankarskih garancija predlažemo da se umesto tačnih traženih iznosa unese „iznos ne manji od...“, pošto naručiocu ne smeta ako je iznos garancije veći od traženog.

9. POGLAVLJE VII - OBRASCI

U ovom poglavlju treba da su dati svi potrebni obrasci koji treba da čine sastavni deo ponude. Smatramo da u modelu konkursne dokumentacije mora da stoji napomena naručioca da se priznaju potvrde o realizaciji ugovora, kako za firme, tako i za pojedince, koje nisu na datom obrascu, ali sadrže sve potrebne podatke tražene u obrascu.

Jedan od obrazaca je i predmer radova koji ponuđači treba da popune svojim cenama. Uobičajeno je da se u uvodnim napomenama predmera taksativno navodi šta sve jedinačne cene u sebi sadrže. Kao što je napred rečeno, mišljenja smo da, u zavisnosti od predmeta konkretne javne nabavke, treba u predmeru posebno izdvojiti sve što bi inače bezrazložno

opteretilo jedinačnu cenu stalnih radova (privremeni radovi, organizacija gradilišta, zaštita životne sredine, bankarske garancije idr). Ovo je naročito zbog obračuna cene viškova, manjkova, nepredviđenih i naknadnih radova, kao i zbog obračuna troškova produžetka roka.

10. POGLAVLJE VIII – MODEL UGOVORA

Ovo poglavlje treba da se sastoji od tri dela:

- Modela Ugovora,
- Opštih uslova ugovora i
- Posebnih uslova ugovora

U sva tri dela je neophodno definisati relaciju između „Naručioca“, što je pojam iz Zakona o javnim nabavkama i „Investitora“ i „Finansijera“, što su pojmovi iz Zakona o planiranju i izgradnji. U mnogim slučajevima su ova tri pojma isto pravno lice, međutim u mnogim nisu.

Smatramo da sam model ugovora treba da bude vrlo jednostavan i da ne ulazi u odredbe koje se odnose na ugovorne elemente koji su mnogo detaljnije obrađeni u Opštim i Posebnim uslovima ugovora. Navođenje obaveza izvođača i naručioca u skraćenom obliku u samom modelu ugovora može samo da uvede nesporazume između ugovornih strana.

Opšti uslovi ugovora detaljno određuju ugovorne odnose dveju strana i njihova prava i obaveze. Mnoge odredbe ovih uslova mogu biti preuzete iz pozitivnih iskustava u primeni modela međunarodnih ugovora, što smatramo dobrim načinom da se u domaćim uslovima bolje regulišu odnosi ugovornih strana u građevinskim projektima.

Oslanjanje na Posebne uzanse o građenju (Sl.list SFRJ br.18/77), što je čest slučaj u našim ugovorima za izvođenje radova, može da izazove velike probleme i razna tumačenja, pošto je ovaj dokument donešen 1977. godine i kao takav je usklađen sa tadašnjom pravnom regulativom tadašnje države. Mnoge odredbe ovog dokumenta nisu u skladu sa sadašnjim zakonima, pa se ne preporučuje njegova upotreba.

U sklopu Opštih uslova ugovora treba navesti i koji sve dokumenti čine sastavni deo ugovora, asmatramo da ponuđačeva ponuda, koja treba da bude sastavni deo ugovora, po prioritetu treba da se nađe na predposlednjem mestu, iznad „ostalih dokumenata navedenih u Posebnim uslovima ugovora“. U protivnom, izvođačeva ponuda može potpuno da anulira važnost ostalih ugovornih dokumenata, što može da izazove velike probleme u realizaciji ugovora.

Svi dostupni međunarodni modeli ugovora uvode stručnom nadzoru ulogu „Inženjera“ koji ima prava i obaveze pri rešavanju spornih situacija između naručioca i izvođača radova. Mišljenja smo da ovu praksu treba primeniti i kod nas, pošto ona ide u prilog i izvođaču i naručiocu i usmerena je ka završetku investicionog projekta, kao zajedničkom cilju svih ugovornih strana. Naša praksa, na žalost, često dovodi do toga da se sporne situacije rešavaju kroz dugotrajne sudske procese za vreme kojih gradilište stoji, pa se tako sve strane nalaze na gubitku.

Treba napomenuti da preuzimanje uloge „Inženjera“ od strane Naručioca (takođe čest slučaj u praksi) nije u skladu sa osnovnim pravnim načelima Zakona o obligacionim odnosima, odnosno sa načelom ravnopravnosti ugovornih strana pošto se primenjuje princip „kadija te tuži, kadija ti sudi“. Ako bi se primeniotakav model ugovora, naručioci mogu očekivati da bilo koji sud u Srbiji ovakav ugovor odbaci kao ništavan.

U okviru Opštih uslova ugovora takođe treba obratiti pažnju na članove koji određuju prava i obaveze ugovornih strana u periodu od završetka radova do konačnog obračuna i konačne primopredaje radova. U ovim članovima se često brkaju procedure koje se primenjuju u međunarodnim modelima ugovora i procedure koje su uobičajena praksa u domaćim ugovorima o građevinskim radovima. Ovo se najpre odnosi na činjenicu da se prema ustaljenim međunarodnim procedurama konačni obračun radi nakon isteka garantnog roka, a prema našim ustaljenim procedurama odmah nakon završetka ugovorenih radova.

Da bi se izbegli nesporazumi i postigao konzistentan dokument koji opisuje prava i obaveze ugovornih strana u ovom periodu, potrebno je, po našem mišljenju zadržati ustaljene procedure modela međunarodnih ugovora, pošto sam termin „konačni obračun“ označava da se on treba uraditi na kraju izvršenja svih ugovornih obaveza obeju ugovornih strana, odnosno na kraju garantnog roka za izvedene radove. Ovo vrlo često može rezultirati da je vrednost okončane situacije nula dinara, što je potpuno u saglasnosti sa gore pomenutim procedurama.

Ugovorni uslovi za usluge u građevinskim projektima u Republici Srbiji, vrlo često sadrže „garantni rok“ za ugovorene usluge. Ovakav pristup naručioca se smatra nepotrebnim i besmislenim, pošto je svaki inženjer, odnosno pravno lice koje vrši inženjerske usluge, odgovoran za svoje usluge projektovanja, odnosno nadzora do kraja života i za njih ne postoji ograničenje garantnog roka, kao što je to slučaj za radove.

Posebni uslovi ugovora se naravno sastavljaju za svaku pojedinačnu javnu nabavku i oni su uvek različiti. Međutim, smatramo da je izuzetno značajno napomenuti naručiocima da se posebni uslovi ugovora sastavljaju na taj način što se pre teksta posebnog uslova ugovora mora staviti jedan od sledećih tekstova koji su ovde dati kao primer:

- Pre drugog pasusa opšteg uslova dodaje se sledeće:....
- Prvi pasus opšteg uslova briše se i glasi:....
- Dodaje se novi član ugovora koji glasi:.....
- Član .... se ne primenjuje i u potpunosti briše

11. ZAKLJUČCI I PREPORUKE

1. Modeli konkursne dokumentacije za javne nabavke građevinskih radova i/ili usluga u otvorenom postupku moraju biti sveobuhvatni dokumenti koji u sebi sadrže sve potrebne delove i informacije propisane Pravilnikom i treba da predstavljaju odgovarajuću polaznu osnovu za konkursne dokumentacije za specifične javne nabavke.

2. Potrebno je napraviti različite modele koji se odnose na razne vrste javnih nabavki, odnosno razne vrste građevinskih radova i/ili usluga. Potrebno je razmotriti mogućnost da u zavisnosti od vrednosti investicije pojedini zahtevi budu gradirani.

3. Uvođenje principa ekonomski najpovoljnije ponude kroz ovakve modele se smatra poboljšanjem dosadašnje prakse.

4. Bilo bi korisno dati napomenu naručiocima o iznošenju procenjene vrednosti javne nabavke.

5. U tehničkim specifikacijama bi bilo korisno dati uputstva naručiocima kroz napomene kako da sačine ovo poglavlje i na koje elemente treba obratiti pažnju, a koji nisu obrađeni u postojećoj tehničkoj dokumentaciji (poseta lokaciji, organizacija gradilišta, saobraćajni uslovi, privremeni radovi itd).

6. Vrlo detaljno razraditi dokaze koji se traže od ponuđača prema uslovima iz čl.75 i 76 Zakona o javnim nabavkama.

7. Prethodno iskustvo, kako pravnih lica, tako i pojedinačnih inženjera, treba bodovati ili ga postaviti kao minimum traženog iskustva kao sastavni deo dodatnih uslova prema članu 76. Zakona o javnim nabavkama.

8. Modele ugovora sastaviti tako da sadrže opšte i posebne uslove ugovora koji precizno definišu ugovorne odnose, što se smatra poboljšanjem dosadašnje uobičajene prakse.

9. Kroz model ugovora obavezno definisati korelaciju između Naručioca, Investitora i Finansijera.

10. Opšte uslove ugovora usaglasiti sa Zakonom o obligacionim odnosima.

11. Obratiti naročitu pažnju na usklađivanje članova ugovora koji propisuju procedure primopredaje radova koja se dešava odmah nakon završetka radova i konačnog obračuna koji se radi na kraju garantnog perioda.

12. U skladu sa pozitivnim propisima potrebno je razmotriti i izradu uputstva za sprovođenje postupka realizacije investicije, koje bi bilo usklađeno pre svega sa Zakonom o budžetskom sistemu, Zakonom o javnim nabavkama, Zakonom o planiranju i izgradnji, ali i sa pozitivnom praksom i iskustvima u realizaciji javnih investicija.

LITERATURA

[1] Zakon o javnim nabavkama („Službeni glasnik RS”, br. 124/12, 14/15 i 68/15)

[2] Pravilnik o obaveznim elementima konkursne dokumentacije u postupcima javnih nabavki i načinu dokazivanja ispunjenosti uslova („Službeni glasnik RS”, br. 86/15)

[3] Zakon o planiranju i izgradnji („Službeni glasnik RS”, br. br. 72/2009, 81/2009 - ispr., 64/2010 - odluka US, 24/2011, 121/2012, 42/2013 - odluka US, 50/2013 - odluka US, 98/2013 - odluka US, 132/2014 i 145/2014)

[4] Zakon o budžetskom sistemu ("Sl. glasnik RS", br. 54/2009, 73/2010, 101/2010, 101/2011, 93/2012, 62/2013, 63/2013 - ispr., 108/2013, 142/2014, 68/2015 - dr. zakon, 103/2015, 99/2016 i 113/2017)

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-41
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Marija Petrović[1], Nevena Simić[2], Predrag Petronijević[3], Dragan Arizanović[4]

PRIMENA METODE ZA ANALIZU KAŠNJENJA NA PROJEKTU SA STUDIJOM SLUČAJA

Rezime:

Vreme za izvođenje radova je parametar koji je od suštinskog značaja i za izvođača i za investitora. Za vlasnika projekta to je izgubljeni profit koji proizilazi iz nemogućnosti eksploatacije objekta u planiranom roku, dok se izvođaču povećavaju troškovi usled produženog delovanja na gradilištu. Analiza kašnjenja pripada forenzici dinamičkih planova. Za razliku od planiranja gde se vrši predikcija budućnosti, kod analize kašnjenja je akcenat na retrospektivnoj analizi. U literaruti se sreće veliki broj metoda za analizu kašnjenja. U ovom radu biće reči o *as planned vs as build* metodi sa prikazom studije slučaja.

