Društvo građevinskih konstruktera Srbije

SIMPOZIJUM 2020

13-15. maj 2021- ARANĐELOVAC

ZBORNIK RADOVA SA NACIONALNOG SIMPOZIJUMA DGKS

ДГКС ASES

U SARADNJI SA

Република Србија
Министарство
просвете, науке и
технолошког развоја

POKROVITELJ

PLATINASTI SPONZORI

ZLATNI SPONZORI

CIP - Каталогизација у публикацији
Народна библиотека Србије, Београд

624(082)(0.034.2)
69(082)(0.034.2)

ДРУШТВО грађевинских конструктера Србије. Симпозијум 2020 (2021 ; Аранђеловац)
Zbornik radova sa Nacionalnog simpozijuma DGKS [Elektronski izvor] / Društvo građevinskih konstruktera Srbije, Simpozijum 2020, 13-15. maj 2021, Aranđelovac ; [urednici Zlatko Marković, Ivan Ignjatović, Boško Stevanović]. - Beograd : Univerzitet, Građevinski fakultet : Društvo građevinskih konstruktera Srbije, 2021 (Aranđelovac : Grafopak). - 1 USB fleš memorija ; 5 x 2 x 1 cm

Sistemski zahtevi: Nisu navedeni. - Nasl. sa naslovne strane dokumenta. - Radovi na srp. i engl. jeziku. - Tiraž 200. - Bibliografija uz svaki rad. - Summaries.

ISBN 978-86-7518-211-5 (GF)

a) Грађевинарство -- Зборници
COBISS.SR-ID 37696777

Izdavač: **Univerzitet u Beogradu Građevinski fakultet**
Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73/I
Suizdvač: **Društvo građevinskih konstruktera Srbije**
Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73

Urednici: prof. dr Zlatko Marković
v.prof. dr Ivan Ignjatović
prof. dr Boško Stevanović

Tehnički urednik: v.prof. dr Jelena Dobrić

Tehnička priprema: doc. dr Nina Gluhović
doc. dr Marija Todorović
Isidora Jakovljević

Gafički dizajn: Tijana Stevanović

Dizajn korica: Tijana Stevanović

Štampa: Grafopak, Aranđelovac

Tiraž: 200 primeraka

Beograd, maj 2021.

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 Simpozijuma:

prof. dr Zlatko MARKOVIĆ, predsednik,
Lazar MARKOVIĆ, potpredsednik,
v.prof. dr Ivan IGNJATOVIĆ, generalni sekretar,
prof. dr Boško STEVANOVIĆ, sekretar,
prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, član Predsedništva,
prof. dr Dragoslav STOJIĆ, član Predsedništva,
v.prof. dr Danijel KUKARAS, član Predsedništva,
v.prof. dr Marija NEFOVSKA-DANILOVIĆ, član Predsedništva,
v.prof. dr Branko MILOSAVLJEVIĆ, član Predsedništva,
v.prof. dr Jelena DOBRIĆ,
doc. dr Selimir LELOVIĆ, član Predsedništva,
doc. dr Milan SPREMIĆ,
doc. dr Nenad FRIC,
doc. dr Marija TODOROVIĆ,
doc. dr Nina GLUHOVIĆ,
doc. dr Igor DŽOLEV,
Dimitrije ALEKSIĆ, član Predsedništva,
Milan GRČIĆ, član Predsedništva,
Branko KNEŽEVIĆ, član Predsedništva,
Miroslav MIHAJLOVIĆ, član Predsedništva,
Đorđe PAVKOV, član Predsedništva,
Darko POPOVIĆ, član Predsedništva,
Duško TOMIĆ, član Predsedništva,
Vedran CAREVIĆ,
Nikola RAJIĆ,
Vladimir ŽIVALJEVIĆ,
Dragan MANOJLOVIĆ.

Naučni odbor Simpozijuma:

prof. dr Mark ALEXANDER (Južnoafrička Republika),
prof. dr Dubravka BJEGOVIĆ (Hrvatska),
prof. dr Svetlana BRZEV (Kanada),
prof. dr Meri CVETKOVSKA (Severna Makedonija),
v. prof. dr Jelena DOBRIĆ (Srbija),
prof. dr Radomir FOLIĆ (Srbija),
prof. dr Leroy GARDNER (Engleska),
dr Dick HORDIJK (Holandija),
v. prof. dr Ivan IGNJATOVIĆ (Srbija),
prof. dr Tatjana ISAKOVIĆ (Slovenija),
prof. dr Miloš KNEŽEVIĆ (Crna Gora),
prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ (Srbija),
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 (Severna Makedonija),
v. prof. dr Branko MILOSAVLJEVIĆ (Srbija).
prof. dr Primož MOŽE (Slovenija),
v. prof. dr Marija NEFOVSKA-DANILOVIĆ (Srbija),
prof. dr Radenko PEJOVIĆ (Crna Gora),
prof. dr Mira PETRONIJEVIĆ (Srbija),
prof. dr Vlastimir RADONJANIN (Srbija),
prof. dr Boško STEVANOVIĆ (Srbija),
prof. dr Dragoslav STOJIĆ (Srbija),
prof. dr Milan VELJKOVIĆ (Holandija),
prof. dr Mirjana VUKIĆEVIĆ (Srbija),
v. prof. dr Zlatko ZAFIROVSKI (Severna Makedonija),
prof. dr František WALD (Češka Republika),

SIMPOZIJUM JE ORGANIZOVAN U SARADNJI SA:

GRAĐEVINSKIM FAKULTETOM UNIVERZITETA U BEOGRADU

FAKULTETOM TEHNIČKIH NAUKA UNIVERZITETA U NOVOM SADU.

POKROVITELJ SIMPOZIJUMA:

INŽENJERSKA KOMORA SRBIJE

ORGANIZACIJU SKUPA FINANSIJSKI PODRŽALO:

MINISTARSTVO NAUKE, PROSVETE I TEHNOLOŠKOG RAZVOJA REPUBLIKE SRBIJE

SPONZORI SIMPOZIJUMA:

Platinasti sponzori:

ŠIRBEGOVIĆ Inženjering, Gračanica, BiH
PUT-INŽENJERING d.o.o. Niš
METAL-CINKARA d.o.o. Inđija
BALDINISTUDIO INTERNATIONAL d.o.o. Novi Sad
STRABAG d.o.o., Beograd
DELTA REAL ESTATE d.o.o. Novi Beograd

Zlatni sponzori:

PERI-OPLATE d.o.o. Šimanovci
PROCLUB d.o.o. Beograd
DNEC d.o.o. Beograd
MORAVACEM d.o.o. Popovac
ARMONT d.o.o. Beograd
MG PRECAST d.o.o. Inđija
GENERALI OSIGURANJE SRBIJA a.d. Beograd

Srebrni sponzori:

CENROPROJEKT d.o.o. Beograd
ENERGOPROJEKT ENTEL a.d. Beograd

Bronzani sponzori:

ŠIDPROJEKT d.o.o. Šid
ČELIKINVEST d.o.o. Beograd
PIRAMIDA d.o.o. Sremska Mitrovica
KOLAREVIĆ d.o.o. Pojate
DEL ING d.o.o. Beograd
NORTH ENGINEERING d.o.o. Subotica
ASMEC CONSULTANTS d.o.o. Beograd
ADING d.o.o., Beograd

DOSADAŠNJI KONGRESI, SIMPOZIJUMI I SAVETOVANJA

PRVO SAVETOVANJE
JUGOSLOVENSKIH INŽENJERA KONSTRUKTERA
ZAGREB, decembar 1953. godine

DRUGI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
OPATIJA, maj 1958. godine

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. godine

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. godine

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. godine

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. godine

ŠESTI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
BLED, septembar 1978. godine

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. godine

Na Skupštini održanoj maja 1980. godine *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

Za predsednika i potpredsednika SDGKJ za naredni jednogodišnji mandat izabrani su:

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. godine

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. godine

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. godine

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:	doc. 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. godine

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:	doc. dr Jure RADIĆ, dipl.inž.građ, Zagreb

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

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:	doc. 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. godine

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

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

Na Skupštini JDGK, održanoj juna 1998. godine *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. godine

Na Skupštini JDGK, održanoj 2. novembra 2000. godine *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. godine *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. godine

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. godine

Na Skupštini JDGK, održanoj 27. septembra 2006. godine *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 Mirko AĆIĆ, dipl.građ.inž.
prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.građ.inž.
prof. dr Radenko PEJOVIĆ, dipl.građ.inž.
prof. dr Trifun PASKALOV , dipl.građ.inž.
Mr Vidoja ZELENOVIĆ, 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. godine

Na Skupštini DGKS, održanoj 22. septembra 2010. godine 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 počasni član DGKS:
Prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ.

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

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. godine

Na Skupštini DGKS, održanoj 24. septembra 2014. godine 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.

SIMPOZIJUM 2016
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
ZLATIBOR, 15-17. septembar 2016. godine

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

Nije bilo izbora za zaslužne i počasne članove Društva.

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

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).

PETNAESTI KONGRES
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
ZLATIBOR, 6-8. septembar 2018.

Na Skupštini DGKS, održanoj 07. septembra 2018. na Zlatiboru izabrano je novo Predsedništvo i Nadzorni odbor DGKS, u sledećem sastavu:

Predsednik:	prof. dr Zlatko MARKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik:	Lazar MARKOVIĆ, dipl.građ.inž, Subotica
Generalni sekretar:	doc. dr Ivan IGNJATOVIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
Sekretar:	prof. dr Boško STEVANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Članovi predsedništva:	prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.građ.inž, Novi Sad
	prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.građ.inž, Niš
	prof. dr Danijel KUKARAS, dipl.građ.inž, Subotica
	v. prof. dr Marija NEFOVSKA-DANILOVIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	doc. dr Branko MILOSAVLJEVIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	doc. dr Selimir LELOVIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	Branko KNEŽEVIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	Đorđe PAVKOV, dipl.građ.inž, Novi Sad
	Duško TOMIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	Dimitrije ALEKSIĆ, dipl.građ.inž, Beograd

	Milan GRČIĆ, dipl.građ.inž, Šid
	Darko POPOVIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	Miroslav MIHAJLOVIĆ, dipl.građ.inž, Paraćin
Članovi Nadzornog odbora:	doc. dr Predrag BLAGOJEVIĆ, dipl.građ.inž, Niš
	doc. dr Jelena DOBRIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	Vojin ZAJIĆ, dipl.građ.inž, Beograd

Nije bilo izbora za zaslužne i počasne članove Društva.

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. godine

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

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. godine

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. godine -

ZLATKO KOSTRENČIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

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

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. godine

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. godine -

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 dr,
diplomirani građevinski inženjer

2010.

DANILO DRAGOJEVIĆ
diplomirani građevinski inženjer

VUKAN NJAGULJ
diplomirani građevinski inženjer

2012.

LJUBOMIR VLAJIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

2014.

ŠERIF DUNICA
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

2016.

VANJA ALENDAR
diplomirani građevinski inženjer

SLOBODAN CVETKOVIĆ
diplomirani građevinski inženjer

2018.

DEJAN BAJIĆ
profesor dr, Predsednik DGKS od 2006. do 2010. godine,
diplomirani građevinski inženjer

2020.

DUŠAN NAJDANOVIĆ
profesor dr,
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.

Projektanti 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 ARMIRANO-BETONSKIH 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 projektovanja i izvođenja konstrukcija:

ČELIČNA KONSTRUKCIJA ŽELEZNIČKOG MOSTA PREKO VELIKE MORAVE U ĆUPRIJI

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

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.

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.

2016. i 2017.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

POSLOVNI KOMPLEKS “SIRIUS” U BLOKU 43 NA NOVOM BEOGRADU

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

PROJEKAT KONSTRUKCIJE POSLOVNOG OBJEKTA U RAJIĆEVOJ

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.
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 Marjanović, dipl.inž.građ.

2018. i 2019.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

ŽELEZNIČKO-DRUMSKI MOST PREKO DUNAVA U NOVOM SADU

Projektanti:
Aleksandar Bojović, dipl.građ.inž.
prof. dr Zlatko Marković, dipl.građ.inž.
Dimitrije Aleksić, dipl.građ.inž.
dr Marko Pavlović, dipl.građ.inž.
Novak Novaković, dipl.građ.inž.
doc. dr Milan Spremić, dipl.građ.inž.
Uroš Kostić, dipl.građ.inž.
Boško Janjušević, dipl.građ.inž.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „INOVATIVNI SISTEM ZA SEIZMIČKI OTPORNU ZIDANU ISPUNU U ARMIRANOBETONSKIM RAMOVSKIM KONSTRUKCIJAMA“

dr Marko Marinković, dipl.građ.inž.

DOKTORSKA DISERTACIJA „PONAŠANJE SMIČUĆIH SPOJEVA IZVEDENIH MOŽDANICIMA SA EKSERIMA SA EKSPLOZIVNIM UPUCAVANJEM“

dr Nina Gluhović, dipl.građ.inž.

DOKTORSKA DISERTACIJA „GRANIČNA NOSIVOST ARMIRANOBETONSKIH GREDNIH NOSAČA OD BETONA SA VELIKIM SADRŽAJEM LETEĆEG PEPELA“

dr Jelena Dragaš, dipl.građ.inž.

SADRŽAJ

PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU DUŠANU NAJDANOVIĆU, DIPL.INŽ. 1

P-1 *Aleksandar Bojović, Zlatko Marković, Dimitrije Aleksić, Marko Pavlović, Novak Novaković, Milan Spremić, Uroš Kostić, Boško Janjušević* - ŽELEZNIČKO-DRUMSKI MOST PREKO DUNAVA U NOVOM SADU – SVETSKI REKORD RASPONA IZ SRBIJE 5

P-2 *Marko Marinković* - INOVATIVNI SISTEM ZA SEIZMIČKI OTPORNU ZIDANU ISPUNU U ARMIRANOBETONSKIM RAMOVSKIM KONSTRUKCIJAMA 15

P-3 *Nina Gluhović* - BEHAVIOUR OF SHEAR CONNECTIONS REALISED BY CONNECTORS FASTENED WITH CARTRIDGE FIRED PINS 27

P-4 *Jelena Dragaš, Snežana Marinković* - EXPERIMENTAL TESTING OF HIGH VOLUME FLY ASH CONCRETE STRUCTURAL APPLICATION 37

U-1 *Leroy Gardner, Fiona Walport* - DESIGN OF METAL STRUCTURES BY ADVANCED INELASTIC ANALYSIS WITH STRAIN LIMITS 47

U-2 *Dick Hordijk* - A REDUCED STRUCTURAL SAFETY DISCOVERED! AND THEN? 59

U-3 *Tatjana Isaković* - NOVA GENERACIJA EVROKOD STANDARDA SA POSEBNIM OSVRTOM NA STANDARD EVROKOD 8 74

U-4 *Mark Alexander* - DURABILITY AND SERVICE LIFE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES 85

U-5 *Milan Veljkovic, Mäel Couchaux, Ana M. Girão Coelho, Primož Može, Aurel Stratan, František Wald* - DESIGN OF JOINTS - A SHORT REVIEW OF prEN 1993-1-8:2021 REVISION 100

U-6 *Marjan Pipenbaher* - PELJEŠAC BRIDGE, CROATIA – DESIGN AND CONSTRUCTION 111

S-1 *Jelena Ristić, Miloš Vučinić, Danilo Ristić, Milutin Vučinić* - NEKA UPOREĐENJA KONVENCIONALNOG I SEIZMIČKI IZOLOVANOG OBJEKTA 123

S-2 *Ivan Dimitrov, Golubka Nechevska Cvetanovska* - UTICAJ FLEKSIBILNOG SPRATA NA AB ZGRADE PRI DEJSTVU ZEMJOTRESA 135

S-3 *Marta Šavor Novak, Mario Uroš, Josip Atalić, Marija Demšić, Maja Baniček* - ZEMLJOTRES U ZAGREBU 22. MARTA 2020. GODINE 145

S-4 *Ivan Milićević, Marko Marinković, Nikola Blagojević, Svetlana Nikolić-Brzev* - PONAŠANJE AB RAMOVA TOKOM ZEMLJOTRESA U ALBANIJI 26.11.2019: UTICAJ NEREGULARNOSTI I NAČINA ARMIRANJA 155

S-5 *Dušan Spasijević* - OCENA SEIZMIČKE OTPORNOSTI VIŠESPRATNIH ARMIRANO BETONSKIH RAMOVA PRIMENOM NELINEARNE STATIČKE PUSHOVER ANALIZE 165

S-6 *Marta Šavor Novak, Mario Uroš, Josip Atalić, Marija Demšić, Maja Baniček* - POTRES U ZAGREBU 22. OŽUJKA 2020. GODINE 175

S-7 *Svetlana Ristić, Mladen Milićević, Nemanja Miljković, Darko Popović, Vanja Alendar* - TESTIRANJE ŠIPOVA I IZVOĐENJE TEMELJA KULE BEOGRAD 185

S-8 *Svetlana Ristić, Mladen Milićević, Nemanja Miljković, Darko Popović, Vanja Alendar* - SPECIFICNOSTI PROJEKTOVANJA TEMELJA KULE BEOGRAD 197

S-9 *Miloš Lazović, Marija Lazović Radovanović, Janko Radovanović* - OJAČANJE I SANACIJA ELEMENATA TEMELJNE KONSTRUKCIJE DISTRIBUTIVNOG CENTRA ''UNIVEREXPORT'' 208

S-10 *Ksenija Tešić, Snežana Marinković, Aleksandar Savić* - UTICAJ ZAMENE CEMENTA KREČNJAČKIM FILEROM NA SVOJSTVA BETONA 218

S-11 *Luka Stanojević, Miroslav Ćirović, Aleksandar Radević* - KARAKTERISTIKE BETONA SA DELIMIČNOM ZAMENOM PRIRODNOG AGREGATA STRUGANIM ASFALTOM 228

S-12 *Stefan Mitrović, Dragana Popović, Miroslav Tepavčević, Dimitrije Zakić* - FIZIČKO-MEHANIČKA SVOJSTVA BETONA VISOKIH ČVRSTOĆA OJAČANIH ČELIČNIM VLAKNIMA (UHPSFRC) 238

S-13 *Ksenija Tešić, Suzana Ereiz, Ana Baričević, Marijana Serdar, Marko Bartolac, Ivan Duvnjak* - AUTONOMNI SISTEMI ZA PREGLED MOSTOVA 250

S-14 *Novak Novaković, Nemanja Kozarac, Milan Pandrc, Sima Nikolić* - ANALIZA NOSIVOSTI I PREDLOG MERA ZA OJAČANJE ŽELEZNIČKIH MOSTOVA NA PRUZI RAKOVICA – V. PLANA 259

S-15 *Radovan Cvetković, Dragoslav Stojić, Nemanja Marković, Stefan Conić* - POSTOJEĆE STANJE NOSEĆE DRVENE KONSTRUKCIJE ANEKSA POKRIVENIH PLIVAČKIH BAZENA U KRUŠEVCU SA PREDLOGOM MERA REKONSTRUKCIJE 271

S-16 *Ivan Ignjatović, Drago Ostojić, Nikola Muravljov* - PROCENA STANJA KONSTRUKCIJE NAKON POŽARA SA MERAMA SANACIJE I REALIZACIJA REŠENJA 279

S-17 *Zafirovski Zlatko, Uzunov Nikola* - SANACIJA HIDRO-TEHNIČKOG TUNELA SASA, PRIMENOM TEHNOLOGIJE I MATERIJLA PREMA STANDARDU EN1504 287

S-18 *Radenko Pejović, Jelena Pejovic* - REKONSTRUKCIJA MOSTA PREKO RIJEKE LJUČE U OPŠTINI GUSINJE 295

S-19 *Mihajlo Ristić* - IZGRADNJA TRŽNOG CENTRA ADA MALL 303

S-20 *Anđela Jašović, Zlatko Zafirovski* - VREDNOVANJE VARIJANTNIH RJEŠENJA I METODE OPTIMIZACIJE ŽELJEZNIČKE TRASE..... 313

S-21 *Miloš Debeljković, Jelena Radulović* - PROJEKAT SKLADIŠTENJA KOKSA, DEO POSTROJENJA ZA ODLOŽENO KOKSOVANJE (DCU), RN PANČEVO (NIS) 323

S-22 *Krstan Laketić, Danijel Kukaras* - KROVNA KONSTRUKCIJA STADIONSKIH TRIBINA FUDBALSKOG KLUBA TSC U BAČKOJ TOPOLI 333

S-23 *Faris Trešnjo, Azra Mahinić, Suad Špago* - IDEJNO RJEŠENJE BUJIČNE PREGRADE NA POTOKU ZABRUŠA 343

S-24 *Novak Novaković, Vukan Njagulj, Milan Pandrc* - DRUMSKI MOST PREKO PODVRŠKE REKE – PRERAČUN I OJAČANJE STARIH MONTAŽNIH NOSAČA 351

S-25 *Nenad Simić, Dražen Balažević, Vedran Marković, Zoran Petrović* - PROJEKTOVANJE I IZGRADNJA PROIZVODNOG OBJEKTA SA ADMINISTRATIVNOM ZGRADOM I PRATEĆIM OBJEKTIMA \"BOYSEN\" - SUBOTICA 361

S-26 *Dragoslav Tošić* - KONSTRUKCIJA SEMAFORA NA STADIONIMA FUDBALSKIH KLUBOVA "CRVENA ZVEZDA" I "PARTIZAN" 371

S-27 *Dragan Lukć, Zoran Stanojević, Aleksandar Stanojković, Mladen Rosić* - OSIGURANJE TEMELJNE JAME OBJEKTA U ULICI VOJVODE HRVOJA U BEOGRADU 379

S-28 *Đorđe Đokić, Aljoša Filipović, Nenad Fric* - UTICAJ PODUŽNOG KROVNOG SPREGA NA DUŽINU IZVIJANJA GLAVNIH STUBOVA INDUSTRIJSKE HALE 389

S-29 *Adam Ramoul, Milan Spremić* - VIBRACIJE KAO GRANIČNO STANJE UPOTREBLJIVOSTI PEŠAČKIH MOSTOVA 397

S-30 *Uroš Mirković, Slobodan Radovanović, Nikola Divac, Snežana Vulović* - UTICAJ ZAVESE I DRENAŽNIH BUŠOTINA NA FILTRACIONU SLIKU U TEMELJNOJ SPOJNICI GRAVITACIONIH BRANA 407

S-31 *Uroš Mirković, Vladan Kuzmanović, Goran Todorović* - TERMIČKA ANALIZA GRAVITACIONE BETONSKE BRANE U FAZI IZGRADNJE I EKSPLOATACIJE 416

S-32 *Uroš Mirković, Vladan Kuzmanović* - PRORAČUN TERMIČKIH NAPONA GRAVITACIONE BETONSKE BRANE U FAZI IZGRADNJE I EKSPLOATACIJE 426

S-33 *Faris Trešnjo, Azra Mahinić* - PRIMJENA METODE PRITISNUTIH ŠTAPOVA I ZATEGA NA VISOKOSTIJENOM NOSAČU 436

S-34 *Petar Subotić, Duško Lučić* - PREGLED METODA ZA ODREĐIVANJE PRORAČUNSKOG OPSEGA NAPONA PREMA EN 1993-1-9 448

S-35 *Nikola Božović, Jovana Ivanović, Olga Đurić-Perić* - METODOLOGIJA PRORAČUNA ANKERA PREMA EN1992-4 SA OSVRTOM NA STARE SRPS PROPISE 454

S-36 *Snežana Mašović, Nenad Pecić, Saša Stošić, Dragan Mašović* - NOVI PROPISI ZA SAOBRAĆAJNA OPTEREĆENJA DRUMSKIH MOSTOVA 464

S-37 *Zlatko Marković, Jelena Dobrić, Milan Spremić* - NOVA GENERACIJA EVROKODA 3 – NAJVAŽNIJE IZMENE 474

S-38 *Jelena Skoković* - U KORAK SA DRUGOM GENERACIJOM EVROKODOVA – DOSADAŠNJA ISKUSTVA I PROJEKCIJE..... 484

S-39 *Nemanja Jakovljević, Ivan Milićević, Branko Milosavljević* - ANALIZA RAZLIČITIH MODELA UTEZANJA AB ZIDOVA SLOŽENIH POPREČNIH PRESEKA PREMA EVROKODU 8..... 492

S-40 *Mladena Luković, Zhekang Huang and Dick Hordijk* - DUKTILAN BETON (SHCC) ZA KONTROLISANJE ŠIRINE PRSLINA U ARMIRANOBETONSKIM GREDAMA 504

S-41 *Aljoša Filipović, Jelena Dobrić, Dragan Blagojević, Mileva Samardžić – Petrović, Dragan Buđevac, Zlatko Marković* - POČETNE IMPERFEKCIJEA STUBOVA RAVNOKRAKOG L POPREČNOG PRESEKA OD NERĐAJUĆEG ČELIKA 513

S-42 *Zoran Mišković, Siniša Savatović, Marko Popović, Marina Latinović* - ODREĐIVANJE PRIGUŠENJA I MODALNIH KARAKTERISTIKA MODELA NOSAČA PRIMENOM WAVELT TRANSFORMACIJE..... 523

S-43 *Abel Duran* - UTICAJ COVID-19 NA ODŠTETNE ZAHTEVE ZA PRODUŽETAK ROKA I DODATNA PLAĆANJA U FIDIC USLOVIMA UGOVORA 532

S-44 *Abel Duran, Nataša Praščević* - ALOKACIJA I IZBOR MEHANIZACIJE ZA BETONSKE RADOVE KORIŠĆENJEM FUZZY LINEARNOG PROGRAMIRANJA 538

ДГКС ASES

DOBITNICI PRIZNANJA DGKS

ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU U 2020. GODINI

PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU DR DUŠANU NAJDANOVIĆU, DIPL.INŽ.

Rođen je 1949. u Sarajevu. Osnovnu školu i gimnaziju završio je u Beogradu 1967., a diplomirao je 1973. na Odseku za konstrukcije Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu (GFUB). Magistrirao je na istom fakultetu 1982., a doktorsku disertaciju pod nazivom "Contribution à la vérification de l'état d'utilisation des colonnes sous déformations imposées" je odbranio juna 1987. na Ecole Polytechnique Fédérale (E.P.F.L.) u Lozani, Švajcarska, kod mentora prof. R. Favra. Za svoj magistarski rad nagrađen je Oktobarskom nagradom grada Beograda 1982. godine. Odmah posle diplomiranja zaposlio se na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu, najpre kao asistent-pripravnik, a zatim od 1984. kao asistent na grupi predmeta Betonske konstrukcije. Za docenta je izabran 1988, za vanrednog profesora 1994, a za redovnog profesora 2003. godine.

Dušan Najdanović je bio upravnik Instituta za materijale i konstrukcije IMK GFUB (2000-2012), predsednik Saveta GFUB (2010-2012), dekan GFUB (2012-2014) i član Saveta BU od 2010-2012. Redovni je član Akademije inženjerskih nauka Srbije (AINS).

Nastavna, naučna i stručna karijera

U nastavnoj aktivnosti, posle održavanja vežbi na fakultetu u Beogradu i povremeno na fakultetima u Novom Sadu, Subotici i Lozani, od 1988. je držao predavanja na grupi predmeta Betonskih konstrukcija na GFUB. Bio je član u oko 400 komisija za pregled, ocenu i odbranu diplomskih radova studenata, a kao mentor u preko 180 odbranjenih diplomskih i 50 master radova iz oblasti Betonskih konstrukcija. Bio je mentor doktorske disertacije i dve magistarske teze. Takođe je bio član komisije za odbranu pet doktorskih i šest magistarskih radova. Autor je jednog udžbenika "Betonske konstrukcije" (šest izdanja) i koautor je Priručnika za proračun armiranobetonskih preseka, Zbirke ispitnih zadataka i Skripti za vežbanje iz prednapregnutog betona. Bio je recenzent više univerzitetskih udžbenika i naučnih monografija.

Njegovi naučni radovi se odnose na oblast armiranobetonskih i prethodno napregnutih konstrukcija. Iz ove oblasti je objavio dva rada u međunarodnim monografijama, tri rada u naučnim časopisima međunarodnog značaja, četiri predavanja po pozivu sa međunarodnih skupova, u zbornicima međunarodnih naučnih skupova ima 12 saopštenja štampana u celini, autor je jedne monografije i poglavlja u četiri monografije nacionalnog značaja, ima tridesetjedno saopštenje sa skupova nacionalnog značaja i osam radova u časopisima. Učesnik je u 9 projekata Ministarstva za nauku. Održao je predavanja po pozivu na međunarodnim konferencijama i bio je član Naučnog odbora na većem broju nacionalnih i međunarodnih skupova. Bio je potpredsednik Matičnog naučnog odbora za saobraćaj, građevinarstvo i urbanizam Ministarstva za nauku i tehnološki razvoj Republike Srbije, 2006-10. U okviru međunarodne saradnje više puta je boravio na E.P.F.L., Švajcarska, 1979-87, gde je u toku 1981-82. obavljao rad u laboratorijama na eksperimentalnom delu svoje doktorske teze.

Studijski boravak od tri meseca je obavio u Parizu 1995. u S.E.T.R.A. i u laboratorijama za ispitivanje svežeg i očvrslog betona C.E.B.T.P. u Saint - Rémy lès Chevreuse, Francuska.

U inženjersko stručnom radu istakao se kao projektant, ekspert ili kolsutant pri projektovanju novih, rekonstrukcijama i sanacijama postojećih armiranbetonskih ili prethodnonapregnutih konstrukcija. Ova delatnost obuhvata izradu niza studija, ekspertiza, sanacija, ali i izradu preko 160 idejnih i glavnih projekata konstrukcija javnih, poslovnih, industrijskih i infrastrukturnih objekata u zemlji i inostranstvu. Tehničkih kontrola i revizija projekata je bilo oko 200. Od toga, treba navesti da je bio predsednik komisije za vršenje tehničke kontrole projekata izuzetnih objekata: sanacije mosta "Gazela" i 18 pristupnih konstrukcija u Beogradu, idejnih i glavnih projekata novog mosta "Beška" na Dunavu, glavnog projekta "Mosta preko Ade" i pristupnih konstrukcija u Beogradu, hidro elektrane "Arilje" vodoprivrednog i energetskog sistema "Rzav" i član komisije za Tehnički prijem Hidroenergetskog i plovidbenog sistema "Đerdap 2" na Dunavu. Projektant je podzemne retenzije na Novom Beogradu (60.000 m3) i koautor projekta vodotornja "Progar" zapremine 2.800 m3 (oba objekta su najveća na Balkanu). Bio je predsednik Republičke revizione komisije Ministarstva za urbanizam i građevinarstvo Republike Srbije 2002-04, čiji je član bio 2001-06. i 2012-15. Za to vreme je izvršio preko 130 revizija različitih idejnih projekata objekata koji su od interesa za Republiku Srbiju. Od 1984. godine (sa prekidima) je član Međunarodnog društva za mostove i konstrukcije (IABSE). Član je IKS od 2003. godine. Od 2013. je predsednik komisije ISS KS U250-2 za projektovanje i proračun betonskih konstrukcija (EN 1992-1-1, Evrocode 2). Član Predsedništva Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera (JDGK), danas DGKS, bio je 10 godina, više godina predsednik Nadzornog odbora. Za zaslužnog člana DGKS izabran je 2002.