Ključne reči: Vremensko planiranje, analiza kašnjenja, as planned vs as build, odšteteni zahtev

APPLICATION OF THE METHOD FOR ANALYZING OF THE DELAY ON A PROJECT WITH A CASE STUDY

Summary:

The duration of contract performance has a direct effect on the profitability of construction projects from the perspective of all stakeholders. For project owners, lost profits or benefits stem from being unable to make use of the project at the agreed date whilst to the contractor, extra cost will be incurred due to prolonged stay on site. Delay analysis belongs to the forensics schedule analysis. There are a number of methods for analyzing delays in the literature. In this paper will be about as planned vs. as build method with a case study presentation.

Key words: Schedule, Delay analysis, as planned vs. as build, claim

[1] *Asistent, master inženjer građ., Bulevar Kralja Aleksandra 73, Beograd, mapetrovic@grf.bg.ac.rs*
[2] *Asistent, master inženjer građ., Bulevar Kralja Aleksandra 73, Beograd, nsimic@grf.bg.ac.rs*
[3] *Docent dr, dipl.inž.građ., Bulevar Kralja Aleksandra 73, Beograd, pecap@grf.bg.ac.rs*
[4] *Docent dr, dipl.inž.građ., Bulevar Kralja Aleksandra 73, Beograd, ari@grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

Planiranje i kontrola realizacije projekta su jedan od ključnih zadataka Project Manager-a. U literaturi se sreće veliki broj definicija projektnog planiranja (eng. Project Planning). Jedna od njih glasi da projektno planiranje predstavlja pokušaj da se predvide i kreiraju načini za postizanje unapred definisanih ciljeva [1]. Grupa indijskih autora definiše projektno planiranje kao proces tokom kojeg se ulažu napori i odluke za postizanje ciljeva u željeno vreme na željenom putu [2]. U svakom slučaju, postavljanje ciljeva predstavlja okosnicu svakog plana. Osnovni ciljevi na projektu se mogu predstaviti u tri kategorije:

- Ispunjenje planiranog roka za realizaciju
- Ispunjenje planiranog budžeta
- Ispunjenje kvaltiteta – u skladu sa tehničkim specifikacijama.

Neretko se planiranje projekta (eng. Project Planning) i vremensko planiranje (eng. Schedule) doživljavaju kao sinonimi. Projektno planiranje mora dati odgovor na pitanja *gde, kako, kada, koliko*…Za razliku od projektnog planiranja, vremensko planiraje mora dati odgovor, isključivo , na pitanje *kada*. Prema tome, jedna od definicija vremenskog planiranja je da ono predstavlja izradu grafičkih ili numeričkih planova kojima je definisan vremenski raspored operacija na projektu. Nakon analize vremeskog planiranja, poznato je trajanje svake operacije, sa jasno prikazanim počecima i završecima, kao i ostalim dinamičkim parametrima [8].

Nakon izrade vremenskog plana ispunjeni su svi uslovi za adekvatno vremensko praćenje projekta. Tokom realizacije će se zasigurno odstupati od planiranog raspreda. Na osnovu komparativne analize planiranog i ostavrenog mogu se izvući određeni zaključci. Analiza odstupanja tokom realizacije predstavlja analizu kašnjenja na projektu. Analiza kašnjenja pripada forenzici dinamičkih planova. Za razliku od planiranja gde se vrši predikcija budućnosti, kod analize kašnjenja je akcenat na retrospektivnoj analizi [5].

U ovom radu biće reči o potencijalnim uzrocima kašnjenja na projektu kao i o adekvatnim metodama za kvantifikaciju pomenutih kašnjenja. Kroz studiju slučaja biće prikazana metoda *as planned vs. as build.*

2. KAŠNJENJA I UZROCI KAŠNJENJA NA PROJEKTU

Kašnjenja na projektima su zastupljena na gotovo svim objektima širom sveta. Neka kašnjenja se mogu dogoditi u fazi izrade ponude. Češća su kašnjenja u fazi izgradnje objekta. Da bismo utvrdili eventualna kašnjenja ali i pratili realizaciju projekta neophodni su nam već pomenuti dinamički planovi [8].

Vreme za izvođenje radova je parametar koji je od suštinskog značaja i za izvođača i za investitora. Ovaj podatak je stvorio imperative ugovornim stranama da analiziraju kašnjenja projekta u cilju izdavanja potraživanja u vremenu i/ili troškovima. Postojeće tehnike su korisne, ali nisu bile dovoljne da ograniče učestalost potraživanja u kašnjenju. Drugim rečima, bilo je slobodnog prostora. Glavni izvor problema leži u ograničenosti praktične primene ovih metoda. Primenom različitih metoda na jednom slučaju dolazimo do zaključka da različite metode daju različite rezultate na istom skupu podataka. Ovaj podatak daje prostora za

diskusiju. Ugovorom često nije predvidjena metodologija za analizu kašnjenja, stoga svaka strana koristi sebi odgovarajuću metodu kako bi minimizirala svoja, a maksimizirala kašnjenja suprotne strane.

Kašnjenje na projektu se može definisati na više načina. Jednu od najjednostavnijih definicija je dao Mubarak i ona glasi: *Događaj ili razlog usled koga je trajanje projekta duže od ugovorenog* [9]. U svojim studijama, kašnjenje je definisao kao *dešavanje koje je prouzrokovao događaj koji se dogodio kasnije u odnosu na planirano ili nije u skladu sa planom.* Svi autori su saglasni da planovi imaju najznačajniju ulogu u određivanju kašnjenja na projektu. Na osnovu planova mogu se uočiti efekti kašnjenja na krajnji rok izgradnje kao i na buduća kašnjenja koje se mogu preventirati.

Mnogi autori su analizirali uzroke kašnjenja i to na nekoliko načina: neka kašnjenja su bila u korelaciji sa zemljama u kojma se realizovao projekat, dok su drugi analizirali metode za analizu kašnjenja u zavisnosti od vrste objekata. Gore navedeni autori su izvršili grupisanje uzroka kašnjenja u 9 kategorija:

- Finansiranje
- Materijali
- Ugovorni odnosi
- Izmene na projektu
- Političke prilike u zemlji
- Radna snaga
- Planiranje i kontrola
- Oprema
- Zaštita životne sredine

Ovo rangiranje je izvršeno prema dominantnosti.

Odeh i Battaineh su vršili analizu kašnjenja u odnosu na tradicionalni tip ugovaranja između izvođača i investitora i došli su do sledećih uzročnika [10]:

- Mešanje vlasnika
- Neadekvatna osposobljenost izvođača
- Produktivnost rada
- Finansiranje i plaćanje
- Loše planiranje
- Sporo donošenje odluka

Trajanje projekta je od suštinskog značaja za profitabilnost građevinskog projekta iz perspektive svih zainteresovanih strana. Za vlasnike projekta nemogućnost korišćenja objekta u predviđenom roku predstavlja izgubljeni profit u tom period, dok će izvođač imati povećane troškove usled neplnaniranog boravka na gradilištu [6].

Tokom prethodnih godina, izvođači i investitori su koristili različite meteode za analizu kašnjenja. Na osnovu toga rešavanje odštetih zahteva je jedan od glavih izvora sukoba u građevinskoj industriji. Ovo je podstaklo stručnjake iz ove oblasti da unaprede i daju preporuke za primenu metoda za analizu kašnjenja. Na ovaj način nastale su studije dobre prakse koje služe za pružanje smernica za aplikaciju tehnika i analizu okolnosti i okruženja u kojima se one primenjuju i pravilno upotrebljavaju. Od takvih dokumenata su najznačajniji "*Delay and Disruption Protocol" razvijen od strane UK's Society of Construction Law* [3] *i*

"Recommended Practice on Forensic Schedule Analysis" by the Association for Advancement of Cost Engineering International of the USA [4].

Cilj metode za analizu kašnjenja predstavlja računanje kašnjenja projekta i rad unazad kako bi se pokušali identifikovati uzroci i odgovornosti svake od strana, sve u cilju određivanja relevantnog vremena. Pitanja na koja je potrebno dati odgovor su:

1. Šta je bilo planirano da se dogodi?
2. Šta se stvarno dogodilo?
3. Koje su bile alternative/opcije?
4. Kako je sve uicalo na vremenski raspored na projketu?

3. METODE ZA ANALIZU KAŠNJENJA

U studiji koju su sproveli Ndekugri, Braimah, Gameson [11] analiza kašnjenja na projektu je prikazana kao proces istraživanja uzroka koji su doveli do produžetka roka za završetak projekta sa ciljem utvrđivanja finansijske odgovornosti ugovorih strana koje proizilaze iz kašnjenja. Sve dalje navedene metode za analizu kašnjenja su u skladu sa metodom kritičnog puta. Trenutnim pregledom literature na raspolaganju su sledeće metode [4]:

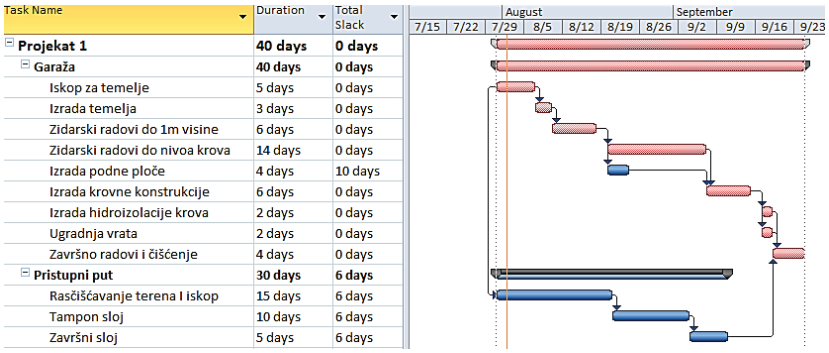
- as-planned vs. as-built
- impacted as planned
- as-planned but for
- collapsed as built
- window analysis
- time impact analysis

U ovom radu biće reči o *as planned vs. as built* metodi prikazanoj na studiji slučaja. Primena same metode biće demonstrirana na jednostavnom primeru, dok će autori dati kometare na dobijene rezultate. Eksperoment je prikazan u softverskom paketu MS Project.

4. STUDIJA SLUČAJA

U cilju prikaza metode za analizu kašnjenja biće prikazana kratka dinamika radova izgradnje garaže sa pristupnim putem. Napominjemo da za ovu metodu broj aktivnosti ne predstavlja ograničenje. Radi lakšeg razumevanja problema prikazana je pojedostavljena dinamika sa 12 aktivnosti [7].

Iz analize gantograma radova može se videti da projekat traje 40 dana (Slika broj 1). Aktivnosti na kritičnom putu su prikazane crvenom bojom. Kao dodatni parametar za praćenje, planer bi trebalo da razmotri i vrednost ukupne vremenske rezerve (Total Slack). Adekvatnim upravljanjem vremenskom rezervom moguće je obezebditi završetak projekta bez štetnih posledica po krajnji rok.



Task Name	Duration	Total Slack
Projekat 1	**40 days**	**0 days**
Garaža	**40 days**	**0 days**
Iskop za temelje	5 days	0 days
Izrada temelja	3 days	0 days
Zidarski radovi do 1m visine	6 days	0 days
Zidarski radovi do nivoa krova	14 days	0 days
Izrada podne ploče	4 days	10 days
Izrada krovne konstrukcije	6 days	0 days
Izrada hidroizolacije krova	2 days	0 days
Ugradnja vrata	2 days	0 days
Završno radovi i čišćenje	4 days	0 days
Pristupni put	**30 days**	**6 days**
Rasčišćavanje terena I iskop	15 days	6 days
Tampon sloj	10 days	6 days
Završni sloj	5 days	6 days

. Slika 1: Planirani program radova- as planned

Sledeći korak predstavlja simulaciju realizacije projekta. Tokom realizacije došlo je do poremećaja koji u nekoj meri utiču na krajnji rok za završetak radova. Cilj primene metode jeste određivanje tačnog vremena koje je produženo i dodeljivanje odgovornosti za svako od kašnjenja. *As planned vs. as build* metoda za analizu kašnjenja prikazuje kumulativno kašnjenje svih učesnika na projektu.