Stručne reference-važniji glavni i izvođački projekti izvedenih objekata

1. Izrada glavnog projekta zgrade za trezorsko odeljenje Zavoda za izradu novčanica u Beogradu, sa V. Korolijom, A. Pakvorom, D. Bajićem
2. Glavni projekat Srpskog narodnog pozorišta (SNP) u Novom Sadu sa izvođačkim detaljima i projektantskim nadzorom, sa R. Folićem, M.Aćićem, D.Bajićem
3. Glavni projekt konstrukcije temelja Alu prese u FTK Industrije kablova "Moše Pijade" u Svetozarevu, sa V. Korolijom, A. Pakvorom, Č. Vujičićem, V. Alendarom
4. Glavni projekt armiranobetonske konstrukcije temelja silosa i mašinske kuće objekta čeličnog silosa kapaciteta 20.000 Mp u Bačkom Petrovcu, sa V. Korolijom, R. Stojadinovićem i A. Pakvorom
5. Analiza uzroka oštećenja i glavni projekt sanacije nosećih konstrukcijskih elemenata Robne kuće "Beograd" u Paraćinu, sa M. Aćićem
6. Glavni projekt konstrukcije stambenog naselja "Superblok C" u naselju "Sjenjak" u Tuzli (deset objekata spratnosti P+6 do P+10), sa M. Ivkovićem, M. Aćićem i D. Ostojićem
7. Glavni projekt konstrukcije stambene kule G i F spratnosti P+18 u naselju "Sjenjak" u Tuzli, sa M. Ivkovićem, M. Aćićem i D. Ostojićem
8. Izrada glavnog projekta zgrade Ministarstva privrede u Gvineji Bisao površine 26.000 m2, sa objektom kongresne dvorane, sa M. Ivkovićem, M. Aćićem
9. Glavni projekat konstrukcije objekta "Poslovno sportski centar" u Tuzli, korisne površine 16.000 m2 sa velikom i malom dvoranom univerzalne namene sa A. Pakvorom, Ž. Perišićem, D. Bajićem, B. Stipanićem. Konsultant M. Ivković

10. Izrada glavnog projekta Sinhrolifata za remont brodova težine do 100.000 DWT i dokova "Alajbeg" u Izmiru, Turska, sa A. Babovićem, Ž. Perišićem, D. Bajićem, K. Ilićem
11. Glavni projekt i montažne konstrukcije skladišta Robnih kuća Beograd (oko 40.000 m2) na Bežaniji sa skloništem za 200 ljudi, Industrijska zona, Autoput I, sa M. Ivkovićem, R. Stojadinovićem, M. Aćićem, G. Škarom .
12. Glavni projekt novog rešenja pumpne stanice Beljarice na Dunavu kod Kovilova, sa Ž. Perišićem, B. Batinićem
13. *Glavni projekti konstrukcije objekta za medjunarodni aerodrom ANNABA u Alžiru - pristanišna zgrada, fingeri, svečani paviljon i ostali objekti aerodromskog kompleksa, sa M. Ivkovićem, R. Stojadinovićem, Ž. Perišićem, A. Pakvorom, M. Aćićem, S. Brčićem, D. Bajićem, Đ. Dinićem, Lj. Adžemovićem*
14. Glavni projekt spuštanja crpnog bazena pumpne stanice Borča-stara, sa hidrotehničkim obezbeđenjem u fazi izvođenja, sa Ž. Perišićem, B. Batinićem .
15. Glavni projekt sa izvodjačkim detaljima za 27 objekata pumpne stanice Beni Amrane na sistemu ISSER-Khedara za snabdevanje vodom grada Alžira, sa Ž. Perišićem, M. Avakumovićem, arh. V. Misitom, D. Ostojićem (objekat izveden),
16. Glavni projekt krovne konstrukcije kompleksa proizvodnih i pratećih objekata fabrike aviona "Utva" u Pančevu, površine osnove preko 85.000 m2, raspona glavnih nosača 20, 25 i 40 m, sa projektantskim nadzorom, sa M. Aćićem i D. Ostojićem
17. Glavni projekt vodotornja "Progar" zapremine 2800 m3, u okviru sistema za snabdevanje sirovom vodom na levoj obali reke Save, sa V. Alendarom i D. Bajićem.
18. Glavni projekt konstrukcije objekta PTT u Libervilu, Gabon .
19. Glavni projekt Doma kulture sa bioskopskom salom u Šimanovcima
20. Glavni projekt sanacije konstrukcije objekta restorana društvene ishrane fabrike "Elektroporcelan" u Arandjelovcu, sa V. Alendarom
21. Glavni projekt Retenzije kišnih voda u bloku 9b u Zemunu (60.000 m^3), sa M.Lazovićem, B. Milosavljevićem, D. Ješićem,
22. Glavni projekt kolektora i potisnog cevovoda u bloku 9b u Zemunu, sa M. Lazovićem i M. Stojanovićem,
23. Statički proračun za objekte termoelektrane Al Šemal u Iraku, sa M. Lazovićem, B. Milosavljevićem,
24. Glavni i izvođački projekt "Bolnica S-3, 60 godina oktobra u Šerabadskom rejonu Uz. SSR", sa M. Mihajlovićem i S. Veljanovićem,
25. Glavni i izvođačkog projekt Filterskog postrojenja i aeratora II faze za prečišćavanje vode, Zabrežje u Obrenovcu,
26. Glavni i izvođački projekt zaštite temeljne jame i konstrukcije poslovnog objekta "Beobanka na Slaviji", sa 4 podzemne etaže, površine oko 55.000 m2, sa S. Vukelićem, Ž. Perišićem, V. Alendarom, N. Ojdrovićem, N. Pecićem, S. Marinković, (izvođenje prekinuto)
27. Glavni i izvođački projekt temelja nove rotacije "Politike" u pogonu u Krnjači, sa V. Alendarom,
28. Glavni i izvođački projekt poslovnog centra "Zepter" u ulici Kralja Petra I 32 u Beogradu, sa arh. B.Mitrovićem, V. Alendarom,
29. Glavni i izvođački prokjekt rezervoara čiste vode u Gabonu,
30. Glavni i izvođački prokjekt rezervoara čiste vode u Kučevu,
31. Glavni projekt sanacije Uspenske crkve u Zrenjaninu, sa M. Muravljovim,

32. Projekat fundiranja ekscentar prese ARP 800 kN u zgradi Zavoda za izradu novčanica i kovanog novca u Sektoru za kovani novac u Topčideru, Beograd,
33. Izrada glavnog i izvođačkog projekta nadogradnje zgrade FON-a u ul. Jove Ilića 154 u Beogradu, sa B. Milosavljevićem
34. Glavni projekat sanacije temelja objekta "Srpsko - amerikanske banke" u Beogradu u Devojačkoj ulici, sa M.Lazovićem
35. Izrada glavnog i izvođačkog projekta objekta « Office Complex » u bloku 41a na Novom Beogradu
36. Izrada glavnog i izvođačkog projekta poslovne zgrade CCEI banke u Visokoj Bati u Ekvatorijalnoj Gvineji, sa V. Kokovićem
37. Izrada glavnog i izvođačkog projekta konstrukcije postrojenja za prečišćavanje vode rijeke Save u vodu za piće kapaciteta 330 l/s, Brčko, Republika BiH – objekti: hemijska zgrada, taložnik sa rezervoarom vode za piće, rezervoar vode za pranje sa filterima i sedimentacija, sa B. Levajcem
38. Izrada glavnog i izvođačkog projekta konstrukcije zgrade sedišta osiguravajućeg društva "EGECO" u Malabou u Ekvatorijalnoj Gvineji, sa I. Ignjatovićem
39. Izrada glavnog projekta sanacije spiralne auto-rampe u objektu RJ "Autoservis" u Kumodraškoj br. 248 u Beogradu, sa M.Muravljovim
40. Izrada glavnog i izvođačkog projekta centra aerodromskog kompleksa sa hotelskim i poslovnim kulama "Airport city-Malabo Gate" u Malabou, Ekvatorijalna Gvineja, površine oko 87.000 m^3
41. Izrada glavnog i izvođačkog projekta CCEI banke u Malabou u Ekvatorijalnoj Gvineji, sa I. Ignjatovićem
42. Izrada glavnog i izvođačkog projekta sanacije konstrukcije krova u obliku hiperboloičnog paraboloida objekta SRPC "Milan Gale Muškatirović" u Beogradu, sa M.Muravljovim
43. Izrada glavnog i izvođačkog projekta CCEI banke u Bati u Ekvatorijalnoj Gvineji, sa I. Ignjatovićem
44. Izrada glavnog i izvođačkog projekta sanacije konstrukcije sportske sale SD "Crvena Zvezda" posle požara, u Beogradu, sa M.Muravljovim
45. Izrada glavnog i izvođačkog projekta sanacije ploče na koti -3,25 objekta "CELINA I" u Bloku 26 na Novom Beogradu, sa V. Kokovićem
46. Izrada glavnog i izvođačkog projekta sanacije konstrukcije Crkve Sv. Nikolaja u Zemunu, sa M. Muravljovim
47. Izrada Glavnog i izvođačkog projekta konstrukcije zgrade televizije "Africa 24", Malabo, Guinée Equatoriale, (2013.), sa B. Milosavljevićem
48. Izrada Glavnog i izvođačkog projekta konstrukcije zgrade socijalnog osiguranja INSESO, Malabo, Guinée Equatoriale,
49. Izrada Glavnog i izvođačkog projekta konstrukcije poslovne zgrade: BANQUE DES ETATS DE L'AFRIQUE CENTRALE (BEAC), Centre Bancaire à Ebebiyn, Guinée Equatoriale, (2015.), sa B. Milosavljevićem
50. Izrada glavnog projekta konstrukcije poslovne zgrade ECO BANK, EBEBEYIN, Guinée Equatoriale, (2016.)
51. Izrada Glavnog i izvođačkog projekta konstrukcije poslovne zgrade KARAKOLAS, Malabo, Guinée Equatoriale, (2016.)

ДГКС ASES

P1 – P4

DOBITNICI PRIZNANJA DGKS

ZA NAJBOLJA STRUČNA I NAUČNA OSTVARENJA U 2018. I 2019. GODINI

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
P-1 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Aleksandar Bojović[1], Zlatko Marković[2], Dimitrije Aleksić[3], Marko Pavlović[4], Novak Novaković[5], Milan Spremić[6], Uroš Kostić[7], Boško Janjučević[8]

ŽELEZNIČKO-DRUMSKI MOST PREKO DUNAVA U NOVOM SADU – SVETSKI REKORD RASPONA IZ SRBIJE

Rezime:

Železničko-drumski most u Novom Sadu otvoren je za saobraćaj 2018. godine. Po svojim tehničkim karakteristikama i rasponu jedinstven je u Srbiji. Most je svetski rekorder u pogledu raspona (219 m) u kategoriji čeličnih železničkih mostova sa dva koloseka, lučnog sistema sa zategom i dijagonalnim vešaljkama. U ovom radu dat je kratak prikaz projekta i izvođenja mosta, kao i predstavljanje tima projektanta.

Ključne reči: železnički most, čelični most, lučni most sa zategom, dijagonalne vešaljke.

RAILWAY ROAD BRIDGE ACROSS THE DANUBE IN NOVI SAD – WORLD RECORD SPAN FROM SERBIA

Summary:

The Railway-road bridge in Novi Sad was open for traffic in 2018. It is unique in Serbia in terms of its technical characteristics and span size. The bridge is a world record holder of a steel railway bridges with two tracks, a tied arch bridge with network hangers (219 m). The paper gives a brief overview of the design and construction of the bridge, as well as a presentation of the design team.

Key words: railway bridge, steel bridge, tied arch bridge, network hangers.

[1] *Dipl.ing.građ, tehnički direktor, DEL ING DOO, Beograd, Omladinskih brigada 43, aleksandar.bojovic@deling.rs*
[2] *Prof. dr dipl.ing.građ, redovni profesor, Građevinski fakultet Univerzita u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, zlatko@grf.bg.ac.rs*
[3] *Dipl.ing.građ, direktor, DEL ING DOO, Beograd, Omladinskih brigada 43, dimitrije.aleksic@deling.rs*
[4] *Dr, dipl.ing.građ, docent, Građevinski fakultet Univerzita u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, M.Pavlovic@tudelft.nl*
[5] *Dipl.ing.građ, vodeći projektant, DEL ING DOO, Beograd, Omladinskih brigada 43, novak.novakovic@deling.rs*
[6] *Dr, dipl.ing.građ, docent, Građevinski fakultet Univerzita u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, spremic@imk.grf.bg.ac.rs*
[7] *Dipl.ing.građ, projektant, DEL ING DOO, Beograd, Omladinskih brigada 43, kostic.u@gmail.com*
[8] *Dipl.ing.građ, projektant, DEL ING DOO, Beograd, Omladinskih brigada 43, bosskoj@gmail.com*

1. UVOD

Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu (*slika 1*) otvoren je za saobraćaj 2018. godine. Most je jedinstven u istoriji srpskog konstrukterstva po sledećim parametrima:

- **svetski rekorder u pogledu raspona raspona (219 m)** u kategoriji čeličnih železničkih mostova sa dva koloseka, sistema luka sa zategom i dijagonalnim vešaljkama; treba naglasiti da je ovaj most drugi svetski rekorder srpskih konstruktora (prvi je bio Drumski most Krk-kopno, Hrvatska, 1980. godine, projekat i izvođenje Mostogradnja, odgovorni projektant Ilija Stojadinović);
- most sa najvećim saobraćajnim opterećenjem u Srbiji;
- most sa najvećim angažovanim probnim opterećenjem ikad na mostovima u Srbiji;
- prvi most u Srbiji sa ugrađenim sistemom za monitoring;
- prvi most u Srbiji projektovan u potpunosti prema evropskim standardima (EN);
- izuzetno racionalan i jevtin most.

Autori ovog rada prethodnih godina podrobno su pisali i izlagali o mostu na stručnim skupovima i publikacijama u zemlji i inostranstvu (Madrid, Prag, Porto i dr.). Detaljan prikaz projekta i izgradnje mosta dat je u monografiji [1]. U narednom tekstu dat je kratak prikaz mosta.

Slika 1 - Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu. Pogled sa uzvodne strane.

2. OPŠTE O MOSTU

Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu projektovan je 2011. za samo šest meseci, a izveden u periodu od 2012 do 2018. Otvoren je za železnički saobraćaj 7. aprila 2018, a za drumski 1. septembra 2018. Izgradnju mosta finansirali su Delegacija EU za Republiku Srbiju (oko 50% ukupne cene), AP Vojvodina, Grad Novi Sad i Republika Srbija.

Generalni izvođač bio je španisko-italijanski konzorcijum tri firme JV *AZVI S.A.*, *Taddei* S.p.A. i *Horta Coslada* S.L. (Firma *Horta Coslada* bila je samo u nazivu JV-a, ali ne i u bilo kakvom vidu radova).

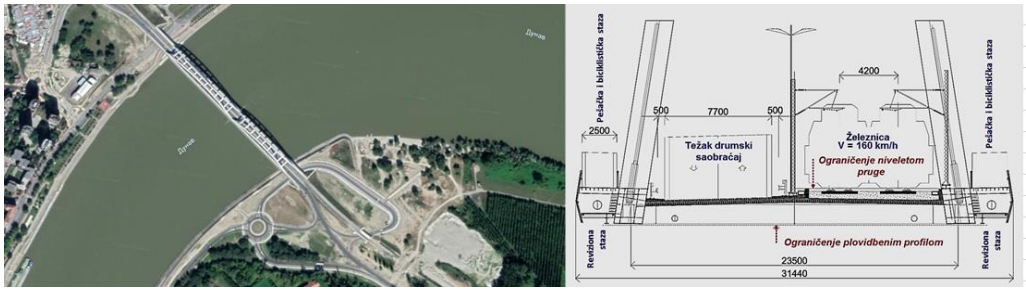
Podizvođač za projektovanje konstrukcije mosta bio je *DEL ING DOO*, Beograd. U gradnji mosta učestvovale su firme iz 12 zemalja. Kao podizvođači iz Srbije radile su 43 firme iz 14 gradova. Kompletan pregled firmi i vodećih pojedinaca – učesnika izgradnje dat je u [1].

Cena izgradnje mosta bila je oko 55 miliona evra i obuhvatila je i sistem za monitoring i demontažu Privremenog mosta.

3. PROJEKAT

Most je projektovan prema Projektnom zadatku Železnica Srbije (iz 2009. godine), zasnovanom na zahtevima Urbanističkog projekta JP „Urbanizam“ Zavod za urbanizam, Novi Sad (2006). Osnovne stavke Projektnog zadatka bile su:

- lokacija mosta je na mestu prethodnog drumsko-železničkog mosta (*slika 2*), srušenog u agresiji NATO-a 1999. godine (neformalni naziv mosta bio je Žeželjev most 1961-1999);
- most mora da bude lučni i čelični;
- most treba da sadrži: dva koloseka za vozove brzine 160 km/h za putnički i 120 km/h za teretni saobraćaj, dve drumske trake ukupne širine 7,70 m i dve pešačko-biciklističke staze, širine 2x2,50 m;
- iskoristiti, koliko je to moguće, temelje starog mosta.



Slika 2 - Lokacija mosta i podela kolovoznih površina.

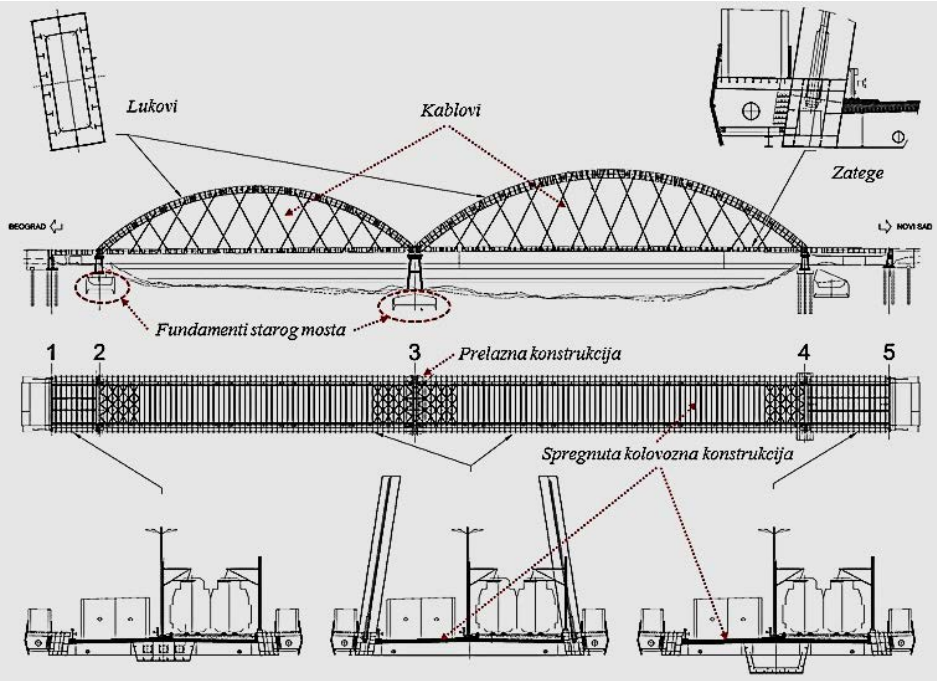
Dimenzije konstrukcije:

- Most se sastoji od četiri nezavisne mostovske konstrukcije: dve prilazne konsrtukcije sistema proste grede i dve na glavnim rasponima, *slika 3*. Osna rastojanja između stubova su: 27,0+178,5+220,5+48,0 = 474,0 m. Prilazne mostovske konstrukcije (*1-2* i *4-5*) su spregnute grede, dok su mostovi preko reke (*2-3* i *3-4*) lučni mostovi sa zategama i dijagonalnim vešaljkama.
- Ukupna širina mosta je 31,440 m, a visine glavnih lučnih nosača su: 34,00 m i 42,00 m.