Tokom realizacije se uočavaju dve vrste kašnjenja:

- Kašnjenja za koja rizik i odgovornost preuzima izvođač (C)
- Kašnjenja za koja rizik i odgovornost preuzima investitor (E)

Kratkim opisom događaja, simuliraćemo jedan scenario tokom realizacije projekta i utvrditi kakve on posledice ima na krajnji rok.

Prva situacija: tokom izvođenja radova došlo je kvara bagera koji vrši iskop za temelje tako da je trajanje ove aktivnosti povećano za dva dana. Za ovo kašnjenje rizik i odgovoronost preuzima izvođač – C.

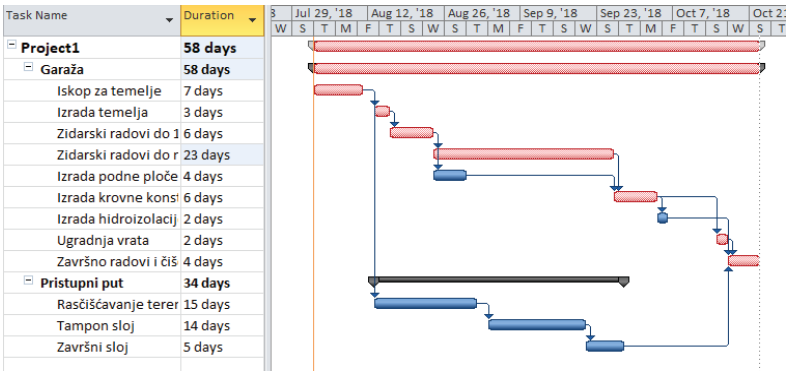
Druga situacija: tokom izvođenja zidarskih radova preko visine od 1m tri radnika su napustila gradilište nezadovoljni uslovima pa je ostatak tima morao da preuzme radove. Na taj način trajanje aktivnosti je povećano za 9 dana. Za ovo kašnjenje rizik i odgovoronost preuzima izvođač – C.

Treća situacija: Ugovorna obaveza investitora je bila da se obezbede vrata koja će izvođač ugraditi. Međutim, investitor nije ispunio obavezu u predviđenom roku, već je vrata dopremio na gradilište sa kašnjenjem od 7 dana. Za ovo kašnjenje rizik i odgovoronost preuzima investitor – E.

Četvrta situacija: Obaveza investitora je bila da omogući pristup parceli kroz koju će proći pristupni put. Investitor je ovo ispunio tek nakon iskopa za temelje tako da izvođač nije mogao otpočeti radove na izradi pristupnog puta u planiranom roku. Za ovo kašnjenje rizik i odgovoronost preuzima investitor – E.

Peta situacija: Usled smanjene produktivnosti rada, izrada tampon sloja je trajala 4 dana više od planiranog. Za ovo kašnjenje rizik i odgovoronost preuzima izvođač – C.

Nakon analaize svih odstupanja, sledeći korak predstavlja izradu *as build* dinamike radova (Slika broj 2).



Slika 2: As Build dinamika radova

Sa slike broj 2 vidi se da je novo trajanje projekta povećano za 18 dana. Kašnjenje projekta od 18 dana predstavlja kumulativno kašnjenje svih učesnika projekta. Prema *as planned vs as build* metodologiji sledeći korak predstavlja simuliranje kašnjenja svakog od učesnika.

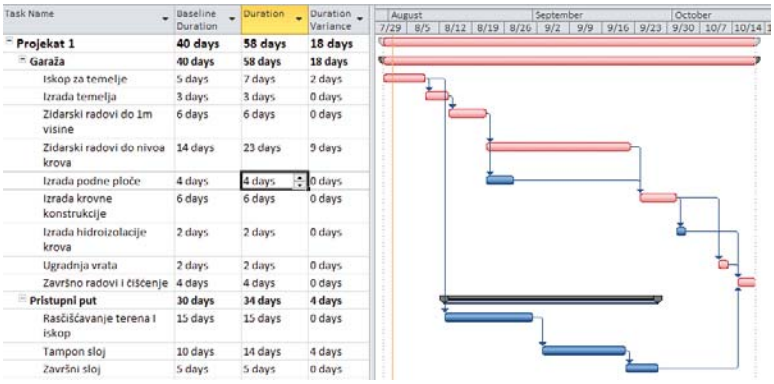
Kašnjenje izvođača predstavlja:

$$\sum C = 2 + 9 + 4 = 15\ dana$$

Kašnjenje investitora predstvalja:

$$\sum E = 7 + 7 = 14\ dana$$

Uporedni prikaz dva stanja (as planned i as build) moguće je prikazati u softverskom paketu MS Project (Slika br 3). Varijansa trajanja predstavlja ukupno kašnjenje.



Slika 3: Prikaz varijanse trajanja

Kašnjenje izvođača iznosi 15 dana, dok kašnjenje investitora iznosi 14 dana. Usled paralelnih kašnjenja koja su se ovde dešavala veći deo vremena, dolazimo do zaključka da je izvođač sam odgovoran za razliku kajenja izvođača i investitora, odnosno:

$$\sum C - \sum E = 15 - 14 = 1\ dan$$

Drugim rečima, poslodavac ima pravo na potraživanja koja se odnose na 1 dan produžetka roka.

Metoda as planned vs. as build je jednostavna za manipulaciju. Moguće ju je koristiti kada imamo planirani i ostvareni plan, bez detaljnog prikaza kritičnog puta. Drgim rečima, od koristi nam može biti i Program radova koji je formiran bez tehnike mrežnog planiranja. Osim toga, hronološko pojavljivanje poremećaja kroz vreme nije od značaja. Zbog svega rečenog moguće je donositi subjektivne zaključke eksperata, što otvara prostor za dodatnu diskusiju i sporove. Ona ne razmatra tehnološke veze i angažovanje resursa tako da je ona podesna za prvi nivo analize kašnjenja [9].

5. ZAKLJUČAK

Zahtevi za produžetak roka su jedan od glavnih izvora sukoba u građevinskoj industriji. Inspirisani ovim, istraživači u ovoj oblasti neprestano rade na razvoju i unapređenju metoda za analizu kašnjenja. Poznavanje ovih metoda je od najveće važnosti za raumevanje njihovih prednosti i mana u praksi kao i potencijalnih područja za poboljšanje. Važno je naglasiti da je nakon sprovedene procedure svake od metoda potrebno sprovesti tumačenje dobijenih rezultata što dodatno dopinosi kompleksnosti problematike [3]. Drugim rečima, metoda nam ne govori šta tačno znači rezultat, već nam daje kvantifikaciju problema. Iako analiza kašnjenja može biti jedan od glavnih aspekata pri sporovima, ona ne predstavlja toliko preciznu granu nauke tako da je veliki udeo na ekspertu iz ove oblasti da odbrani svoje stavove.

LITERATURA

[1] Bordoli, D.W.; Baldwin, A.A. A methodology for assessing construction project delays. J. Constr. Manag. Econ. 1998, 16, 327–337

[2] Stumpf, G.R.; Schedule delay analysis. J. Cost Eng. 2000, 42, 32–43.

[3] Lee, H.; Ryu, H.; Yu, J.; Kim, J. Method for calculating scheduling delay considering lost productivity. J. Constr. Eng. Manag. ASCE 2005, 131, 1147–1154

[4] Society of Construction Law (SCL). Protocol for Determining Extensions of Time and Compensations for Delay and Disruption; SCL: Burbage, UK, 2002. Available online: http://www.eotprotocol.com (accessed on 19 July 2013).

[5] Pickavance, K.; Delay and Disruption in Construction Contracts, 4th ed.; Sweet & Maxwell: London, UK, 2010

[6] Braimah, N.; An investigation into the use of construction delay and disruption analysis methodologies. (Phd thesis). University of Wolverhampton, UK;2008

[7] Nuhu Braimah.; Construction Delay Analysis Techniques—A Review of Application Issues and Improvement Needs; Civil Engineering Department, School of Engineering and Design, Brunel University; Buildings 2013, 3, 506-531.

[8] Dr Zeljko Popovic; Claims for Extension of Time in FIDIC Construction Contracts
A Practical Approach under UAE Law; Abu Dhabi, UAE 2016.

[9] Mubarak, S.;"Construction Project Scheduling and Control", Pearson Prentice Hall, USA; 2005.

[10] Odeh, A. M. and H. T. Battaineh; "Causes of construction delay: traditional contracts", International Journal of Project Management, Vol. 20, Issue 1, pp 67-73

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-42
15. KONGRES
6-8. 9. 2018. Zlatibor

Mira Petronijević[1], *Marija Nefovska-Danilović*[2], *Marko Radišić*[3], *Miloš Jočković*[4]

ISTRAŽIVANJE DEJSTVA VIBRACIJA NA LJUDE I OBJEKTE U CILJU ODRŽIVOG RAZVOJA GRADOVA

Rezime:

U ovom radu dat je kratak prikaz nekih od najznačajnijih rezultata učesnika projekta TR36046: „*Istraživanje dejstva vibracija na ljude i objekte u cilju održivog razvoja gradova*“, Ministarstva prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije. Opisan je način nastanka i prostiranja vibracija, kao i način procene dejstva vibracija na objekte i ljude sa osvrtom na nemačke i britanske standarde. Predstavljeni su empirijski i numerički modeli za analizu vibracija od saobraćaja na osnovu izvršenih merenja.

Ključne reči: vibracije od saobraćaja, dejstvo na ljude i objekte, prostiranje talasa, numerički modeli

DEVELOPMENT OF SUSTAINABLE CITIES: EFFECT OF TRAFFIC INDUCED VIBRATIONS ON BUILDINGS AND HUMANS

Summary:

This paper presents some of the most important results of the project TR36046: “Investigation of vibration effects on humans and buildings in the aim of the sustainable development of cities” financed by the Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia. The paper describes the vibrations generation and propagation as well as the estimation of the effects of vibrations on objects and people with a reference to German and British standards. Empirical and numerical models for the traffic induced vibrations analysis based on the performed measurements were presented.

Key words: traffic induced vibrations, effects on humans and buildings, wave propagation, numerical models

[1] *Dr, redovni profesor, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd, pmira@grf.bg.ac.rs*
[2] *Dr, docent, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd , marija@grf.bg.ac.rs*
[3] *Istraživač – saradnik, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd, mradisic@grf.bg.ac.rs*
[4] *Asistent – student doktorskih studija, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd, milosjockovic32@gmail.com*

1. UVOD

Ubrzani razvoj gradova doveo je do porasta kako drumskog, tako i železničkog saobraćaja u njima. Sa druge strane, primena novih materijala dovela je do izgradnje visokih, fleksibilnih zgrada, koje su postale osetljivije na dejstvo vibracija od saobraćaja. Vibracije od saobraćaja su uglavnom niskofrekventni poremećaji malog intenziteta, koji ne izazivaju rušenje objekata, ali mogu izazavati sitna oštećenja, naročito istorijskih objekata. Pored toga, vibracije od saobraćaja mogu veoma nepovoljno uticati na ljude, kao i na funkcionisanje osetljive opreme u objektima.

Problem i istraživanje vibracija od saobraćaja postaju posebno aktuelni u poslednjih 30 godina u svetu. Kao rezultat tih istraživanja nastale su smernice i propisi kojima se definiše način merenja vibracija, postupci analize rezultata merenja, kao i metode procene dejstva vibracija na ljude, objekte i osetljivu opremu, [1-5]. Paralelno sa razvojem metodologije merenja vibracija od saobraćaja, razvijani su i različiti empirijski i numerički modeli za proračun vibracija od saobraćaja, [2], [6-13], imajući u vidu mehanizam nastanka vibracija (*izvor*), prostiranja vibracija kroz tlo (*put*) i prostiranje vibracija kroz objekat (*prijemnik*).