Osnovne informacije o projektu konstrukcije mosta:

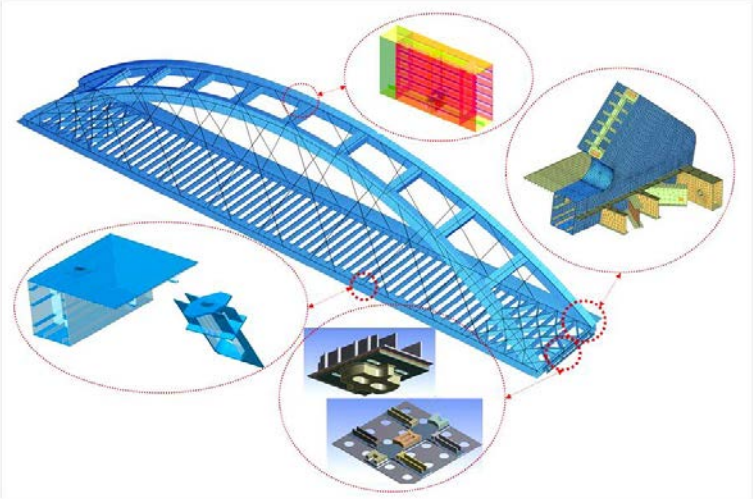
- Primenjene su sledeće serije standarda za projektovanje EN 1991, EN 1992, EN 1993, EN 1994 i EN 1998, takođe i Smernice Nemačkih železnica Ril 804:2003 kao i nemački DIN Fachbericht (standardi urađeni na osnovu EN i koji su formalno prethodili DIN EN: DIN-Fb 101 do 104:2009);
- Rasponi spregnutih prilaznih konstrukcija su: $L_{1\text{-}2}$ = 25,5 m i $L_{4\text{-}5}$ = 46,5 m;
- Rasponi glavnih lučnih nosača su: $L_{2\text{-}3}$ = 177,0 m и $L_{3\text{-}4}$ = 219,0 m;
- Kolovozne konstrukcije su spregnute od čelika-betona;
- Svih pet stubova su nove armiranobetonske konstrukcije, kao i 4 od 5 fundamenata, pri čemu je keson centralnog stuba (osa *3*) oslonac nove stope i samo je deo tla, bez konstruktivne uloge.
- Materijali za izradu konstrukcije su: čelik klasa S355 i S460 (samo oko 2%), beton C35/45 i armatura B500C za kolovozne ploče, kablovi vešaljki sa f_u = 1860 N/mm^2.

- Most je projektovan za sledeća saobraćajna opterećenja: za drumski saobraćaj LM1 i LM4 i za železnički saobraćaj LM71 (α = 1,0), SW/2 i Tip 5 i Tip 12 za dinamički proračun.
- Proračun konstrukcije za granična stanja nosivosti, upotrebljivosti i zamora sproveden je na globalnim 3D modelima sa promenljivim modulom elastičnosti betona, primenom Teorija I, II i III reda (velike deformacije za analizu kablova), kao i na detaljnim FE-modelima za specifične detalje konstrukcije (*slika 4*).
- Izvod iz rezultata proračuna – deformacije konstrukcije:
  Ugibi:
  2-3, L = 177 m: δ(LM1) ≤ 16 mm, δ(LM71/1 kolosek) ≤ 54 mm = L/3278; δ(SW/2/1 kol) ≤ 57 mm; δ(LM4) ≤ 10 mm;
  3-4, L = 219 m: δ(LM1) ≤ 21 mm, δ(LM71/1 kol) ≤ 65 mm = L/3369; δ(SW/2/1 kol) ≤ 66 mm; δ(LM4) ≤ 16 mm.
  Rotacije na osloncima od LM71/1 колосек: *2-3*: Θ ≤ 1,63 mrad; *3-4*: Θ ≤ 1,69 mrad.



Slika 3 - Dispozicija konstrukcije mosta.

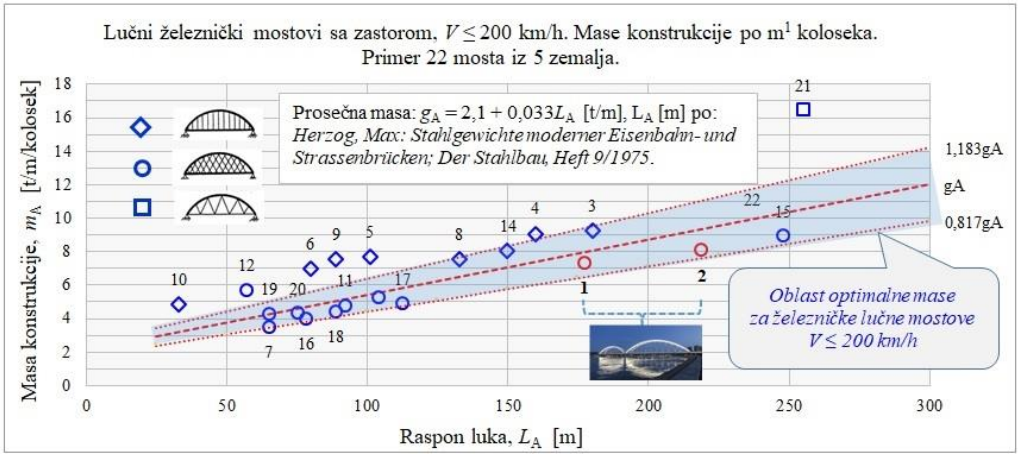
Karakteristike konstrukcije i količine materijala:
- čelična konstrukcija je zavarena u radionici i na montaži;
- sprezanje spregnutih konstrukcija ostvareno je pomoću moždanika sa glavom;
- količine materijala: noseće čelične konstrukcije:10.200 t; sekundarne čelične konstr: 400 t; kablovi: 2.500 m (oko 190 t); beton i armatura kolovozne ploče: 2.700 m^3 i 1.250 t.



Slika 4 - Proračunski modeli lučnog mosta, globalni i detaljni.

Specifične količine materijala (kao t/m[1] koloseka, *slika 5*) i cena (EUR/m[1] koloseka) mimalne su i manje od onih prema svetskim statistikama. To je rezultat racionalnog projektovanja i ispunjavanja zahteva kofinansijera (Delegacije EU za Republiku Srbiju), uspostavljen još pre izrade Idejnog projekta – da most sme da košta najviše 60 miliona evra.

Projektom je potvrđeno da je usvojeni statički sistem mosta optimalan, da je sistem lukova sa dijagonalnim vešaljkama izuzetno krut i stoga povoljan za železničke mostove. Sa druge strane, nije bilo lako ispuniti sve glavne ciljeve projektovanja: da nijedna vešaljka, ni u jednoj kombinaciji opterećenja nije pritisnuta, da je zbir rotacija pod LM71 za 1 kolosek na centralnom stubu ≤ 5 mrad i da je širina prslina betonske kolovozne ploče manja od granične.



Slika 5. Specifična masa konstrukcije čeličnih lučnih železničkih mostova, iz [1].

4. IZVOĐENJE

Izvođenje:

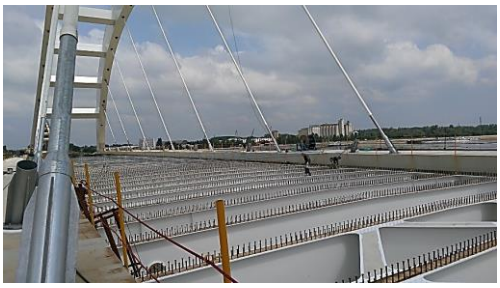
- Čelična konstrukcija radionički je izrađena u firmi *Taddei* i transportovana kamionima iz L'Akvile u Novi Sad.
- Konstrukciju je sklopila *Mostogradnja*, sučeonim zavarivanjem montažnih segmenata, vrlo kvalitetno i u okviru strogih tolerancija mera prema EN, *slike 6 i 7*.
- Kablove je isporučila i montirala firma *VSL* iz Poljske, *slike 8 i 9*. Montaža kablova obavljena je prema scenariju koji je osmislio i proračunao projektantski tim *DEL ING -a*.
- Lansiranje konstrukcije – transport od mesta sklapanja na obalama do centralnog stuba, obavila je specijalizovana firma *ALE* iz Španije u fazama koje je detaljno proračunao projektant, *slike 9, 10 i 11*. Lansiranje lučnih mostova ostvareno je pomeranjem na sankama na odgovarajućoj stazi na obalama i na baterijama barži na reci. Čitava operacija pomno je i izuzetno precizno geodetski praćena, tako da su odstupanja prostornog položaja konstrukcije vrlo mala. Na centralnom stubu je na primer najveće odstupanje od tačnog položaja oslonaca bilo 5 mm (gledano po sve tri koordinatne ose). U Srbiji je prvi put primenjen ovakav način montaže mosta.
- Betonske kolovozne ploče betonirane su na stalnoj čeličnoj oplati, sastavljenoj od 3 mm limova, hladno savijenih u obliku π-preseka (*slika 7*).

Slika 6 - Sklapanje lučnih mostova.

Montaža oplate u toku. *Oplata sa ovešenim cevima za odvodnjavanje.*

Slika 7 - Oplata kolovozne ploče postavljena pre lansiranja.

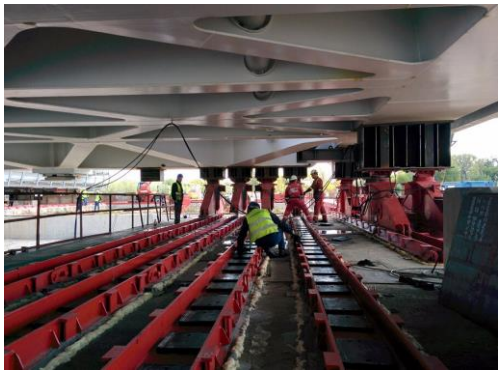
Priprema strukova na zatezi.



Montaža kablova istog pada u toku .

Slika 8 - Montaža kablova vešaljki.

Slika 9 - Aktivan kraj (u luku) i pasivan kraj kabla (u zatezi).



Zadnji kraj mosta na sankama na šinama.

Prednji kraj na baržama na reci.

Slika 10 - Oslonci lučnog mosta na lansiranju.

Celo izvođenje proteklo je bez i jednog iole ozbiljnijeg tehničkog problema. U samom projektu nije ustanovljena ni jedna greška, što se obično pokaže prilikom svake gradnje mosta. Kašnjenje radova nastalo je zbog velikih zastoja (od najmanje 2 godine po mišljenju projektanta), izazvanih potpuno netehničkim okolnostima i izvan stručne problematike.

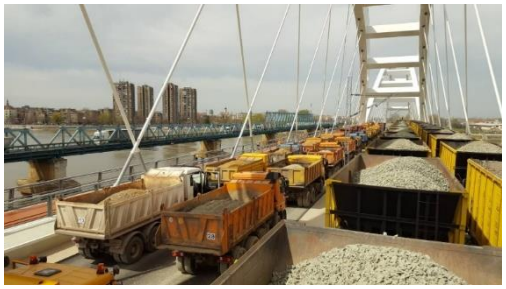
Delom opuštene vešaljke u jednoj fazi lansiranja.

Spuštanje na oslonce na centralnom stubu.

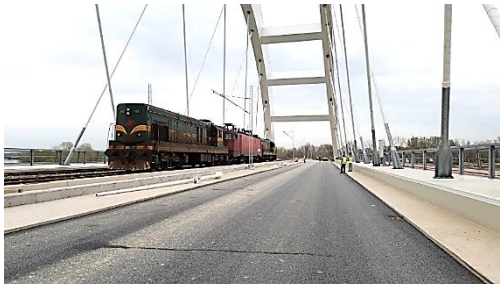
Slika 11 - Sa lasiranja lučnog mosta.

Probno opterećenje realizovano je na osnovu Programa probnog opterećenja i odgovarajućeg proračuna konstrukcije koji je pripremio projektant. Konkretan plan opterećenja, celu organizaciju izvođenja i Završni izvešaj sa probnog opterećenja uradio je tim *Fakulteta tehničkih nauka* Univerziteta u Novom Sadu. Ukratko o probnom opterećenju:

- statičko ispitivanje u sedam faza, sa podužno i poprečno nesimetručno raspoređenim opterećenjem i u završnoj fazi sa kompletno opterećenom konstrukcijom; ovo je izvedeno na svakoj od četiri mostovske konstrukcije sa *slike 3*;
- ukupna masa vozila u završnoj – 7. fazi statičkog opterećenja (*slika 12*), na mostovima *1-2, 2-3, 3-4* i *4-5* redom: 428 t, 2577 t, 3196 t, 856 t, укупно 7057 t (što odgovara npr. dvostrukoj masi mosta u Brankovoj ulici u Beogradu!); uz svo ovo enormno veliko opterećenje jedva je pređen prag od 50% nosivosti neophodan po standardu!;
- dinamičko ispitivanje sa tri povezane lokomotive (*slika 12*) ukupne mase 340 t, pri brzinama V = 10; 55; 80 km/h na uzvodnom koloseku i V = 30 km/h na nizvodnom koloseku (koji još nije aktivan u saobraćaju);
- mereni su: naponi u presecima lukova, zatega, poprečnih nosača i kolovoznim pločama (beton i armatura), sile u kablovima vešaljki, pomeranja i rotacije preseka zatega, ubrzanja po sve tri koordinatne ose, amplitude i prigušenja vibracija;
- izvod iz rezultata merenja:
  ugibi lučnih mostova pri punom teretu (7. faza opterećenja): *2-3*: δ = 71 mm (L/2493), *3-4*: δ = 87 mm (L/2523), što se veoma dobro slaže sa proračunom - redom 71,9 i 89,3 mm;
  vertikalna ubrzanja pri V = 55 km/h, na L/2 četiri mosta: 0,27; 0,03; 0,03; 0,07 m/s^2.



Statičko ispitivanje.

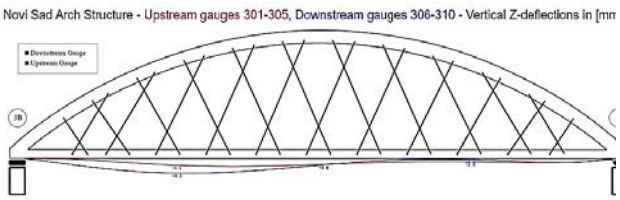


Dinamičko ispitivanje.

Slika 12 - Probno opterećenje.

Sistem monitoringa kontinualno prati napone i deformacije konstrukcije i sile u kablovima vešaljki lučnih mostova (*slika 13*). Program monitoringa pripremio je projektant, a konkretan plan rasporeda, izbor i povezivanje instrumenata, instalaciju i poseban softver za obradu i skladištenje podataka izveo je *Fakultet tehničkih nauka* Univerziteta u Novom Sadu. Jedini deo opreme neobuhvaćen radom *FTN*-a bili su senzori za merenje sila kablova vešaljki koje je sa kablovima instalirala firma *VSL*. Ceo sistem koji je uspostavio *FTN* radi besprekorno.

Ekran unutar luka sa podacima o temperaturama i silama referentnih strukova svakog od kablova.



Monitoring deformacija: Trenutni ugibi zatega mosta 3-4. (Sa prikaza na ekranu: Ugib ≤ 9 mm)

Slika 13 - Probno opterećenje.