S obzirom na to da u Srbiji nije bilo sistematskog istraživanja problema dejstva vibracija od saobraćaja na objekte i ljude, osim pojedinačnih istraživanja, koja su, na prvom mestu, bila posvećena rešavanju nekog određenog slučaja [14-15], 2011. godine počinju istraživanja iz ove oblasti u okviru naučnog projekta TR36046: „*Istraživanje dejstva vibracija na ljude i objekte u cilju održivog razvoja gradova*“, Ministarstva prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije. Cilj istraživanja bio je da se prouči postojeća međunarodna regulativa i da se na osnovu toga daju odgovarajuće smernice za merenje i analizu vibracija, kao i da se razviju sopstveni empirijski i numerički modeli za procenu dejstva vibracija u zgradama. Rezultati dugogodišnjeg rada na problemu vibracija od saobraćaja prikazani su u monografiji [16], koja predstavlja sublimaciju naučnih radova koje su autori monografije objavili u međunarodnim i domaćim časopisima. U ovom radu dat je prikaz nekih od najznačajnih rezultata učesnika projekta.

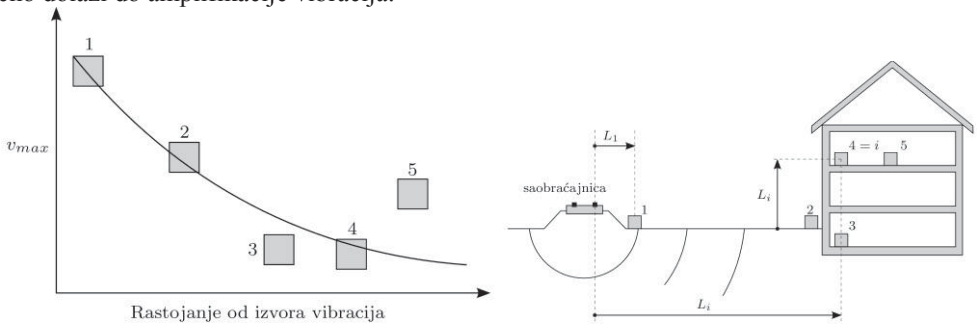
2. NASTANAK I PROSTIRANJE VIBRACIJA

Vibracije od saobraćaja nastaju kao rezultat delovanja dinamičkih i oscilatornih sila točkova drumskih ili šinskih vozila. Dinamičke sile nastaju usled udara koji se javljaju na kontaktu točka sa neravninama i drugim vrstama imperfekcija na površini puta, odnosno šine. Predominantne frekvencije vibracija koje se na ovaj način generišu u tlu zavise od dinamičkih karakteristika tla. Oscilatorne sile nastaju kao rezultat oscilovanja osovina točkova vozila. Vibracije koje se na taj način generišu imaju frekvencije koje zavise od načina vešanja, razmaka točkova, mase i brzine kretanja. Vibracije se zatim od izvora preko površine terena prenose kroz tlo putem površinskih – Rejlijevih talasa, čije amplitude opadaju sa udaljavanjem od izvora vibracija. Najznačajniji faktori koji utiču na intenzitet vibracija su:

- tip vozila, način vešanja i brzina kretanja,
- stanje kolovoza,
- geološke karakteristike tla,

- rastojanje objekta od saobraćajnice,
- tip konstruktivnog sistema i međuspratne tavanice objekta,
- način fundiranja objekta.

Na Slici 1a) prikazana je zavisnost amplitude brzine vibracija od položaja merne tačke, [2]. Amplitude vibracija usled prostiranja kroz tlo opadaju od izvora (tačka 1) do spoljašnjeg zida objekta (tačka 2). Od tačke 2 do podruma ili fundamenta (tačka 3) obično dolazi do dodatne atenuacije vibracija, koje se zatim kroz vertikalne elemente objekta (stubove i zidove) prostiru do vrha (tačka 4). Vibracije se sa zidova prenose na međuspratne tavanice (tačka 5), pri čemu obično dolazi do amplifikacije vibracija.



Slika 1 – a) Način prostiranja vibracija od izvora do objekta, b) Raspored mernih mesta, [3]

3. MERENJE VIBRACIJA

Jedan od najvažnijih delova procesa procene i predviđanja vibracija od saobraćaja je njihovo merenje. Postupak merenja vibracija može se podeliti u 3 faze [6]:

- prikupljanje podataka, tj. merenje,
- priprema i ocena podataka za obradu,
- analiza merenja.

Za merenje vibracija od saobraćaja najčešće se koriste akcelerometri kojima se mere ubrzanja, ili geofoni, kojima se mere brzine. Pri izboru mernog instrumenta treba voditi računa o njegovoj osetljivosti, odnosno frekventnom opsegu koji je moguće izmeriti tim instrumentom. Jedno merenje nije dovoljno da se dobije predstava o nivou vibracija. Zbog toga je potrebno vršiti merenja duži vremenski period. Merenje vibracija vrši se u propisanom broju tačaka, pri čemu je u svakoj tački potrebno meriti tri komponente vibracija: jednu vertikalnu i dve horizontalne (paralelno i upravno na pravac kretanja vozila). Vibracije je potrebno meriti u najmanje 5 tačaka, koje su prikazane na Slici 1b):

- tačka 1 - na tlu, neposredno uz saobraćajnicu,
- tačka 2 - na tlu, sa spoljašnje strane zida objekta koji je paralelan sa saobraćajnicom,
- tačka 3 - u podrumu objekta, sa unutrašnje strane zida koji je paralelan sa saobraćajnicom,
- tačka 4 - sa unutrašnje strane zida koji je paralelan sa saobraćajnicom,
- tačka 5 - na sredini međuspratne tavanice, na poslednjoj etaži objekta.

Obrada podataka prikupljenih merenjem podrazumeva transformaciju analognog u digitalni signal. Rezultat obrade rezultata merenja su vremenske istorije brzine ili ubrzanja, kao i odgovarajući spektri.

4. PROCENA DEJSTVA VIBRACIJA

U mnogim zemljama su u poslednjih 30 godina doneti propisi kojima se definiše način merenja, postupak analize i ocene dejstva vibracija na objekte, ljude i osetljivu opremu u objektima. U Srbiji ne postoji takav propis, pa se za procenu vibracija koristi neki od dostupnih međunarodnih standarda. U ovom poglavlju biće dat kratak pregled i analiza nemačkih (DIN 4150 i DIN 45669) i britanskih (BS 7385 i BS 6472) standarda. S obzirom na to da vertikalne vibracije imaju veće amplitude, kao i da nepovoljnije utiču na objekte i ljude u njima, za procenu dejstva vibracija na objekte i ljude najčešće je dovoljno meriti samo vertikalne komponente vibracija.

5.1 PROCENA DEJSTVA VIBRACIJA NA ZGRADE

Za procenu dejstva vibracija na zgrade različiti standardi definišu različite kriterijume, koji uzimaju u obzir magnitudu, frekvenciju i trajanje izmerenih vibracija, kao i tip zgrade. Britanski i nemački standardi koriste maksimalnu brzinu vibracija PPV (*peak particle velocity*) izmerenu u fundamentu objekta pri kratkotrajnom dejstvu vibracija, pri kojoj mogu nastati kozmetička oštećenja na objektu u zavisnosti od frekvencije i tipa konstrukcije. Granične vrednosti brzina prikazane su u tabelama 1 i 2.

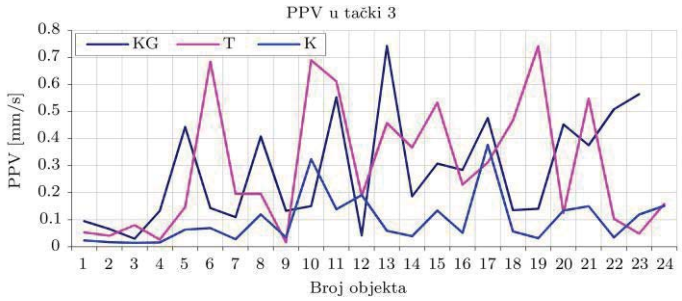
Na slici 2 prikazane su amplitude brzina vibracija merene u fundamentu 24 objekta duž buduće trase lakog metroa u Bulevaru kralja Aleksandra, usled kretanja tramvaja – T, kamiona – K i kamiona preko gumene prepreke – KG, [14]. Kod najvećeg broja objekata najveće amplitude vibracija izmerene su pri kretanju tramvaja, pri čemu nijedna od izmerenih vrednosti nije prešla dopuštenu vrednost za rezidencijalne zgrade prema navedenim standardima.

Tabela 1 – Granične vrednosti vibracija za kozmetička oštećenja zgrada prema BS 7385:2

Tip zgrade	PPV (mm/s)		
	Frekvencija (Hz)		
	4-15	15-40	> 40
AB zgrade, industrijske i masivne komercijalne zgrade	50	50	50
Nearmirane zgrade, rezidencijalne ili lake komercijalne zgrade	15-20	20-15	50

Tabela 2 – Granične vrednosti vibracija za kozmetička oštećenja zgrada prema DIN 4050-3

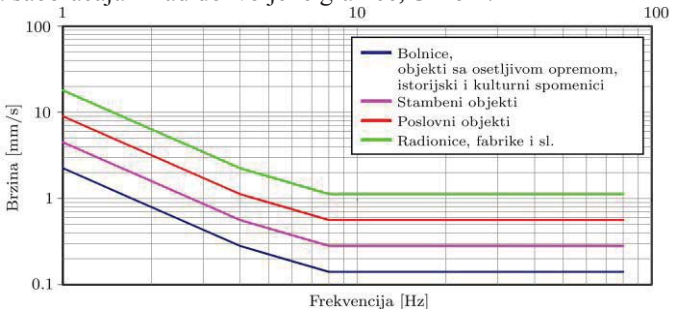
Tip zgrade	PPV (mm/s)		
	Frekvencija (Hz)		
	<10	10-50	50-100
Komercijalne i industrijske zgrade	20	20-40	40-50
Rezidencijalne i sl. zgrade	5	5-15	15-20
Ostale zgrade osetljive na vibracije	3	3-8	8-10



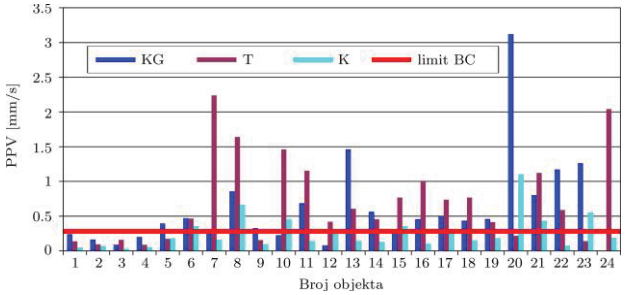
Slika 2 – PPV (mm/s) izmerene u fundamentu objekata usled kretanja tramvaja – T, kamiona – K i kamiona preko gumene prepreke KG

5.1 PROCENA DEJSTVA VIBRACIJA NA LJUDE

Na Slici 3 prikazane su dopuštene amplitude brzina vertikalnih vibracija u zavisnosti od tipa objekta i frekvencije, prema BS 6472. Ovaj standard je iskorišćen da se proceni dejstvo vibracija na ljude u objektima duž buduće trase lakog metroa u Bulevaru kralja Aleksandra u Beogradu, izmerene u tačkama na sredini ploče na poslednjoj etaži objekata usled kretanja tramvaja – T, kamiona – K i kamiona preko gumene prepreke – KG. Na osnovu sprovedenih merenja može se zaključiti da su ljudi u zgradama duž Bulevara kralja Aleksandra izloženi vibracijama od saobraćaja iznad dozvoljene granice, Slika 4.