5. PROJEKTANTSKI TIM

Zadaci: Specifičnost rada projektanata bila je ta što nije bila ograničena samo na izradu Glavnog projekta, već i praćenje izgradnje od početka do kraja radova. Poslovi projektanata konstrukcije bili su sledeći:

- Glavni projekat konstrukcije mosta – oko 4.500 strana proračuna i 200 m^2 crteža, urađenih na osnovu oko 3.000 strana raznih inostranih standarda za projektovanje i izvođenje (EN, ISO, DIN) na engleskom i nemačkom jeziku);
- Tehnologija demontaže čeličnog rama unutar priboja oko centralnog stuba;
- Glavni i izvođački projekat jarma kao privremenog oslonca u Dunavu mosta *3-4*;
- Projekat za izvođenje plaatforme za montažu horizontalnih oslonaca lučnih mostova na centralnom stubu;
- Glavni projekat privremenih stubova za lansiranje lučnih mostova;
- Projekat za izvođenje privremenih oslonačkih konstrukcija za vreme lansiranja;
- Projekat za izvođenje konstrukcija za fino podešavanje položaja lučnih mostova na lansiranju, na stubovima *2*, *3* i *4*;
- Projekat za izvođenje konstrukcija za lansiranje prilaznih mostova *1-2* i *4-5*;
- Projekat za izvođenje konstrukcija za sidrenje barži tokom lansiranja;
- Projekat za izvođenje oplata za armiranobetonske kolovozne ploče;
- Program monitoringa mosta;
- Program ispitivanja na probnom opterećenju;
- tekuće praćenje radova sa davanjem mišljenja o svakom pitanju izvođača i nadzora;
- prezentacije mosta pred mnogobrojnim stručnim delegacijama, naročito iz inostranstva.

Projektantski tim za konstrukciju mosta činili su (svi su dipl.ing.građ.):

- odgovorni projektant: **Aleksandar Bojović**;
- projektanti: Prof. dr **Zlatko Marković**, **Dimitrije Aleksić**;
- projektanti-saradnici: dr **Marko Pavlović**, **Novak Novaković**, dr **Milan Spremić**, **Uroš Kostić**, **Boško Janjušević**.

Slika 14 - Završen most posle otvaranja za železnički saobraćaj.

Slika 15 - Most noću, sa dekorativnim osvetljenjem.

LITERATURA

[1] Bojovic, A.: Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu. Istorija – Projekat – Izgradnja. Časopis Izgradnja, Beograd, 2019.

[2] Bojović, A., Mora Munoz, A., Marković, Z., Novaković, N.: Network arches over the Danube – Railway Road Bridge in Novi Sad. Bauingenieur 93 (2018), Heft 3.

Marko Marinković[1]

INOVATIVNI SISTEM ZA SEIZMIČKI OTPORNU ZIDANU ISPUNU U ARMIRANOBETONSKIM RAMOVSKIM KONSTRUKCIJAMA

Rezime:

U brojnim zemljotresima uočena su značajna oštećenja zidova ispune u armiranobetonskim (AB) ramovskim konstrukcijama. Dok je oštećenje usled opterećenja u ravni uzrokovano relativnim međuspratnim pomeranjem, kolaps zida van ravni izazvan je inercijalnim silama upravno na zid. Pri dejstvu zemljotresa, oba opterećenja istovremeno deluju, što dovodi do značajnog smanjenja kapaciteta deformacije i nosivosti ispune. U okviru doktorske disertacije razvijen je novi sistem INODIS koji razdvaja ram i zidanu ispunu pomoću elastomera postavljenih između njih. Time se smanjuje interakcija rama i ispune a istovremeno oblik gumenih/elastomernih spojeva sprečava lom zida ispune van ravni. Sprovedena je opsežna eksperimentalna kampanja ispitivanja AB ramova sa zidanom ispunom kako bi se potvrdila efikasnost sistema. Eksperimentalni rezultati su iskorišćeni kao osnova za validaciju numeričkih modela. Ovi modeli su upotrebljeni za parametarsku analizu sa ciljem izvođenja jednostavnih pravila projektovanja za svakodnevnu praksu.

Ključne reči: zemljotresi; AB ramovi; INODIS; opterećenje u ravni; opterećenje van ravni

INNOVATIVE SYSTEM FOR SEISMIC RESISTANT MASONRY INFILLS IN REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES

Summary:

In numerous earthquakes, significant damage to the infill walls was observed in reinforced concrete (RC) frame structures. While the damage due to the in-plane load is caused by the interstorey drift, the collapse of the wall out-of-plane is caused by inertial forces perpendicular to the wall. During the earthquake, both loads act simultaneously, which leads to a significant reduction in the deformation and the bearing capacity of the infill. As part of the doctoral dissertation, a new INODIS system was developed that separates the frame and the masonry infill using elastomers placed between them. This reduces infill/frame interaction and at the same time the shape of the rubber/elastomeric joints prevents the infill wall from out-of-plane collapse. An extensive experimental testing campaign of RC frames with masonry infills was conducted to confirm the efficiency of the system. The experimental results were used as a basis for the validation of numerical models. These models were used for parametric analysis with the aim of deriving simple design rules for everyday practice.

Key words: earthquakes; RC frames; INODIS; in-plane loading; out-of-plane loading

[1] *Dr, docent, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, mmarinkovic@grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

U savremenim konstrukcijama zidana ispuna se često koristi za popunjavanje betonskih i čeličnih okvira. Zidana ispuna ima široku primenu zbog odličnih performansi u pogledu zdravog unutrašnjeg okruženja, temperature, buke, vlage, otpornosti na požar i trajnosti. Pored toga, zidovi ispune u okvirnim konstrukcijama uglavnom se koriste za odvajanje unutrašnjeg prostora zgrada i spoljašnjeg okruženja, jer su jednostavni za izgradnju, preuređivanje i time atraktivni za zahteve savremene arhitekture. Stoga je upotreba zidanih ispune u armiranobetonskim okvirnim konstrukcijama česta u mnogim zemljama. Generalno, ispuna se smatra nekonstruktivnim elementom i zbog toga je zanemarena u procesu projektovanja. Međutim, zapažanja nakon srednjih i jakih zemljotresa pokazala su da prisustvo ispune može značajno izmeniti ponašanje konstrukcije. Zidovi ispune menjaju dinamičke karakteristike konstrukcije, što zauzvrat određuje nivo seizmičkog dejstva na konstrukciju. Iako relevantni standardi sadrže neke zahteve za zidove ispune, iznenađujuće oni ne opisuju kako se ovi zahtevi moraju konkretno ispuniti. To u praksi dovodi do činjenice da elementi ispune nisu ni dimenzionisani ni pravilno izvedeni Dokaze o ovoj činjenici potvrđuju nedavni zemljotresi koji su doveli do ogromnih šteta zbog neadekvatnog projektovanja zidova ispune. Posledice su bili totalni urušavanja zgrada i gubici ljudskih života. Na osnovu izveštaja nakon zemljotresa tokom poslednjih godina, kao što su Duzce (Turska, 1999), L'Akuila (Italija, 2009), Lorca (Španija, 2011), Christchurch (Novi Zeland, 2011), Emilia-Romagna (Italija, 2012), često su zabeleženi primeri nezadovoljavajućeg odgovora zidane ispune (Slika 1).

Uglavnom se zidana ispuna izvodi u punom kontaktu sa okolnim armiranobetonskim ramom, ispunjavajući gornji i bočni kontakt malterom. Ovakav tip izgradnje ispune je u nastavku označen kao „tradicionalna“ ispuna. Zbog nepovoljne kombinacije fleksibilnog AB okvira i znatno kruće zidane ispune sa krtim ponašanjem, tradicionalna ispuna biva značajno oštećena pri zemljotresnim opterećenjem. Istovremeno njen doprinos krutosti konstrukcije može dovesti do potpuno drugačijeg prenosa horizontalnog opterećenja i nepovoljnih torzionih efekata na nivou zgrade. Slika 1 prikazuje tipična oštećenja zidane ispuna usled seizmičkog opterećenja. Kao što se vidi, unutar zida su prisutna velika oštećenja usled opterećenja u ravni zidane ispune, ali u isto vreme postoji opasnost da se zid sruši u pravcu upravno na ravan zida. Interakcije efekata u ravni i van ravni je izuzetno važna za seizmičku otpornost zidova ispune. Ovi efekti su posebno izraženi u slučaju predhodnog oštećenja usled deformacije rama u ravni ispune. Značajno smanjenje kapaciteta nosivosti ispune opterećene sekvencijalnom opterećenju u i van ravni, predmet je tekućih istraživanja i do sada je zabeleženo u samo nekoliko radova na ovu temu [2, 3]. Sve ove studije pokazale su značajno smanjenje kapaciteta ispune van ravni usled prethodnog opterećenja u ravni, u nekim slučajevima i do oko 80% [4]. Pereira i sar. [5] proučavali su smanjenje nosivosti ispune van ravni usled prethodnih oštećenja u ravni tradicionalnih zidova ispune. Eksperimentalna kampanja pokazala je da je primenjeno ciklično opterećenje u ravni prouzrokovalo oštećenja na kontaktu rama i ispune što je dovelo do značajnog smanjenja potrebne potpore za opterećenje van ravni i dovela do brzog progresivnog otkazivanja zidova ispune koje karakteriše potpuno pomeranje ispune iz rama.

Važan aspekt u ponašanju zidane ispune pri dejstvu zemljotresa jeste istovremeno opterećenja u i van ravni zida. U ovom slučaju dolazi do formiranje pritisnute dijagonale u zidu ispune, praćene odvajanjem zida ispune od okolnog rama u suprotnoj dijagonali. Ovo se

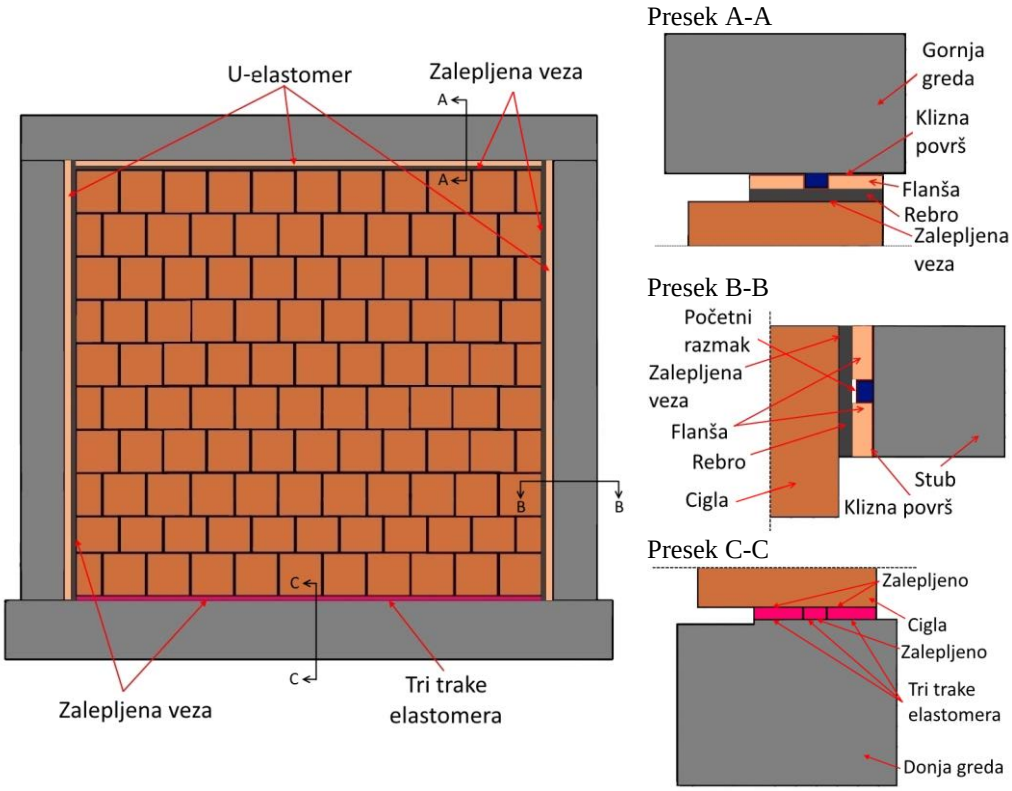
podudara sa nalazima mnogih autora [6, 7] koji su radili na proračunskim pristupima za kontaktnu dužinu između rama i ispune. Sva istraživanja studije i pristupi pokazali su da su odvojeni delovi zidane ispune bez kontakta sa ramom kritična mesta za opterećenje van ravni. Iako su u prošlim zemljotresima uočena oštećenja i rušenja zidova ispune uzrokovana naizmeničnim i istovremenim opterećenjem u i van ravni, jasna pravila projektovanja u propisima još uvek nedostaju.

a) b)

Slika 1 – Oštećenja i kolaps zidova ispune (zemljotres u Albaniji, novembar 2019) [1]

Kao što je do sada opisano, uložen je ogroman napor kako bi se istražilo ponašanje i uticaj zidova ispune na armiranobetonske ramove. U tom smislu su takođe predložena različita rešenja za poboljšanje ponašanja ispune. Međutim, poboljšanje seizmičkog ponašanja samo je jedan aspekt razvoja rešenja, jer se istovremeno moraju uzeti u obzir aspekti upotrebljivosti, toplotna i zvučna izolacija, kao i pitanja zaštite od požara. U odnosu na statički sistem ispune, granični uslov definisan vezom ispune sa okolnim ramom je ključni faktor za dovoljnu nosivost ispune u ravni i van ravni. Do sada razvijena rešenja za poboljšanje seizmičke nosivosti mogu se podeliti u tri kategorije. Jedna od mogućnosti je ojačati zidove ispune dodatnim merama u zidu i povezati ih sa glavnim nosećim sistemom [3, 4]. U ovom slučaju zidana ispuna postaje deo nosivog konstruktivnog sistema i preuzima deo seizmičkih dejstava. Kao posledica toga, zidovi ispune se moraju uzeti u obzir u proračunu i više nije moguće promeniti raspored ovih elemenata u slučaju adaptacija bez novog statičkog proračuna. Doduše, u praksi je primena ove vrste rešenja slaba, jer su mere ojačanja generalno komplikovane i brzo se postavlja pitanje da li je upotreba armiranog betona efikasnija sa istom ekonomskom izvodljivošću. Alternativno, moguće je obezbediti mogućnosti deformacije unutar zida, tako da se deformacija rama može apsorbovati sa lokalnim oštećenjima. U tu svrhu

su potrebne posebne mere poput dodatnih kliznih površina unutar zida [8, 9]. Ovakvinpristupi su efikasni, ali ih nije lako primeniti u svakodnevnoj praksi jer zahtevaju preciznu instalaciju. Treća mogućnost predstavlja razdvajanje nosećeg sistema i zidova ispune odnosno izolaciju ispune od rama. Međutim, iako većina propisa preporučuje razdvajanje rama i ispune, praktična rešenja nisu dostupna. Takođe su Paulay i Priestley [10] definisali izolaciju ispune kao jednu od opcija za rešavanje nepovoljnih efekata interakcije između zida ispune i AB okvira. Predložili su da se između okvira i panela doda fleksibilna traka, ispunjena visoko deformirajućim materijalom. Griffith [11] je istakao da zidovi ispune koji nisu celom visinom u kontaktu sa ramom smanjuju duktilnost i povećavaju sile smicanja u stubovima. Zbog toga je preporučio uvođenje neophodnog razmaka između ispune i stuba.



Slika 2 – Detalji INODIS sistema [12]

2. PREDLOŽENI SISTEM

Kao što je već objašnjeno u uvodu, trenutno na tržištu nisu dostupni sistemi zidane ispune koji su isplativi i ispunjavaju sve potrebne zahteve. Stoga su u okviru evropskog projekta INSYSME [13] razvijeni i analizirani novi inovativni sistemi za povećanje seizmičke otpornosti zidova ispune. U okviru doktorske disertacije koje je ukratko predstavljena u ovom radu razvijena su dva sistema za poboljšanje seizmičkog ponašanja armiranobetonskih ramova

sa zidanom ispunom. Svrha oba sistema je razdvajanje rama i ispune i ujedno pružanje adekvatne veze za opterećenje van ravni. U nastavku su predstavljene performanse konačnog sistema INODIS (Innovative Decoupled Infill System). Sistem INODIS (Slika 2) ima za cilj podizanje kapaciteta ispune u ravni i van ravni pomoću elastomera duž kontakta ispune sa armiranobetonskim okvirom. Sistem razdvaja zid ispune od armiranog betona elastomernim profilima u obliku slova "U" na vrhu, dnu i duž vertikalnih ivica. Na dnu zida elastomer je podeljen na tri trake od kojih su spoljne vezane za zid a unutrašnja za ram. Elastomerni profili su konstruisani tako da omoguće pomeranje AB okvira bez izazivanja oštećenja na zidu ispune. Pored toga, viskoelastični elastomeri povećavaju prigušenje na nivou zgrade. Kapacitet deformacije elastomera bira se u skladu sa projektnim potrebama kako bi se zid ispune zaštitio od deformacija u ravni betonskog okvira. Plastični profili su zavrtnjevima pričvršćeni na okolni okvir, dok su elastomerni profili zalepljeni zazid ispune na jednoj strani i postavljeni oko plastičnih profila na drugoj strani, čime se sprečava lom van ravni. Na Slici 2 prikazan je INODIS sistem sa detaljima.