Slika 3 – Dozvoljene amplitude vertikalnih vibracija, PPV (mm/s) prema BS 6472:1992



Slika 4 – PPV (mm/s) za vertikalne vibracije na ploči poslednje etaže, usled kretanja tramvaja (T), kamiona (K) i kamiona preko gumene prepreke (KG)

5. EMPIRIJSKI I NUMERIČKI MODELI

Modeli za procenu vibracija zgrada od saobraćaja mogu da se podele u dve osnovne grupe: empirijski i numerički modeli.

5.1 EMPIRIJSKI MODELI

Empirijski modeli se koriste za procenu vibracija u budućim ili u postojećim objektima usled očekivanog saobraćaja. Gruba i brza procena maksimalne brzine vibracija vrši se tako što se izmerena maksimalna brzina vibracija množi empirijski dobijenim koeficijentima. Sigurniji empirijski model zasniva se transfer funkcijama koje su dobijene merenjima vibracija u karakterističnim tačkama u tlu i na objektu, Slika 1b. Transfer funkcije služe za predviđanje vibracija u toj, ili sličnoj zgradi usled očekivanog saobraćaja. Polje primene transfer funkcija ograničeno je na lokaciju sa istim ili sličnim uslovima tla. Opšti zaključak je da realna procena vibracija nije moguća, jer zavisi od mnogo faktora, ali se u oblasti niskih frekvencija mogu dobiti zadovoljavajući rezultati.

U Beogradu su 2006. godine sprovedena obimna merenja vibracija od gradskog saobraćaja u zgradama duž linije budućeg lakog metroa. Merenja su izvršina na 52 izabrana objekta, od strane Geofizičkog institute NIS-a, aparaturom I/O System One, prema strogo utvrđenom protokolu. Pet trokomponentnih geofona omogućili su merenje brzine vibracija u tri ortogonalna pravca: paralelno sa kolovozom, upravno na kolovoz i vertikalno. Merenja u pet karakterističnih tačaka sprovedena su za sledeće slučajeve opterećenja:

- ambijentalne vibracije,
- vibracije od kamiona težina 14 t koji se kreće brzinom 50 km/h,
- vibracije od kamiona težina 14 t koji se kreće brzinom 50 km/h preko prepreke od gume,
- zglobni autobus ili tramvaj ukoliko se objekat nalazi uz tramvajske šine.

Detaljan opis merenja i analiza dobijenih vrednosti su prikazani u studiji Građevinskog fakulteta u Beogradu [14]. Za potrebe analize izvršenih merenja, formirana je baza podataka koja sadrži sve relevantne podatke o zgradama na kojima je izvršeno merenje, mernim mestima, prolasku vozila, kao i zapise brzina vibracija. Tokom analize uočena je pravilnost u ponašanju zgrada, pa su sve zgrade svrstane po visini u tri tipa:

- niske (do 3 sprata),
- srednje (4-10 spratova),
- visoke (preko 10 spratova),

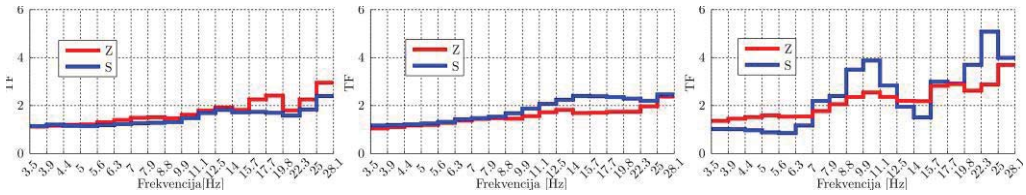
a prema konstruktivnom sistemu u dve grupe:

- zgrade sa stubovima (skeletni sistem) i
- zgrade sa zidnim platnima.

Sračunate su transfer funkcije između zapisa brzine u sredini ploče na poslednjoj etaži zgrade i zapisa brzine u fundamentu zgrade. Da bi se dobila transfer funkcija (TF), potrebno je izmerene brzine u tačkama i i j transformisati iz vremenskog u frekventni domen. TF za događaj k definisana je odnosom *cross-power spectra* brzine u tačkama i i j, $S_{ij}^{k}(\omega)$, i *power spectra* brzine u tački i, $S_{ii}^{k}(\omega)$, [9]:

$$TF^{k}(\omega) = \frac{S_{ij}^{k}(\omega)}{S_{ii}^{k}(\omega)}$$

Korišćenjem programskog jezika MATLAB, napravljen je program za proračun transfer funkcija TF^k. Na osnovu preporuke iz literature [17], transfer funkcije su predstavljene u 1/3-skom octave band-u. Dobijene transfer funkcije grupisane su prema visini zgrade i prema konstruktivnom sistemu zgrade. Prosečna transfer funkcija za jedan tip objekta i tip konstrukcije dobijena je kao srednja vrednost svih transfer funkcija određenih za taj tip zgrade. Tako dobijene transfer funkcije prikazane su na Slici 5. Opšti zaključak je da se vibracije amplifikuju prolaskom kroz konstrukciju. Najmanji faktor amplifikacije (1,1) javlja se u niskim zgradama, pri niskofrekventnim pobudama, bez obzira na konstruktivni sistem. Faktor amplifikacije dostiže maksimalnu vrijednost od 5,2 u visokim zgradama skeletnog sistema, pri visokofrekventnim pobudama. Zidna platna imaju povoljniji uticaj kod srednjih i visokih zgrada nego kod niskih zgrada.



(a) Niske zgrade *(b) Srednje zgrade* *(c) Visoke zgrade*

Slika 5.- Transfer funkcije između tačaka 5 i 3 za niske, srednje i visoke zgrade sa Z-zidnim platnima i S-stubovima

Na osnovu ovako dobijenih transfer funkcija može se izvršiti procena vibracija u sredini ploče poslednje etaže za određeni tip zgrade. Na osnovu maksimalne brzine vibracija izmerene u temelju zgrade može se proceniti osetljivost ljudi na vibracije određene frekvencije primenom DIN ili BS standarda.

S obzirom na to da se ovakvi empirijski modeli mogu koristiti samo za lokacije sa istim ili sličnim uslovima, za predviđanje vibracija u objektima usled kretanja drumskih vozila se sve više koriste analitički i numerički modeli u frekventnom ili u vremenskom domenu.

5.1 NUMERIČKI MODELI

Numerički modeli za predviđanje vibracija zgrada usled dejstva saobraćaja treba da obuhvate sve tri faze generisanja vibracija: nastanak vibracija, prenošenje vibracija od izvora do objekta i prenošenje vibracija kroz objekat od temelja do posmatrane tačke. Prema načinu analize sve metode se mogu svrstati u dve velike grupe: direktna metoda i metoda podstruktura. U direktnoj metodi se ceo sistem tlo-konstrukcija posmatraju zajedno, dok se u metodi podstruktura one razmatraju odvojeno. U svakoj od tih metoda moguće je primeniti numeričku analizu u vremenskom ili frekventnom domenu.

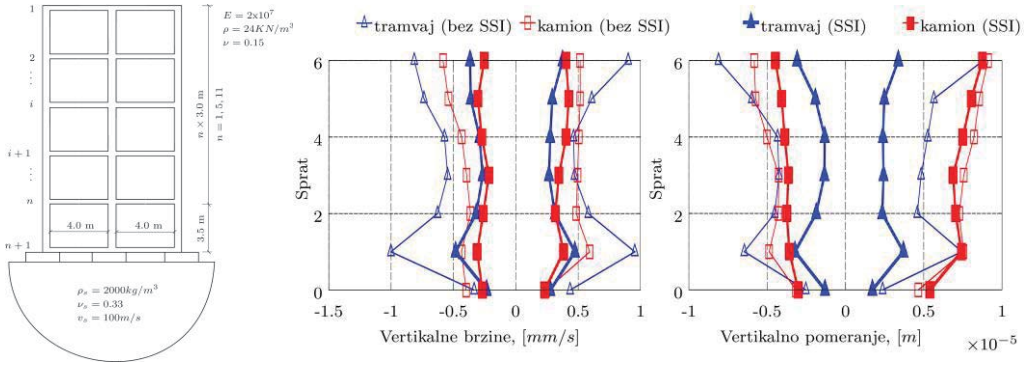
U zavisnosti od stepena tačnosti matematičkog modela, numerički modeli se dele na jednostavne i detaljne. Detaljni numerički modeli u jednom koraku obuhvataju sve tri pomenute faze generisanja vibracija. Ovi modeli su dosta složeni i zahtevaju veliko znanje onih koji ih primenjuju, kao i znatan utrošak vremena i rada. Koriste se za predviđanje vibracija objekata od velikog značaja, kao što su objekti sa osetljivom opremom, bolnice, rezidencijalni objekti koji su izloženi uticaju brzih vozova i sl. Jednostavni numerički modeli uglavnom služe za utvrđivanje da li su u posmatranoj zgradi vibracije u granicama dopuštenih. Baziraju se na

teoriji prostiranja talasa kroz elemente konstrukcije, pri čemu se uticaj tla uzima na pojednostavljen način, primenom metode podstruktura.

U okviru ovog poglavlja biće prikazan numerički model za procenu vibracija ravnih okvirnih konstrukcija, koji se bazira na dinamičkoj analizi u frekventnom domenu primenom metode spektralnih elemenata i metode integralne transformacije.

Za potrebe proračuna i analize uticaja vibracija od saobraćaja napisan je računarski program u programskom jeziku MATLAB. Uticaj vibracija usled saobraćaja analiziran je na primeru tri dvobrodna, armiranobetonska (AB) okvira sa 2, 6 i 12 spratova kako bi se utvrdio uticaj vibracija od saobraćaja na AB zgrade različite spratnosti. Razmatrana su dva granična slučaja oslanjanja. U prvom slučaju su stubovi uklješteni, pa uticaj dinamičke inetrakcije tla i konstrukcije (SSI) nije uzet u obzir, za razliku od drugog slučaja gde su stubovi okvira fundirani na krutim, kvadratnim temeljima bez mase, dimenzija 2x2 m, koji leže na elastičnom, homogenom poluprostoru. Uticaj interakcije tla i konstrukcije menja dinamičke karakteristike razmatranih okvira, što je naročito izraženo kod vertikalnih vibracija, s obzirom da je odnos vertikalne krutosti okvira i vertikalne krutosti tla mnogo veći nego u slučaju horizontalnih vibracija. Razmatrani okviri izloženi su dejstvu vibracija izazvanih saobraćajem u ulici Bulevar kralja Aleksandra u Beogradu, [14]. Najveće vibracije izazvalo je kretanje tramvaja i kamiona preko gumene prepreke. Zbog toga su ova dva izvora vibracija od saobraćaja korišćena u proračunu dejstva vibracija na okvire različite spratnosti. Okviri su izloženi horizontalnim i vertikalnim pomeranjima osnove, koja su sračunata iz brzina vibracija izmerenih u osnovi objekta prilikom kretanja tramvaja i kamiona.

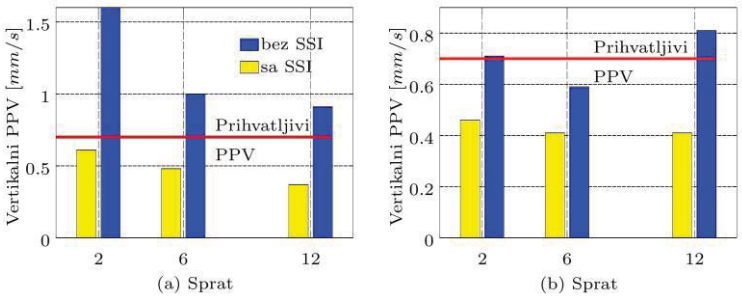
Kako bi se izvršila procena dejstva vibracija na ljude, iz dobijenih pomeranja sračunate su brzine vertikalnih vibracija. Anvelope brzina i pomeranja šestospratnog okvira u vertikalnom pravcu, su i merodavne za procenu dejstva vibracija, prikazane su na Slici 6.



Slika 6 – Anvelope vertikalnih brzina i pomeranja šestospratnog okvira

Tramvaj izaziva veće brzine pomeranja u vertikalnom pravcu uklještenih okvira nego kamion, pošto svojstvene frekvencije vertikalnih vibracija okvira padaju u zonu predominantnih frekvencija vertikalnih brzina tla od kretanja tramvaja. Interakcija tla i konstrukcije smanjuje i brzine i i pomeranja, s tim da je kod kamiona to smanjenje manje izraženo. Na smanjenje pomeranja i brzina tačaka konstrukcije koja sadejstvuje sa tlom u odnosu na kruto uklještenu konstrukciju, pored fleksibilnosti tla utiče i prigušenje u tlu (radijacijsko i materijalno). Može se reći da se tlo ponaša kao viskozni prigušivač.

Procena uticaja vibracija od saobraćaja na ljude izvršena je prema britanskom standardu BS: 6472, [4]. Na Slici 7 prikazane su maksimalne horizontalne i vertikalne brzine vibracija PPV (*peak particle velocity*) za razmatrane okvire.



Slika 7 – PPV za vertikalne vibracije usled (a) tramvaja, (b) kamiona

6. ZAKLJUČAK

Ovaj rad predstavlja prikaz nekih od najznačajnijih rezultata učesnika projekta TR36046: „*Istraživanje dejstva vibracija na ljude i objekte u cilju održivog razvoja gradova*“, Ministarstva prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije. U radu su predstavljeni empirijski model za predviđanje vibracija od saobraćaja u zgradama različite spratnosti u Beogradu i numerički model za procenu vibracija ravnih okvirnih konstrukcija usled dejstva saobraćaja.

Empirijski model zasnovan je na proračunu transfer funkcija čiji je zadatak da pokažu nivo atenuacije ili amplifikacije vibracija od saobraćaja u zgradama duž linije budućeg lakog metroa u Beogradu. Na osnovu analize izvršenih merenja zaključeno je da je nivo vibracija u zgradama sa zidnim platnima manji od nivoa vibracija u zgradama skeletnog sistema. Razlike između nivoa vibracija su više izražene u slučaju zgrada srednje i visoke spratnosti.

Numerički model za analizu vibracija od saobraćaja na okvirne konstrukcije sa i bez interakcije sa tlom se bazira na analizi u frekventnom domenu. Prikazani su rezultati dobijeni za 6-spratni ram. Zaključeno je da uzimanje interakcije tla i objekta povoljno utiče, jer smanjuje vibracije od saobraćaja u konstrukciji. Tlo se ponaša kao viskozni prigušivač, zbog čega numerički model koji uzima u obzir interakciju sa tlom daje manje vrednosti pomeranja i brzina materijalnih tačaka konstrukcije. Prihvatljive brzine vibracija konstrukcije PPV prema britanskom standardu BS: 6472 dobijaju se samo ukoliko se uzme u ozbir interakcija tla i objekta.

LITERATURA

[1] Bachmann H.: Vibration problems in structures: Practical gudelines, Basel-Boston-Berlin: Birkhaeuser Verlag, 1995.

[2] Kuppelwieser H., Ziegler A.: A tool for predicting vibration and structure-born noise immissions caused by railways, Journal of Sound and Vibration, 193, 1996, 261-267.

[3] DIN 4150-1:2001: Structural vibration, Part 1: Predicting vibration parameters, German institution for standrad, Berlin, 2001.

[4] BS 7385:1993: Evaluation and measurement for vibration in buildings, Part 2: Guide to damage levels from ground borne vibration, British standard institution, London, 1993.
[5] ISO 4866:2010: Mechanical vibration and shock – Vibration of fixed structures – Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on structures, International standard organization, London, 2010.
[6] Bahrekazemi M.: Train-Induced Ground Vibration and Its Prediction, PhD thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden,2004.
[7] With C., Bahrekazemi M., Bodare A.: Validation of an empirical model for prediction of train-induced ground vibrations, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26, 2006, 983–990.
[8] Watts G. R.: Traffic Induced Vibrations in Buildings, tech. rep. Research Report 246, Crowthorne, Berkshire, UK: Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport, 1990.
[9] Verbraken H,. Lombaert G., Degrande G.: Experimental and numerical prediction of railway induced vibration, Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics and Engineering) 13, 2012, 802–813.
[10] Shen Haw J.: Finite element investigation of traffic induced vibrations, Journal of Sound and Vibration 321, 2009, 837—853.
[11] Pyl L., Degrande G., Clouteau D.: Validation of a source–receiver model for road traffic induced vibrations in buildings. I: Source model, Journal of Engineering Mechanics 130, 2004, 1377—1393.
[12] Pyl L., Degrande G., Clouteau D.: Validation of a source–receiver model for road traffic induced vibrations in buildings. II: Receiver model, Journal of Engineering Mechanics 130, 2004, 1394—1406.
[13] Auersh L.: Building response due to ground vibration—simple prediction model based on experience with detailed models and measurements, Journal of Acoustic and Vibration 15, 2010, 101–112.
[14] Petronijević M., Nefovska-Danilović M.: Studija „Geodinamička analiza osetljivosti objekata na dejstvo postojećih vibracija prema postojecim standardima i procena njihove osetljivosti na dejstvo lakog metroa“, Beograd, Srbija: GEOZAVOD i Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2006.
[15] Brčić S., Petronijević M., Mišković Z., Nefovska-Danilović M.: Studija “Analiza prenošenja vibracija nastalih usled kretanja vozova kroz železničku stanicu „Beograd-Centar” u Prokopu na postojeću konstrukciju iznad perona na koti 105”, Građevinski fakultet, Beograd, 2008.
[16] Petronijević M.: Vibracije od saobraćaja: nastanak, merenje, predviđanje i procena njihovog dejstva na objekte i ljude, monografija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Akademska misao, Beograd, 2017.
[17] M. Petronijević, M. Radišić, M. Nefovska-Danilović, Đ. Lađinović, R. Okuka, i I. Džolev, „Prediction of Traffic Induced Building Vibrations Using Transfer Functions“, u 15th International Symposium of MASE, Struga, FYROM, 2013, str. ST-20F.

ДГКС ASES

SPONZORI KONGRESA

Civil engineering solutions
with state-of-the-art technology

**For any bridge construction worldwide –
you can at all times rely on PERI.**

For over 45 years, PERI has been a competent partner of numerous construction companies and contractors all over the world. In the field of bridge construction, PERI's formwork and scaffolding systems as well as PERI's engineering expertise point the way ahead in the today's construction industry. These solutions positively influence construction procedures and thereby improve the results on the building site. PERI engineers constantly strive to optimise construction procedures and to take advantage of remaining efficiency potential.

Learn more about PERI systems and solutions on our website.

NIS, Pančevo

Sa prometom od 1,48 milijardi evra u 2017. godini PERI je najveći svetski proizvođač i isporučilac sistemskih oplata i skela za sve vrste betonskih radova. Ovaj koncern zapošljava preko 8700 ljudi u više od 70 zemalja na svim kontinentima.

Tunel Manajle

Airport City, Beograd

TC Galerija, Beograd

Gradite uspešno sa firmom PERI

Ekonomični sistemi oplata i skela za sve vrste betonskih radova

PERI®

PERI oplate d.o.o.
Oplate Skele Inženjering
Zmaja Ognjenog Vuka 2
22310 Šimanovci, Srbija
Tel. +381 (0)22 408 200
Fax +381 (0)22 408 250
office@peri.rs
www.peri.rs

ŠIRBEGOVIĆ
betonske konstrukcije za cijelu Regiju

U proteklih 25 godina kompanija **Širbegović** je izgradila preko 9,5 miliona m^2 prostora i time stekla imidž vodeće građevinske kompanije u Regiji kada su u pitanju betonske konstrukcije. Sjedište kompanije **Širbegović** nalazi se u Gračanici, Bosna i Hercegovina, sa podružnicama u Srbiji i Hrvatskoj. Osnovna djelatnost kompanije je projektovanje, inženjering te proizvodnja, transport i montaža prefabrikovanih armirano-betonskih i prednapregnutih konstrukcija koje imaju široku primjenu u izgradnji komercijalnih objekata, infrastrukture kao i stambenih objekata.

Kompanija **Širbegović** preko 25 godina nudi tehnički razvijena rješenja visokog kvaliteta, uz maksimalno uvažavanje estetsko-funkcionalnog aspekta objekata nastojeći da pronađe ravnotežu između arhitekture i građevinarstva i da uvijek bude u koraku sa vremenom odgovarajući na najraznovrsnije zahtjeve kupaca.

Kvalitet, brzina izvođenja radova, mogućnost gradnje kompleksnih objekata, iskustvo u pronalaženju tehničkih rješenja, maksimalno poštivanje rokova i cjelovita ponuda aduti su koji stvaraju ključnu konkurentnu prednost kompanije Širbegović.

Tokom dosadašnjeg poslovanja kompanija Širbegović je izgradila preko 4500 objekata, odnosno preko 9,5 miliona m^2 prostora i time zasluženo postala jedna od vodećih građevinskih kompanija na regionalnom tržištu kada su u pitanju betonske konstrukcije. Instalirani proizvodni kapaciteti se prostiru na 150.000 m^2 zemljišta i više od 35.000 m^2 objekata te omogućavaju izgradnju cca 800.000 m^2 betonskih konstrukcija godišnje.

Bitno je naglasiti da je kompanija Širbegović prva u Bosni i Hercegovini ispunila zahtjeve evropskih normi kojim se obezbjeđuje i dokazuje kvalitet betonskih konstrukcija.

Standardi o kvaliteti koji važe u EU su integralni dio proizvodnje, te sa njima rade i na tržištima na kojima nije obavezno da se primjenjuju.

To se prije svega odnosi na tržište Bosne i Hercegovine, Srbije i Crne Gore gdje ovi standardi još uvijek nisu stupili na snagu.

Osim toga kompanija **Širbegović** je od instituta IGH dobila certifikat kojim se potvrđuje vrhunska kvaliteta prefabrikovane konstrukcije i posebno visoki razredi čvrstoće, što je i potvrđeno razredom tlačne čvrstoće betona MB70 (C55/67) koji je postao uobičajena proizvodnja.

Ovo je prvi certifikat u regiji sa ovako visokim čvrstoćama betona, čime je kompanija Širbegović postavila nove standarde kvaliteta.

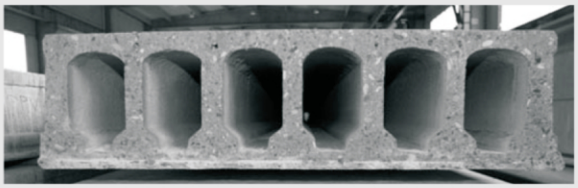
KVALITET JE NAŠ PRIORITET

- NORMA EN 13369:2013
- NORMA EN 206:2013
- NORMA EN 1168:2005+A3:2012
- NORMA EN 13225:2013
- NORMA EN 14992:2007+A1:2012
- NORMA EN 14991:2007
- DBV/ BDZ UPUSTVO ZA VIDNI BETON

- **BETONSKE KONSTRUKCIJE**
- **EU NORME**
- **IZGRAĐENIH 7 MILIONA m²**

OSNOVANO / ESTABLISHED SINCE 1990.