3. EKSPERIMENTALNA ISTRAŽIVANJA

3.1. POSTAVKA TESTA

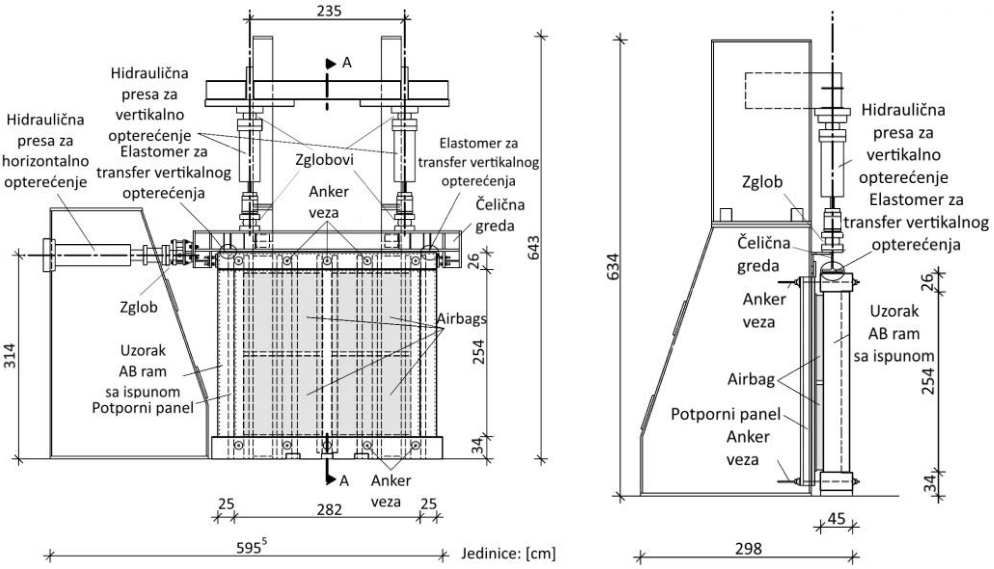
Postavka testa je posebno konstruisana za okvir evropskog projekta INSYSME u laboratoriji Univerziteta u Kaselu sa ciljem uspešnog sprovođenje testova u ravni i upravno na ravan zida. Oprema i instrumenti za ispitivanje prikazani su na Slici 3. Na početku svih testova naneto je vertikalno opterećenje od 200 kN po stubu sa dva vertikalna cilindra koji simuliraju vertikalno opterećenje sa gornjih spratova. Kapacitet sile dve vertikalne hidrauličke dizalice iznosi ± 400 kN. Maksimalni hod iznosi ± 125 mm. Ispitivanja u ravni izvedena su primenom cikličnih horizontalnih pomeranja sa tri ciklusa na svakom nivou pomeranja. Za horizontalno opterećenje korišćen je cilindar sa maksimalnim kapacitetom sile od ± 320 kN i ograničenjem hoda od ± 150 mm. Za ispitivanja van ravni, primenjeno je opterećenje upravno na ravan zida pomoću četiri pneumatska jastuka sa ograničenjem kapaciteta od 50 kN/m².

Sile i pomeranja hidrauličnih cilindara mereni su integrisanim ugibomerima i pretvaračima sile. Horizontalno i vertikalno pomeranje zida ispune beleži devet induktivnih ugibomera, koji su pričvršćeni na AB ram kako bi bili nezavisni od zida ispune. Pored toga, dva potenciometra mere pomeranja u dijagonalnim pravcima zida. Deformacije same ispune beleže se optičkim mernim sistemom, uz pomoć mreže mernih mesta. Optički sistem radi sa dve kamere, tako da se deformacije u i van ravni mogu istovremeno evidentirati.

3.2. EKSPERIMENTALNI PROGRAM

Sveukupno su ispitana četiri različita sistema uzimajući u obzir nosivost i kapacitete deformacije armiranobetonskih okvira sa zidanom ispunom od šuplje opeke. Ispitivanja su sprovedena na Univerzitetu Kasel u bliskoj saradnji sa SDA-engineering GmbH i Arbeitsgemeinsachaft Mauerziegel im Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie eV. Tabela 1 prikazuje celokupan eksperimentalni program ispitivanja koji uključuje opterećenje u ravni, opterećenjee van ravni i kombinaciju opterećenja u i van ravni zida. Prvi korak bio je ispitivanje AB okvira bez ispune (Sistem A) kako bi se utvrdio kapacitet okvira. Sistemi „B"

predstavljaju tradicionalne ispune kod kojih zid u potpunosti ispunjava okvir i u direktnom je kontaktu sa stubovima i gredom. Efekti otvora simulirani su u uzorku BO, ostavljajući prazninu između ispune i jednog od stubova. Sistemi „C“ predstavljaju sistem ispune IMES (Infill Masonry Enclosure System). Ovaj sistem predstavlja međurešenje u toku razvoja INODIS sistema. U ovom sistemu, elastomer je postavljen između ispune i okvira kako bi se poboljšalo ponašanje u ravni, a čelični ankeri su postavljeni u stubove i šupljine blokova od opeke kao veza između zida i rama. Konačno, „D“ sistem predstavlja AB ram sa ispunom i novorazvijenim sistemom INODIS. Za ovaj sistem ispitivanja su sprovedena sa opterećenjem u ravni, van ravni i kombinovanim opterećenjem na jednom uzorku. U nastavku su predstavljeni rezultati sistema INODIS koji su upoređeni sa ponašanjem tradicionalne ispuna i okvira bey ispune. Detaljniji opis korišćenih materijala, opisa testova i rezultata dat je u [12, 14, 15].

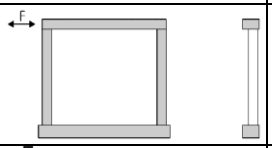
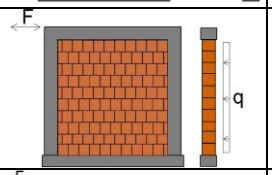
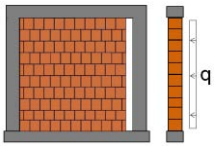
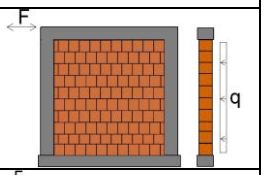
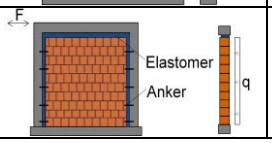
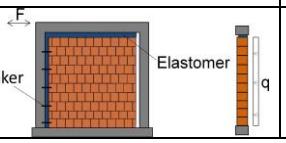
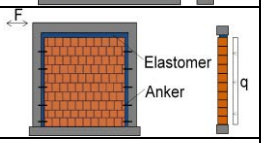
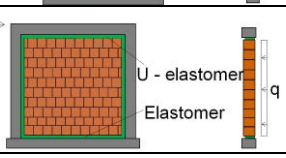


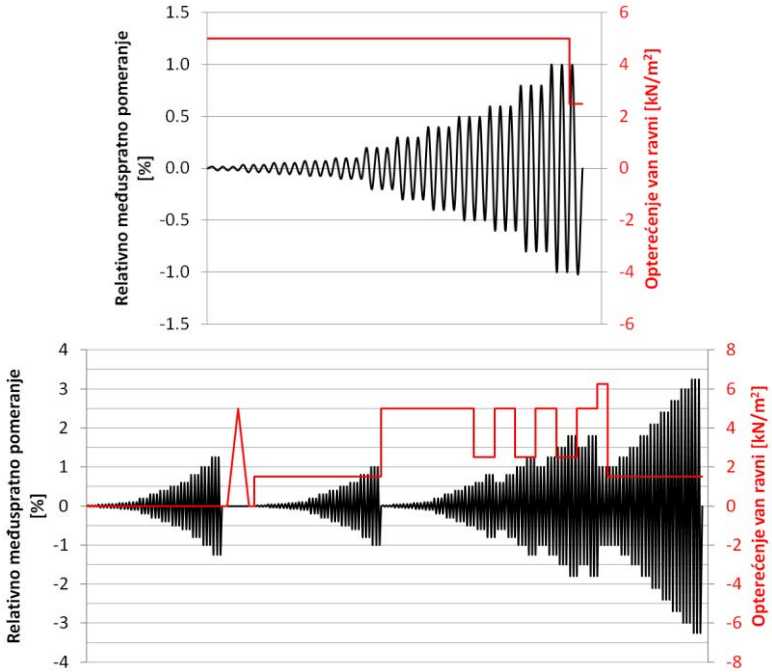
Slika 3 – Postavka testa za opterećenje u ravni i van ravni ispune [14]

3.3. PROTOKOLI ISPITIVANJA

Tradicionalni sistem ispunea ispitan je na tri uzorka. Uzorak označen kao BI opterećen je samo u ravni do nivoa od 1,25% (34,4 mm) relativnog spratnog pomeranja, zatim samo u pravcu van ravni, a zatim ponovo samo u ravni do loma. Uzorak označen kao BO opterećen je u pravcu van ravni do loma. Da bi se uzeli u obzir nepovoljni efekti zbog otvora (npr. vrata ili prozori), između jednog stuba rama i zidane ispune ostavljen je vazdušni razmak. Uzorak BIO je prvo bio opterećen van ravni površinskim opterećenjem od 5kN/m^2, koji je zatim održavan konstantnim tokom istovremene primene pomeranja u ravni (Slika 4, gore). Sistem INODIS je testiran sa složenim protokolom (u ravni, van ravni i istovremeno u ravni i van ravni). Čitav protokol opterećenja izveden je na jednom uzorku. Ukupni protokol ispitivanja za ovaj uzorak može se podeliti u sedam faza kako je opisano u Tabeli 2 i prikazano na Slici 4, dole.

Tabela 1 – Pregled eksperimentalnog programa i ispitanih uzoraka

Sistem	U ravni – Van ravni	Van ravni	U ravni + Van ravni
A **AB okvir bez ispune**			
B **Tradicionalan**			
C **IMES**			
D **INODIS**			



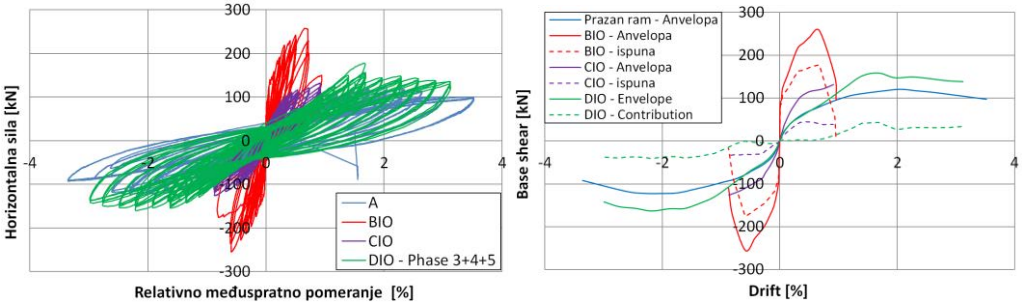
Slika 4 – Protokoli za ispitivanja za test BIO (gore) i DIO (dole) [12]

Tabela 2 – Protokol ispitivanja DIO uzorka

Faza 1	U ravni (IP) do 1.25% relativnog međuspratnog pomeranja (34.38mm)
Faza 2	Van ravni (OOP) do 5kN/m^2 (34.5kN)
Faza 3	Istovremeno - 1.5kN/m^2 (10.4kN) OOP i 1.0% (27.5mm) IP relativnog međuspratnog pomeranja
Faza 4	Istovremeno - 5kN/m^2 (34.5kN) OOP i 0.5% (13.75mm) IP relativnog međuspratnog pomeranja
Faza 5	Istovremeno - IP od 0.6% do 1.8% (49.5mm) i 2.5-5kN/m^2 OOP (menjajući svaku drugu amplitudu, prva 2.5kN/m^2 (17.3kN) pa onda 5kN/m^2 (34.5kN))
Faza 6	Istovremeno - IP do 1.0% (27.5mm) i 6.25kN/m^2 (38kN) OOP
Faza 7	Istovremeno – IP od 1.0% do 3.25% (89.4mm) i 1.5kN/m^2 (10.4kN) OOP

4. EKSPERIMENTALNI REZULTATI

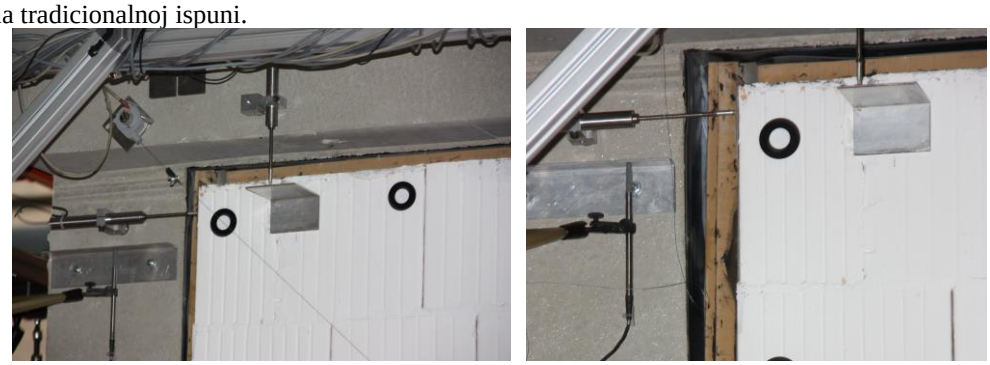
Efikasnost sistema INODIS se najbolje vidi poređenjem sa tradicionalnom ispunom i ramom bez ispune. Poređenje histerezisnih krivih različitih sistema i kombinacija opterećenja (slika 5, levo) jasno pokazuje prednost sistema INODIS sa velikim kapacitetom deformacije i malim nivoom aktivacije horizontalnih sila sličnih ramu bez ispune. Treba istaći da je odgovor sistema DIO u ravni dobijen primenom celokupnog protokola opterećenja, uključujući prethodno i istovremeno opterećenje van ravni. Suprotno od tradicionalne ispune (sistem B), kapacitet u ravni DIO uzorka nije postignut zbog ograničenja maksimalnog pomeranja opreme. Slika 5 (desno) prikazuje anvelope histerezisnih petlji za svaki od sistema. Kako bi se još bolje uporedili ispitivani sistemi, određena je razlika između odgovora rama sa ispunmom i bez nje. Na taj način se najbolje vidi nivo aktivacije ispune i promene krutosti usled oštećenja. To omogućava dosledno upoređivanje eksperimentalnih podataka u pogledu maksimalnog opterećenja, krutosti i kapaciteta deformacije.



Slika 5 – a) histerezisne petlje, b)anvelope i krive aktivacije ispune

Slika 5 pokazuje da je sistem INODIS u stanju da prihvati 1,3 puta veću horizontalnu silu od rama bez ispune (A: 120kN / DIO: 155kN). U oba testa sila se neprekidno povećava dok ne dostigne maksimalnu vrednost, a histerezisne petlje su prilično slične. Poređenje ponašanja u ravni sa tradicionalnom konfiguracijom sistema BI pokazuje izuzetne razlike u pogledu početne krutosti, maksimalnog opterećenja i pomeranja. Sistem INODIS se polako aktivira sa malom krutošću, a kriva sila-pomeranje lagano raste prema bez naglog pada, koji se javlja u slučaju sistema BI. Poređenje nivoa aktivacije ispune pokazuje da je ispuna u slučaju sistema

INODIS više od tri puta manje aktivirana. Značajno smanjen doprinos ispune dovodi do ponašanja koje je blizu okvira bez ispune, posebno unutar preporučenih opsega relativnog spratnog pomeranja datih u Evrokodu 8. Bitno je istaći da se prve pukotine za sistem BI javljaju na 0,3% (8,25 mm) a za sistem DIO pri pomeranju 1,8% (49,5 mm). Takođe, maksimalni dostignuti nivoi pomeranja su 1,9% (52,5 mm) za sistem BI i 3,25% (89,4 mm) za sistem DIO. Dodatno, moramo imati na umu da su odlični rezultati u slučaju INODIS sistema postignuti sa samo jednim uzorkom na kojem je naneto opterećenje u ravni i van ravni, kao i istovremeno oba pravca opterećenja, što predstavlja gore uslove opterećenja od onih apliciranih na tradicionalnoj ispuni.