Prefabrikacija je savremeni sistem gradnje kod kojeg se konstruktivni elementi objekta proizvode serijski u fabrici, a potom transportuju do mjesta gradnje gdje se vrši montiranje objekta. Prednapregnute olakšane ploče (PPS) su montažni konstruktivni elementi sa kontinuiranim unutrašnjim šupljinama koje umanjuju težinu elemenata i stvaraju efikasan nosivi presjek. Riječ je o jedinstvenom proizvodu, raznolike primjene, sa garancijom velike vrijednosti u odnosu na ulaganje. Ove ploče mogu bez oslonca da premoste raspone do 19 metara.



VIZIJA:
"Brzo i sigurno uz primjenu savremenih tehnologija."

Namjera kompanije **Širbegović** je ostati lider na tržištima na kojima djeluje i dalje se širiti na tržištu EU, te sve više jačati brend **Širbegović.** Tržišni udio planira povećavati ulaganjem u kvalitet, širenjem ponuda i usluga te jačanjem odnosa sa kupcima, čije će zadovoljstvo ostati primarni cilj poslovne politike.

Kompanija Širbegović planira i dalje razvijati transparentnost komuniciranja i saradnje sa projektantima i generalnim izvođačima, te stalno povećavati produktivnost putem inovacija i moderniziranja cjelokupne organizacije i korporativnog imidža.

Gračanica 75 320
Branilaca grada bb
Bosna i Hercegovina
T: 00387 35 700 000
F: 00387 35 700 979
E: info@sirbegovic.com
www.sirbegovic.com

ADING
sastojak svake građevine

Zaštitni premazi

Aditivi za betone i maltere / Superplastifikatori

Aditivi za betone i maltere / Aditivi za vodonepropusnost

PROIZVODNI PROGRAM

- Aditivi za betone i maltere
- Smese za zalivanje
- Reparacija betona
- Industrijski i sportski podovi
- Kitovi
- Hidroizolacije
- Zaštitni premazi
- Protivpožarni materijali
- Građevinska lepila
- Smese za izravnavanje
- Dekorativni premazi i malteri
- Proizvodi za građevinarstvo

www.ading.rs

Adresa: Nehruova 82, 11070 Novi Beograd ; Tel/Fax: + 381 11 616 05 76 ; email: ading@ading.rs

ARMONT
LICA KONSTRUKCIJA

West 65, Beograd

BOSCH, Pećinci

Budućnost je bliže nego što mislimo. Budućnost je danas. Vizija budućnosti kompanije Armont, zasniva se na pomeranju granica mogućeg.

Inovativni materijali, konstrukcije projektovane i izrađene po specifičnim zahtevima svakog pojedinačnog projekta, samo su deo onoga što čini da Armont svojim tehničko-tehnološkim dostignućima danas stvara rešenja budućnosti.

Od planiranja i projektovanja do izrade i montaže, kreativna rešenja projektnog biroa Armont mudro korespondiraju sa narastajućim potrebama i novim standardima gradnje.

Kako estetskim, tako i funkcionalnim rešenjima, Armont konstantno postavlja nove standarde gradnje. Budućnost više ne izgeda tako daleko i nedostižno.

Svojim projektima, poput Pupinove Palate u Novom Sadu, Armont jasno prikazuje svoju viziju - sada, više ništa nije nemoguće.

ARMONT SP
LICA ZGRADA

www.armont.biz

120 GODINA
FABRIKE CEMENTA POPOVAC

Fabrika cementa u Popovcu osnovana je daleke 1898. godine. Milioni tona cementa koje smo proizveli u proteklih 120 godina iskorišćeni su širom naše zemlje u bezbroj objekata bez kojih bi bilo teško zamisliti moderan život. Kuće, putevi, mostovi, fabrike, tuneli, stambene i poslovne zgrade, hidroelektrane i brojne druge građevine ostaju i opstaju zahvaljući kvalitetu naših proizvoda. Fabrika cementa Popovac danas je deo CRH Grupe, jednog od najvećih proizvođača građevinskih materijala u svetu.

ENERGOPROJEKT

SRPSKI BREND, SVETSKI KVALITET!

Energoprojekt | Bulevar Mihaila Pupina 12 | Beograd, Srbija

www.energoprojekt.rs

MONTAŽNE ARMIRANO BETONSKE KONSTRUKCIJE

Beton je jedan od najrasporostranjenijih građevinskih materijala. Osim što ima veliku oblikovnu moć, veliku nosivost na pritisak i krutost, beton je takođe veoma isplativ materijal. Prefabrikovane armirano betonske konstrukcije imaju izrazito dobre protivpožarne osobine. Proizvode se u zatvorenom prostoru i nude čitav niz različitih tehničkih rešenja visokih estetskih i funkcionalnih vrednosti.

U pogonima **MARTINI GRADNJE** odvija se i proces prednaprezanja konstruktivnih elemenata, kojim se pre svega postiže bolja nosivost i stabilnost svakog pojedinačnog elementa. Prefabrikovana betonska konstrukcija sastoji se od temelja, stubova, greda, međuspratnih ploča, krovnih nosača i zidnih panela. Ovim se omogućava građenje različitih objekata upotrebom relativno malog broja tipskih elemenata, proizvedenih u fabrici u velikim serijama. Proizvodnja ne zavisi od vremenskih uslova i može se odvijati tokom cele godine.

U niz objekata koji se mogu izraditi prefabrikovanim betonskim elementima spadaju: industrijski objekti, logistički centri, višespratni tržni centri i garaže, hoteli, stambene i upravne zgrade, kao i mnogi drugi.
Martini Gradnja je u mogućnosti da sa svojim stručnim timom, a na osnovu projektnog zadatka, klijentu ponudi svoje tehničko rešenje objekta. Shodno zahtevima investitora, prefabrikovani elementi se mogu prilagoditi već postojećem projektu.

MARTINI
GRADNJA D.O.O.

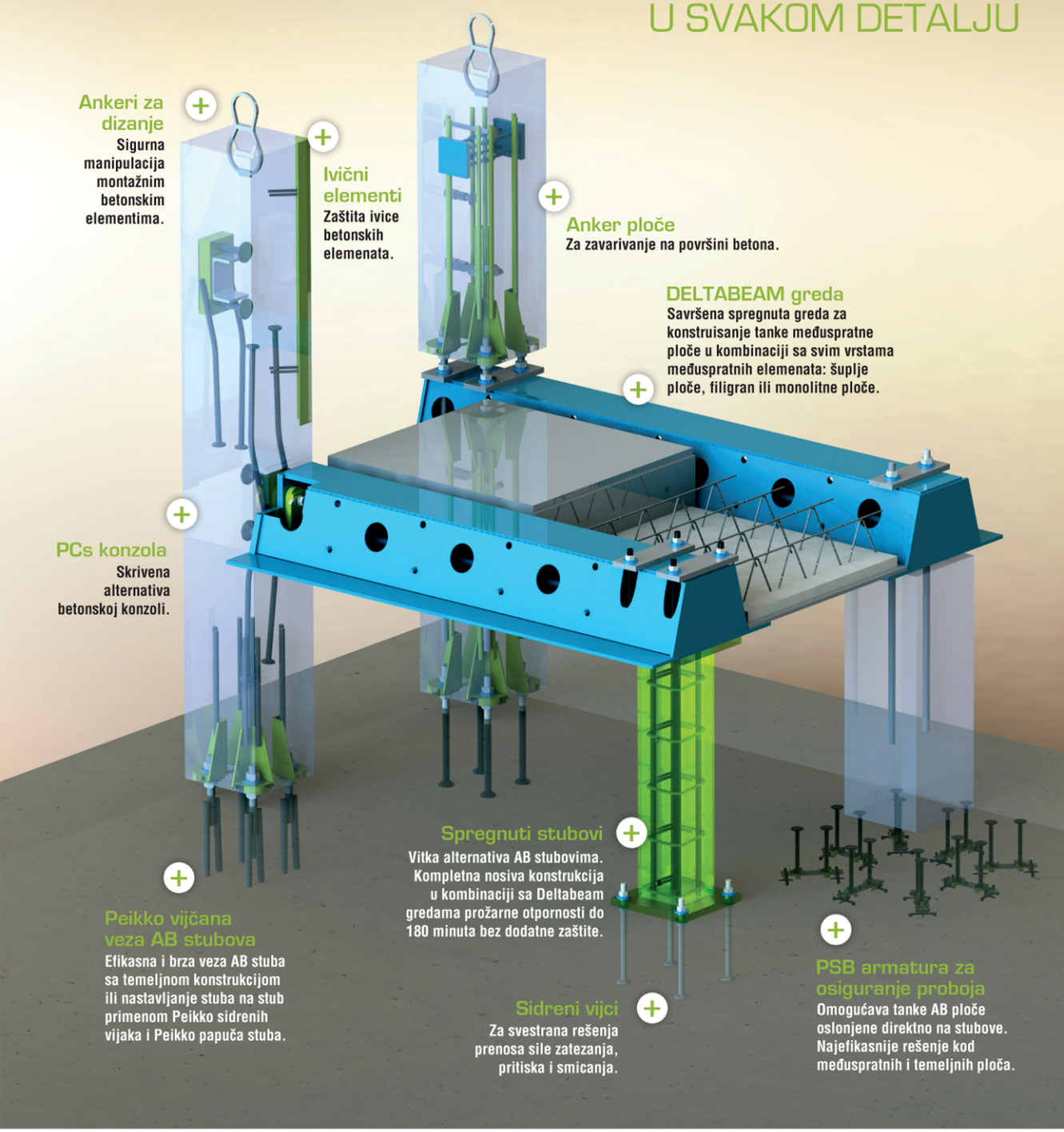
peikko group

50 years

1965-2015

SISTEMSKA REŠENJA KONSTRUKCIJE

U SVAKOM DETALJU



Ankeri za dizanje
Sigurna manipulacija montažnim betonskim elementima.

Ivični elementi
Zaštita ivice betonskih elemenata.

Anker ploče
Za zavarivanje na površini betona.

DELTABEAM greda
Savršena spregnuta greda za konstruisanje tanke međuspratne ploče u kombinaciji sa svim vrstama međuspratnih elemenata: šuplje ploče, filigran ili monolitne ploče.

PCs konzola
Skrivena alternativa betonskoj konzoli.

Spregnuti stubovi
Vitka alternativa AB stubovima. Kompletna nosiva konstrukcija u kombinaciji sa Deltabeam gredama prožarne otpornosti do 180 minuta bez dodatne zaštite.

Peikko vijčana veza AB stubova
Efikasna i brza veza AB stuba sa temeljnom konstrukcijom ili nastavljanje stuba na stub primenom Peikko sidrenih vijaka i Peikko papuča stuba.

Sidreni vijci
Za svestrana rešenja prenosa sile zatezanja, pritiska i smicanja.

PSB armatura za osiguranje proboja
Omogućava tanke AB ploče oslonjene direktno na stubove. Najefikasnije rešenje kod međuspratnih i temeljnih ploča.

SVE NA JEDNOM MESTU!

Postojanje i neprestano napredovanje kompanije *Put Inženjering* traje duže od dve decenije. Apsolutna posvećenost i predanost fer poslovanju vremenom su rezultirale proširenjem proizvodnog kapaciteta, poslovnim uspehom i ostvarivanjem jakih veza sa saradnicima i klijentima. Prisutni smo na građevinskom tržistu na poljima niskogradnje, visokogradnje i hidrogradnje. Imamo zaokruženu proizvodnju, od kamenoloma, preko fabrike betona do proizvodnje i montaže prefabrikovanih AB konstrukcija.

PROIZVODNJA BETONA:

- Dve stacionarne fabrike betona
- Mobilna baza

Ukupan kapacitet proizvodnje betona je 200 m^3/h

KAMENOLOM:

Proizvodnja kamenog agregata raznih frakcija. Kpacitet postrojenja je 300 t/h.

PROIZVODNJA PREFBRIKATA:

- AB montažne konstrukcije (temelji, čašice, stubovi, krovni nosači)
- Prednapregnute šuplje ploče
- Nosači za mostovske konstrukcije
- *Betonblock* kocke za izradu potpornih i pregradnih zidova
- *New Jersey* zaštitne ograde
- Betonska galanterija

VISOKOGRADNJA

- Proizvodnja i montaža prefabrikovanih betonskih konstrukcija
- Izrada temelja i temeljnih greda
- Obrada armature u sopstvenom armiračkom pogonu
- Izgradnja objekata po sistemu ključ u ruke

NISKOGRADNJA

- Sve vrste iskopa
- Ugradnja ivičnjaka, kanalica, raster ploča, behatona, rigolica
- Asfaltiranje
- Izgradnja mostova i propusta
- Izvođenje kanalizacionih mreža i kolektora
- Pobijanje *Larssen* talpi za obezbeđenje terena

TRANSPORT

- Automikseri za prevoz betona
- Kiperi
- Damperi za teške uslove rada
- Pumpe za beton
- Kamioni, tegljači i specijalne prikolice za transport vangabaritnog tereta težine do 60t
- Autodizalice nosivosti od 35,40 i 70 tona

Put Inženjering je na izgradnji koridora kroz Srbiju učestvovao kao izvođač radova na tunelima Predejane i Manojle, Bancarevo i Progon. Radovi su obuhvatali iskop tunela i ulaznih portala, izvoz materijala i osiguranje puteva *Larssen* talpama. Od maja 2012. god. isporučili smo oko 53000m^3 specijalnih vrsta betona za potrebe izgradnje tunela Bancarevo.

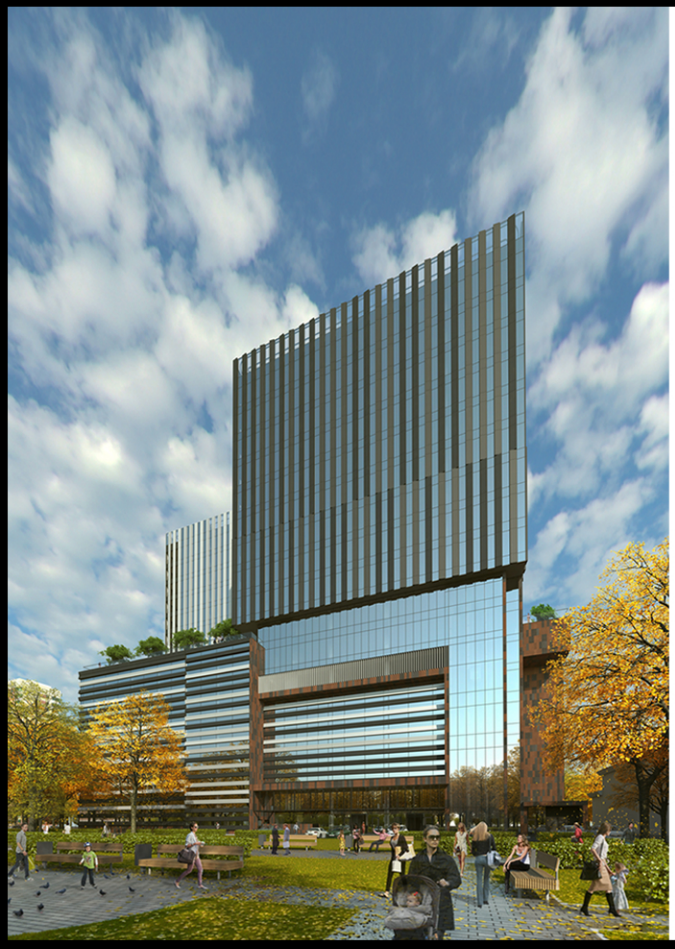
PUT INŽENJERING

Preduzeće za proizvodnju, niskogradnju i transport

Knjaževačka bb, 18000 Niš, Srbija

Tel. 018 215 355, 575 574; fax 018 576 600

www.putinzenjering.com



ЦЕНТРОПРОЈЕКТ

Захумска 26 11000 Београд Тел: +381 11 2422 318, Факс: +381 11 2404 645
Макензијева 51, 11000 Београд Тел: +381 11 2684 655, +381 11 2686 856 Факс: +381 11 2684 608
www: centroprojekt-doo.com Email: cp@centroprojekt-doo.com

Firma je izgradila visok renome i ime poznato stručnoj javnosti na izuzetnom kvalitetu svojih konstrukterskih rešenja. Ljudske resurse firme predstavljaju iskusni i mladi inženjeri, timski dobro organizovani i sposobni da odgovore na sve izazove, dajući inspirativna i precizna rešenja koja stvaraju razliku za naše klijente, korisnike i društvo u celini.

Oblasti u kojima se DEL ING naročito ističe su: mostogradnja, zgradarstvo, industrijsko građevinarstvo, upravljanje projektima, konsalting.

Zadovoljstvo naših partnera i klijenata koji nam se stalno vraćaju su naša najbolja preporuka.

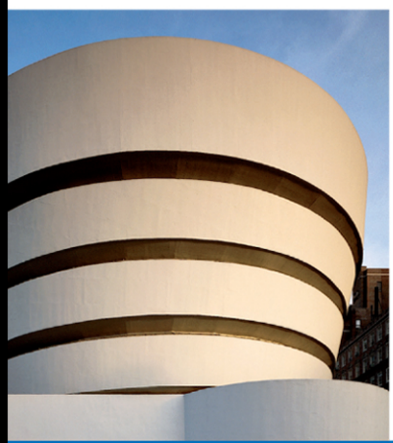
DEL ING

Sedište: 11070 Beograd, Ompladinskih brigada 43.
Poslovne prostorije: 11030 Beograd, Jastrebovljeva 25.
Tel/Fax: +381 11 3541573, +381 11 3549289
e-mail: office@deling.rs web: www.deling.rs

ENERGOPROJEKT ENTEL

Privrženost kvalitetu i kodeksima dobre poslovne prakse omogućili su da
ENERGOPROJEKT ENTEL već više od šest decenija bude sinonim
za pouzdanog i profesionalnog partnera u oblastima:
PROIZVODNJE I PRENOSA ELEKTRIČNE I TOPLOTNE ENERGIJE | OBNOVLJIVIH IZVORA ENERGIJE
PROIZVODNJE I TRANSPORTA PITKE VODE | TRETMANA OTPADNIH VODA
PRERADE I TRANSPORTA NAFTE I GASA
INFORMACIONIH I KOMUNIKACIONIH TEHNOLOGIJA
ZAŠTITE ŽIVOTNE SREDINE

Naše poslovne aktivnosti sprovodimo uvek u skladu sa najvišim standardima savremenog inženjerstva, rukovodeći se korporativnim sloganom
UVEK MEĐU NAJBOLJIMA



MI SMO MAPEI. GRADIMO BUDUĆNOST VEĆ 80 GODINA.

Osnovana 1937, kompanija **Mapei** je proslavila važan jubilej prošle godine: **80 godina** profesionalizma i stručnosti u građevinskoj industriji. Od **najsavremenijih arhitektonskih kompleksa** i projekata najveće tehničke složenosti do **velikih javnih radova** i **sportskih objekata**, od najprestižnijih **muzeja** do **graditeljskog nasleđa**, od infrastrukture do domova u kojima živimo, Mapei materijali sreću se na gotovo **svim najvećim i najpoznatijim projektima današnjice.**

www.mapei.rs

MAPEI®

PIRAMIDA

... drvene konstrukcije velikih raspona
t. 022 639 205 f. 022 611 081
e. sm.piramida@neobee.net
web. www.piramidasm.rs

asaibelik D.O.O.

ISOQAR REGISTERED

UKAS MANAGEMENT SYSTEMS

ISO 9001; ISO 14001; OHSAS 18001

ASA IBELIK D.O.O.
Milana Rakića br. 48
11000 Beograd
011/3830-953
011/3830-954
mail: office@asaibelik.rs
PIB: 104842335
MB: 20250151

asmec consultants d.o.o.
CONSULTING ENGINEERS AND PROJECT MANAGERS

Kontakt

Asmec Consultants d.o.o
Višnjićeva 19
11000, Beograd, Srbija
tel: +381-11-3284046
www.asmecbg.com

Kompanija DNEC je osnovana sa ciljem da pruži specijalističke projektantske usluge u oblasti građevinarstva kao i opšte konsultantske usluge.

- Projektovanje konstrukcija u zgradarstvu
- Projektovanje mostova
- Projektovanje konstrukcija u niskogradnji i infrastrukturi
- Konsultantske usluge iz oblasti inžinjeringa
- Tehnička podrška i nadzor tokom izvođenja projekta
- Procena trenutnog stanja i sanacija konstrukcije
- Rehabilitacija i ojačavanje postojećih konstrukcija

DNEC
www.dnec.com

exbc
STRUCTURAL STEEL

PROJEKTOVANJE, PROIZVODNJA I MONTAŽA ČELIČNIH KONSTRUKCIJA

Beograd
Jurija Gagarina 32A/III
tel./fax: +381 11 2284 200

Novi Sad
Bulevar Jovana Dučića 33/III
tel./fax: +381 21 6319 780

info@exbc.rs
www.exbc.rs

KOLAREVIĆ

Mi poznajemo tajnu drveta...

www.kolarevic.co.rs

Metal cinkara

TOPLO CINKOVANJE ČELIČNIH KONSTRUKCIJA

"Metal-cinkara" d.o.o.

Vojvode Putnika bb

22320 Inđija, Srbija

Telefon: 022/215 00 60, 063/381910

Mail: prodaja@metalcinkara.co.rs

BUILDING TRUST

STRUČNOST KOJOJ MOŽETE DA VERUJETE

Kompanija Sika nudi stručne savete i podršku klijentima, od koncepta, preko dizajna i detalja, do praktične primene i uspešne instalacije na gradilištu.

Sika vam pruža sveobuhvatna saznanja kroz najsavremeniju tehničku stručnost i globalno praktično iskustvo u primeni gotovih, pripremljenih rešenja za repariranje, poboljšanje i ojačanje postojećih građevinskih konstrukcija.

To podrazumeva potpuno kompatibilne proizvode i integrisane sisteme koji odgovaraju potrebama gotovo svakog projekta, a čiji je kvalitet dokazan na velikim i malim projektima širom sveta u tradiciji dugoj preko 100 godina.

ŠIDPROJEKT

ДРУШТВО ЗА ПРОЈЕКТОВАЊЕ И ИНЖЕЊЕРИНГ

EN ISO 9001:2015
EN ISO 14001:2015
BS OHSAS 18001:2007
ISO/IEC 27001:2013
EN ISO 50001:2011
Сертификован од: TÜV NORD

- ПРОЈЕКТОВАЊЕ
- ТЕХНИЧКА КОНТРОЛА ПРОЈЕКТНЕ ДОКУМЕНТАЦИЈЕ
- СТРУЧНИ НАДЗОР
- ТЕХНИЧКИ ПРЕГЛЕД
- ИЗДАВАЊЕ ЕН.ПАСОША
- ИЗРАДА СТУДИЈА
- ЛЕГАЛИЗАЦИЈА ОБЈЕКАТА
- ИНЖЕЊЕРИНГ
- КОНСАЛТИНГ

Кнеза Милоша 2
22240 Шид
tel.: +381 22 712 044
+381 22 712 004
fax: +381 22 716 020
e-mail: office@sidprojekt.rs
www.sidprojekt.rs

39 година линијама успеха

ДГКС
Друштво грађевинских конструктера Србије

ASES
Association of Structural Engineers of Serbia