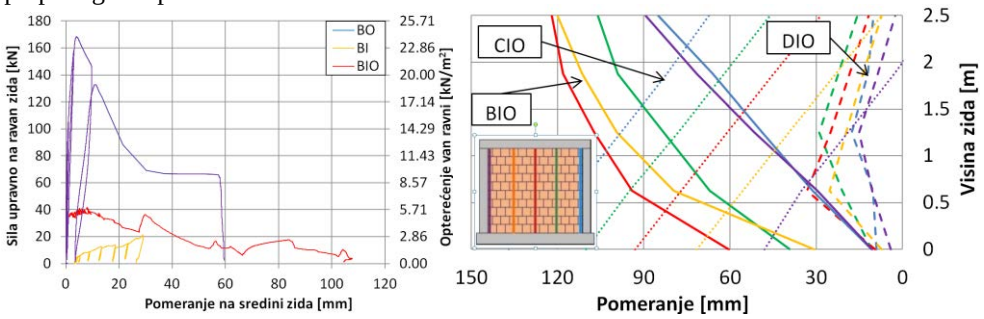


Slika 6 – a) kompresija elastomera, b)formiranje zazora

Funkcionisanje sistema DIO prikazano je na Slici 6, gde se vidi kompresija elastomera i stvaranjem zazora na drugoj strani. U slučaju istovremenog opterećenja u ravni i van ravni sistema DIO se upoređuje sa sistemom BIO. U poređenju sa uzorkom BO (opterećen samo u pravcu van ravni), BIO uzorak (istovremeno opterećen u i van ravni) pokazuje smanjenje maksimalnog kapaciteta nosivosti van ravni na oko 12,5% (Slika 7a), dok dostiže samo 1% (27,5 mm) relativnog spratnog pomeranja u ravni. Nije samo smanjenje nosivosti van ravni kritično, već je BIO uzorak doživeo velike deformacije u van ravni sa izraženim naginjanjem zida (Slika 7b). Isti nivo smanjenja nosivosti, oko sedam puta, se javlja u slučaju BI uzorka kod koga je opterećenje van ravni naneto nakon opterećenja u ravni. U toku ispitivanja uzorka BI, pri opterećenju u ravni zida, uočeno je oštećenje veze maltera između gornjeg reda ispune i grede. Usled ovoga je došlo do smanjenja efekta luka u pravcu van ravni, i time do značajnog smanjenja kapaciteta nosivosti van ravni. Konfiguracija sistema INODIS (uzorak DIO) pokazuje mnogo bolje performanse dostižući 1,8% (49,5 mm) pomeranja u ravni sa istovremeno primenjenih 5kN/m^2 opterećenja van ravni, bez ikakvih oštećenja. U istim uslovima opterećenja, primerak BIO počinje da trpi oštećenja već pri malim pomeranjima od oko 0,4% (11 mm) i pri pomeranju od 1,0% (27,5 mm), dostiže se krajnja granica. Suprotno tome, uzorak DIO je dostigao 3,25% (89,4 mm) relativnog međuspratnog pomeranja u ravni, čak i uz istovremeno primenjeni pritisak van ravni. DIO konfiguracija pokazuje i smanjenje pomeranja van ravni (Slika 7b) i stabilne uslove veze zida i rama zbog elastomera u obliku slova U u kombinaciji sa plastičnim profilima. Kao što se očekivalo, maksimalna deformacija se javlja u sredini ispune (Slika 7b). Oštećenja DIO sistema nastaju pri pomeranjim većim od 1,8% (49,5 mm). Oštećenje karakteriše oštećenje malterskih spojnica praćeno pojavom

pukotine kroz blokove. Duž AB okvira vidljive su samo male deformacije zida i cigle su očigledno netaknute.

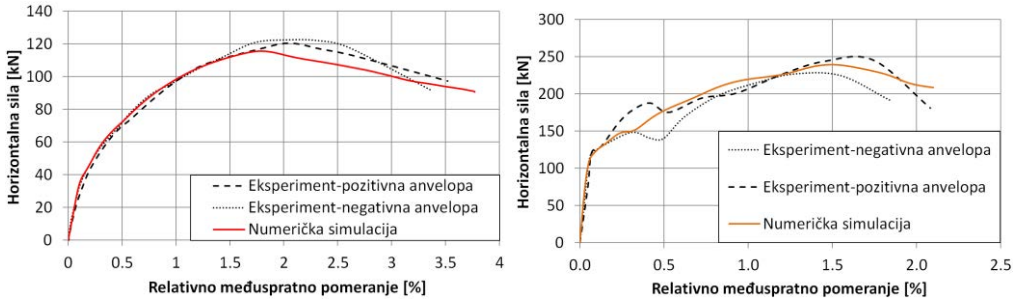
Treba istaći značajnu korist oblika elastomera (latinično slovo U), koja se najbolje vidi u poređenju sa C sistemom gde su za vezu za opterećenje van ravni korišćeni čelični ankeri. U toku CIO testa ispostavilo se da to nije dobro rešenje, jer je dovelo do lokalne koncentracije napona u blokovima koji su usled kombinacije opterećenja u ravni i van ravni zida potpuno popucali. Time se izgubila veza rama i ispune, što je dovelo do velikih pomeranja ispune van ravni (Slika 7b) kao i do značajnog smanjenja kapaciteta deformacije od samo 1% (Slika 5b) pre potpunog kolapsa zida.



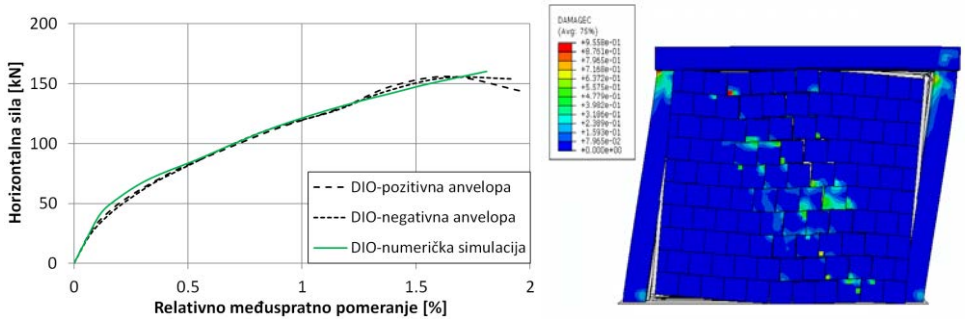
Slika 7 – a) krive sila-pomeranje za opterećenja van ravni, b)pomeranja upravno na ravan zida (pogled sa strane)

5. REZULTATI NUMERIČKIH SIMULACIJA

Rezultati eksperimentalnih testova iskorišćeni su za kalibraciju i validaciju numeričkih modela, razvijenih na mikro nivou modeliranja. Mikro modeli su korišćeni za modeliranje pojedinačnih AB okvira sa zidanom ispunom kako bi se ispitale razne konfiguracije u pogledu geometrijskih i materijalnih karakteristika i za simulaciju ponašanja inovativn veze rama i ispune. Za mikro-modeliranje korišćen je softverski paket Abaqus, gde se model sastoji od trodimenzionalnih kona;nih elemenata za beton i opeku, a linijskih elemenata za armature. Armatura se modelira pomoću izotropne formulacije elasto-plastičnog materijala. Armatura je integrisana u elemente betona primenom opcije „embedded constraint“. Iako se koristi detaljni trodimenzionalni numerički model, određenapojednostavljenja su primenjena kako bi se izvršila sveobuhvatna parametarska analiza. Budući da se zid sastoji od cigle i malterskih spojnica, to rezultira anizotropnim ponašanjem zida. Ovo se uzima u obzir modeliranjem cigle i maltera odvojeno i definisanjem interakcije između njih. Beton i blokovi od opeke modeliraju se pomoću “Concrete Damage Plasticity Model”, koji uključuje izotropno ponašanje materijala. Za dalje detalje o pristupu modeliranja pogledati [15, 16]. Na Slici 8 je prikazano poređenje kriva sila-pomeranje za ram bez ispune i ram sa tradicionalnom ispunom pri opterećenju u ravni. Numerički rezultati pokazuju zadovoljavajuće slaganje sa eksperimentalnim rezultatima. Slika 9 prikazuje poređenje rezultata simulacije i eksperimentalnih rezultata dobijenih za ram sa inovativnim sistemom pri opterećenju u ravni (1,8% relativno međuspratno pomeranje). Može zaključiti da sistem INODIS odlaže oštećenje ispune i pomera pojavu pukotine u ispuni tako da se javi tek pri visokim nivoima deformacije.



Slika 8 – Poređenje krive sila-pomeranje za a) prazan ram, b)ram sa tradicionalnom ispunom



Slika 9 – Poređenje krive sila-pomeranje za a) ram sa ispunom i INODIS sistemom, b)deformisani oblik sa oštećenjima zida pri 1,8% relativnog međuspratnog pomeranja

6. ZAKLJUČAK

Ovaj rad predstavlja rezultate ponašanja INODIS sistema za zidanu ispunu u AB okvirima. Eksperimentalna istraživanja su prikazana kako bi se demonstrirala efikasnost razvijenog sistema, koji razdvaja zid ispune i okvir upotrebom elastomerna na spoju okvira i ispune. Elastomer je zalepljen za zid ispune i svojim U-oblikom postavljen oko plastičnih profila koji su pričvršćeni za AB okvir. Osnovna ideja sistema je da omogući pomeranje ABg okvira u bez izazivanja oštećenja na zidu ispune i istovremeno pruži pouzdanu potporu za zid usled opterećenja van ravni. Pored toga, viskoelastičnost elastomera će poboljšati ukupni kapacitet prigušenja zgrade. Poređenje inovativnog sistema sa tradicionalnom ispunom pokazuje nekoliko prednosti sistema: adekvatna seizmička otpornost za istovremeno dejstvo opterećenja u i van ravni; Smanjenje napona u ispuni; Sprečavanje nepovoljnih interakcija rama i ispune; Transformacija ispune u nekonstruktivni element. Dodatne prednosti su isplativost, jednostavna instalacija i pozitivni efekti na zvučnu izolaciju. Sistem INODIS je patentiran i zaštićen na evropskom nivou i dalje će se razvijati u cilju unapređenja i primene na tržištu.

LITERATURA

[1] Angel R, Abrams DP, Shapiro D, Uzarski J, Webster M (1994). Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign.

[2] da Porto F, Guidi G, Dalla Benetta M, Verlato N (2013). Combined in-plane/out-of-plane experimental behaviour of reinforced and strengthened infill masonry walls. Proceedings of the 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, British Columbia

[3] Calvi GM, Bolognini D (2001). Seismic Response of Reinforced Concrete Frames Infilled with Weakly Reinforced Masonry Panels. Journal of Earthquake Engineering, vol. 5, pp. 153-185.

[4] Pereira M P, Pereira M N, Ferreira JD, Lourenço P (2012). Behavior of damaged masonry infill panels in RC frames subjected to out of plane loads. Architecture Civil Engineering Environment, 5(3), 83-98.

[5] Stafford Smith, B., & Carter, C. (1969). A method of analysis for infilled frames. Proceedings of the institution of civil engineers, 44(1), 31-48.

[6] Saneinejad A, Hobbs B (1995). Inelastic design of infilled frames. Journal of Structural Engineering New York, N.Y., 121(4), 634-649.

[7] Preti M, Bettini N, Plizzari G (2012). Infill walls with sliding joints to limit infill-frame seismic interaction: large-scale experimental test. Journal of Earthquake Engineering, 16(1), 125-141.

[8] Morandi P, Milanesi RR, Magenes G (2016). Innovative seismic solution for clay masonry infills with sliding joints: principles and details. Proceedings of 16th International Brick and Block Masonry Conference (pp. 26-30), 26-30 June, Padova, Italy.

[9] Paulay T, Priestley MJN (1992): Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley and Sons Inc., New York, NY, USA.

[10] Griffith M (2008). Seismic retrofit of RC frame buildings with masonry infill walls: literature review and preliminary case study. JRC Scientific and Technical Reports.

[11] Marinković, M., & Butenweg, C. (2019). Innovative decoupling system for the seismic protection of masonry infill walls in reinforced concrete frames. Engineering Structures, 197, 109435.

[12] INSYSME: Innovative systems for earthquake resistant masonry in reinforced concrete buildings, http://www.insysme.eu, 2019.

[13] Butenweg, C., Marinković, M., & Salatić, R. (2019). Experimental results of reinforced concrete frames with masonry infills under combined quasi-static in-plane and out-of-plane seismic loading. Bulletin of Earthquake Engineering, 17(6), 3397-3422.

[14] Marinković, M., (2018). Innovative system for seismic resistant masonry infills in reinforced concrete frame structures (PhD Thesis), University of Belgrade – Faculty of Civil Engineering.

[15] Kubalski T, Butenweg C, Marinković M, Klinkel S (2017). Investigation of the seismic behaviour of infill masonry using numerical modelling approaches. 16th World Conference on Earthquake Engineering. Santiago, Chile.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
P-3 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Nina Gluhović[1]

PONAŠANJE SMIČUĆIH SPOJEVA IZVEDENIH MOŽDANICIMA SA EKSERIMA SA EKSPLOZIVNIM UPUCAVANJEM

Rezime:

Spregnuto dejstvo između čeličnih nosača i prefabrikovanih ili punih betonskih ploča može da se ostvari primenom različitih vrsta sredstava za sprezanje koji se međusobno razlikuju po svojim osnovnim karakteristikama, vremenu potrebnom za njihovu ugradnju i opremi koja je potrebna za sprovođenje ovog procesa. Mehanički spojena sredstva za sprezanje predstavljaju alternativu tradicionalno korištenim zavarenim moždanicima sa glavom ili zavrtnjevima kao sredstvima za sprezanje. X-HVB moždanici ugrađeni sa dva X-ENP-21 HVB eksera sa eksplozivnim upucavanjem su najznačajniji predstavnici ove grupe moždanika. Ponašanje smičićeg spoja ostvarenog pomoću X-HVB moždanika, analizirano je kroz eksperimentalno ispitivanje i razvoj numeričkih modela moždanika i eksera sa eksplozivnim upucavanjem. U ovom radu prikazani su rezultati sprovedenog ispitivanja, koji treba da doprinesu boljem razumevanju ponašanja X-HVB moždanika, ali i proširenju trenutno male baze dostupnih eksperimentalnih rezultata.

Ključne reči: prefabrikovana gradnja, mehanička spojna sredstva, mehanizmi ankerovanja

BEHAVIOUR OF SHEAR CONNECTIONS REALISED BY CONNECTORS FASTENED WITH CARTRIDGE FIRED PINS

Summary:

Composite action between steel beams and prefabricated or solid concrete slabs can be achieved with various types of shear connectors which differ considering their main properties, installation time and required equipment at the construction site. Mechanically fastened shear connectors represent an alternative solution to the traditionally used welded headed studs or bolted shear connectors. X-HVB shear connectors fastened with two X-ENP-21 HVB cartridge fired pins are their main representative. The behaviour of shear connection realised by X-HVB shear connectors is investigated through experiments and numerical analysis of both parts: shear connectors and cartridge fired pins. Main achievements of this investigation are presented in this paper and should lead to a better understanding of X-HVB shear connectors behaviour and extension of the currently small basis of available experimental results.

Keywords: prefabricated construction, mechanical fasteners, anchorage mechanisms

[1] *Dr, assistant professor, University of Belgrade Faculty of Civil Engineering, nina@imk.grf.bg.ac.rs*

1. INTRODUCTION

Mechanically fastened shear connectors represent an innovative and relatively new group of shear connectors which are fastened to the steel base material with various types of mechanical fasteners. They represent a unique system comprised of two elements, shear connector and mechanical fasteners. Therefore, understanding of behaviour and failure mechanisms of fasteners is essential for the analysis of shear connection with mechanically fastened shear connectors. Experimental and FE numerical investigation of X-HVB 110 shear connectors in prefabricated concrete slabs, as the main representative of mechanically fastened shear connectors, and behaviour of X-ENP-21 HVB cartridge fired pins through shear and tension tests is presented in this paper.

The X-HVB shear connectors are L shaped cold-formed metal connector with 2.0 to 2.5 mm thickness which are produced from DC04 steel, EN 10130:2006 [1]. They are comprised of two parts: fastening leg with holes for installation of two X-ENP-21 HVB cartridge fired pins and anchorage leg with connector head cast into the concrete to prevent separation of concrete slab from steel beam, as presented in Figure 1. The main characteristic of X-HVB shear connectors is lower installation time in comparison to the welded headed studs or bolted shear connectors without welding or predrilling of holes in the base material and profiled sheeting. The installation procedure is performed with a simple hand-held installation tool, which does not require electrical power supply at the construction site. Since installation procedure does not include welding, application of X-HVB shear connectors is also beneficial for the renovation of old buildings, where the applicability of welded studs is doubtful due to unknown weldability of old steel [2].

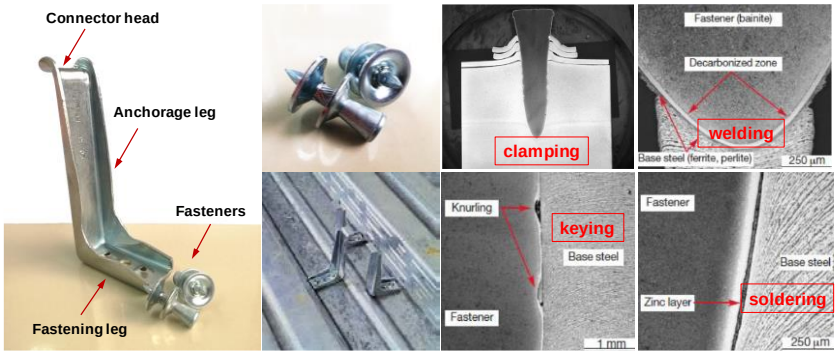


Figure 1 – X-HVB shear connectors and pins anchorage mechanisms, adapted from [3]

Nowadays, application and the main characteristic of X-HVB shear connectors in solid and composite concrete slabs with profiled sheeting are defined in ETA-15/0876 Assessment [4]. The whole range of X-HVB shear connectors with heights from 40 mm to 140 mm can be used for composite steel-concrete construction with normal-weight concrete classes C20/25-C50/60 and with light-weight concrete classes LC20/22-LC50/55 and can be fastened to the steel base material S235, S275 and S355 in qualities JR, JO, J2, K2. X-HVB shear connectors are determined as ductile shear connectors considering requirements given in EN 1994-1-1:2004 [5].

EN 1993-1-3:2009 [6] defines cartridge fired pins as mechanical fasteners which can be used for cold-formed members and sheeting. Failure mechanisms of X-HVB shear connectors are mostly related to the shear failure and pull-out failure of cartridge fired pins. Pull-out failure of cartridge fired pins is associated with the failure of anchorage mechanisms which are developed during the installation procedure. The term "anchorage" refers to the hold obtained by the fastener in the base material [2]. Metals with plastic deformation behaviour provide suitable anchorage mechanism for this type of fasteners and the most important base material is unalloyed structural steel. Anchorage mechanisms are classified as clamping, keying, welding and soldering, as given in Figure 1. Anchorage capacity should be determined through appropriate testing procedures and the contribution of each type of anchorage mechanism in overall anchorage is not constant. It is assumed that clamping obtains the most important influence on fasteners pull-out resistance which is a result of the radial dislocation of the base steel material resulting in plastic strains and residual stresses towards the body of the protruded pin. Other types of anchorage mechanisms such as keying, welding and soldering are the result of high temperatures developed during the highly dynamic installation procedure, melting of zinc layer on the surface of the pin and micro embossments of the knurled surface of the pin.

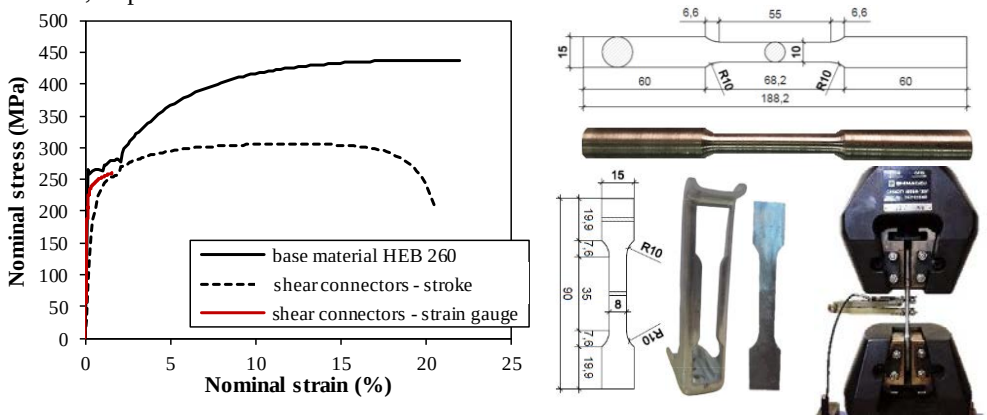
2. EXPERIMENTAL INVESTIGATION

Experimental investigation of mechanically fastened shear connectors in prefabricated concrete slabs was separated into two investigation programs: push-out tests of X-HVB 110 shear connectors and shear and tension tests of X-ENP-21 HVB cartridge fired pins [7]. The experimental program was performed at the University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering. Push-out tests of X-HVB 110 shear connectors were performed to investigate the behaviour of shear connectors positioned in envisaged openings of prefabricated concrete slabs. Complete insight into the behaviour of shear connection was possible through additional investigation of cartridge fired pins. Material properties of shear connectors, steel base material, prefabricated concrete slabs and infill concrete were determined through standard testing procedures.

2.1. INVESTIGATION OF MATERIAL PROPERTIES

Material properties of the shear connector, steel beam HEB 260 which is used for push-out tests and base material of shear and tension test of cartridge fired pins were determined through tension tests of material coupons, as shown in Figure 2. Material properties of X-ENP-21 HVB cartridge fired pins were provided by the kindness of Hilti Company and they are considered as proprietary. The geometry of the examined tensile coupons is given in Figure 2b. The testing procedure was performed according to recommendations given in EN 10002-1:2001 [8]. Round tensile coupons were equipped with digital extensometer which was not applicable for flat tensile coupons due to the specific geometry. Therefore, flat tensile coupons built from shear connector anchorage leg were equipped with two strain gauges for elongation measurements. Similar tensile coupons were built from steel base material of shear and tension tests of cartridge fired pins, which results are presented in Chapter 2.3. Nominal stress-strain curves are given in Figure 2a. Material properties of steel beam HEB 260 for push-out specimens correspond to the steel grade S235 while testing procedure of tensile coupons built from shear connectors indicates that

cold-forming procedure leads to material strength-enhancement in comparison to the average material properties of steel DC04 [1]. Material properties of infill concrete and concrete of prefabricated slabs which were used in push-out tests were obtained by testing concrete cylinders and cubes, as presented in Table 1.



a) nominal stress-strain curves *b) testing specimens*

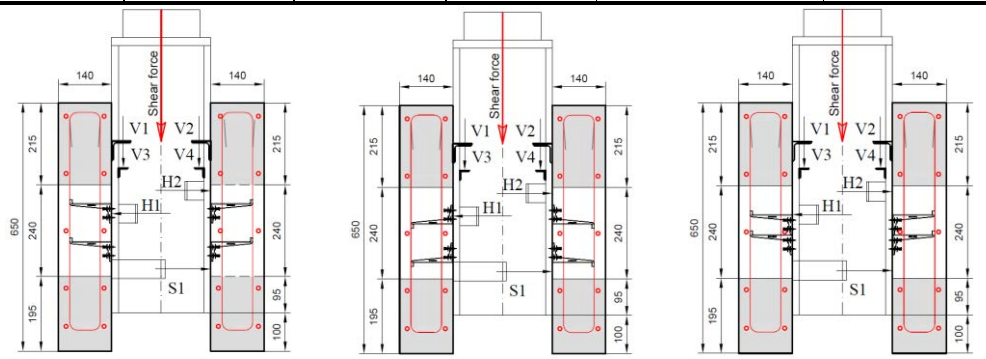
Figure 2 – Examination of steel material properties

2.2. PUSH-OUT TESTS

Push-out tests of X-HVB 110 shear connectors were performed through four test series to investigate the influence of several parameters on the behaviour of shear connection. Influence parameters which were analysed are the orientation of shear connectors relative to the shear force direction, the distance between shear connectors in longitudinal and transversal direction and installation power level which was used during the installation procedure. The geometry of tested push-out tests specimens is given in Table 1 and Figure 3. After the installation of shear connectors and positioning of prefabricated concrete slabs, envisaged openings were filled in the horizontal position with concrete which material properties are presented in Table 1. Influence of shear connector orientation relative to the shear force direction was analysed through HSF and HSB test series. The forward orientation of shear connectors adopted for HSF test series is characterized with the position of shear connector anchorage leg in front of fastening leg, relative to the shear force direction, while fastening leg precede to the anchorage leg in the backward orientation of shear connectors for HSB test series, as presented in Figure 3a and 3b. For both analysed test series shear connectors were positioned at minimal recommended distances in both directions, as presented in Table 1, according to recommendations of ETA-15/0876 Assessment [4]. The forward orientation of shear connectors was further analysed through their group arrangement in HSFg and HSFg-2 test series, without clear distance between shear connectors in both directions, as shown in Figure 3c. For HSF, HSB and HSFg-2 test series, installation power level which was set on the direct fastening tool was 3.5 (maximum 4.0), while smaller installation power level 2.0 was used for test series HSFg, as presented in Table 1. Four specimens were tested for each test series, sixteen specimens in total.

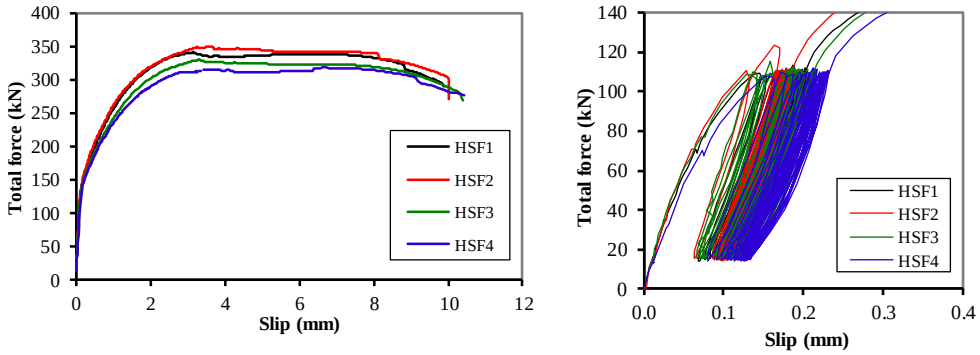
Table 1 – Geometry of push-out test specimens

Specimens series	Connectors spacing (mm)		Installation power level (-)	Properties of infill concrete	
	longitudinal	transversal		compressive strength f_{cm} [MPa]	elastic modulus E_{cm} [GPa]
HSF, HSB	48	23.6	3.5	28.51	27.61
HSFg	0	0	2	33.68	33.05
HSFg-2	0	0	3.5	37.15	35.34



a) HSF series *b) HSB series* *c) HSFg and HSFg-2 series*

Figure 3 – Push-out specimens' layout



a) failure loading *b) cyclic loading*

Figure 4 – Force-slip curve for HSF test series

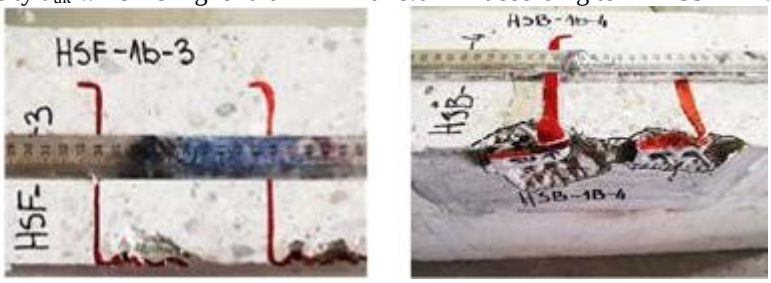
Each specimen was equipped with seven inductive displacement transducers to measure the slip and separation between the concrete slab and steel profile, as presented in Figure 3. The loading regime was adopted as force-controlled cycling loading applied in 25 cycles ranging from 5% and 40% of assumed shear resistance, according to EN 1994-1-1:2004 [5]. After the cyclic loading, failure loading was applied in one step. Results of the push-out testing of HSF test series as force-slip curves for failure loading is presented in Figure 4a, while cyclic loading

is presented in Figure 4b. Mean value of ultimate shear force P_{ult} for each test series is presented in Table 2. Also, this table presents the average value of longitudinal slip measured between concrete slabs and steel profile (sensors V1-V4, Figure 3), for each test series. Longitudinal slip is separated in two parts, initial slip δ_{init} accumulated during cyclic loading and characteristic value of slip capacity δ_{uk} which is obtained for 90% of ultimate shear force on descending branch of the load-slip curve and used as the main property of shear connectors, concerning ductility.

Table 2 – Results of push-out test specimens

Specimens series	Mean value of ultimate shear force P_{ult} [kN]	Average slip	
		initial δ_{init} [mm]	characteristic δ_{uk} [mm]
HSF	335.4	0.12	9.63
HSB	300.3	0.15	8.71
HSFg	284.6	0.11	6.14
HSFg-2	323.8	0.11	7.60

Results presented in Table 2 indicate that the forward orientation of shear connectors (HSF) is more favourable, with approximately 12% higher shear resistance in comparison to the backward orientation (HSB). Group arrangement of shear connectors in HSFg-2 test series with the same installation power level in comparison to the HSF test series does not result in a significant reduction of shear resistance, approximately 4%. Lowering of installation power level for group arrangement of shear connectors of HSFg test series resulted in approximately 14 % lower shear resistance in comparison to the HSFg-2 test series. For all analysed test series, X-HVB 110 shear connector presented ductile behaviour considering obtained characteristic value of slip capacity δ_{uk} which is higher than minimal 6.0 mm according to EN 1994-1-1:2004 [5].



a) HSF test series *a) HSB test series*

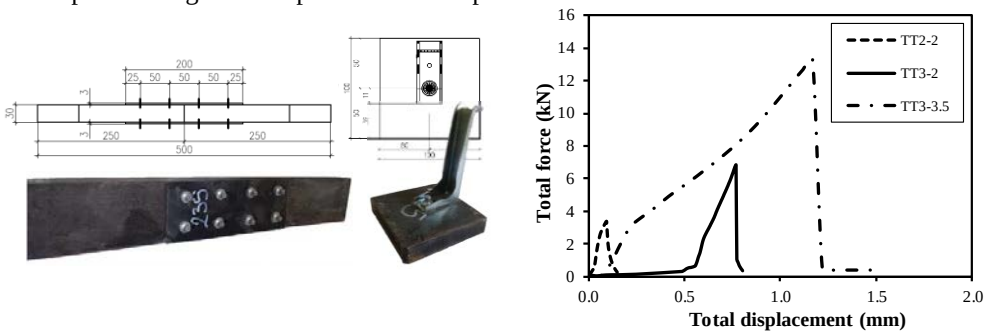
Figure 5 – Failure mechanisms of push-out specimens

Failure mechanisms of HSF and HSB test series are given in Figure 5, presenting prefabricated concrete slabs cut through shear connectors after testing procedure. For all analysed test series with the forward orientation of shear connector, characteristic failure mechanism is the pull-out failure of most cartridge fired pins and shear failure of few pins with small deformation of surrounding concrete and deformation of the shear connector. The backward orientation of shear connectors in HSB test series is characterized with pull-out and shear failure of cartridge fired pins with significant deformation of the fastening leg of shear

connectors and surrounding concrete of prefabricated concrete slabs. Global cracks in prefabricated concrete slabs were not observed for any analysed tests series.

2.3. SHEAR AND TENSION TESTS OF CARTRIDGE FIRED PINS

X-ENP-21 HVB cartridge fired pins were examined through double-lap shear specimens and tension specimens, as shown in Figure 6. The testing procedure was adopted according to recommendations given in ECCS publication [9]. Cover plates of double-lap shear specimens were adopted with 3 mm thickness while, steel base plate was with the thickness of 30 mm. Number of cartridge fired pins per one cover plate was eight, and total number per specimen was sixteen, as shown in Figure 6a. Installation of cartridge fired pins was performed with installation power level 3.5. Achieved steel grade for the base plate of shear test specimens is S355, according to measurements of tensile test coupons. Tensile test specimens were built with the installation of one cartridge fired pin over fastening leg of X-HVB shear connector into 20 mm thick steel base plate, as shown in Figure 6a. Tensile test specimens were built with the variation of base plate steel grade and pins installation power level.



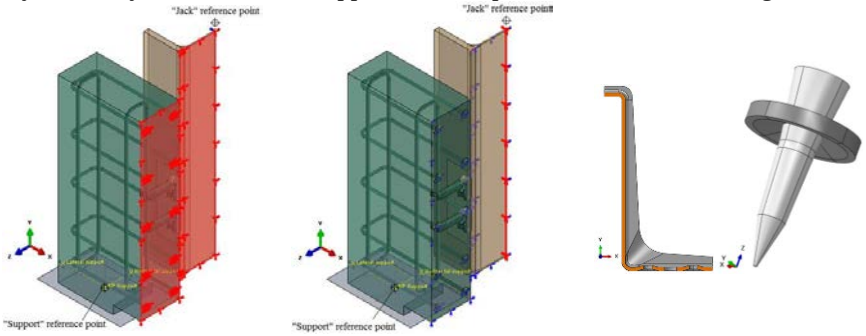
a) shear and tension test specimens *b) pull-out resistance of tension specimens*

Figure 6 – Experimental investigation of X-ENP-21 HVB cartridge fired pins

Obtained failure mechanism of all shear test and tension tests specimens was the pull-out failure of all pins. Mean value of shear resistance per one cartridge fired pin of four examined shear test specimens is 14.11 kN which is approximately 20 % to 30 % lower shear resistance in comparison to the shear resistance per one cartridge fired pin in push-out tests specimens, which results are given in Table 2. Pull-out resistance of tension test specimens is given in Figure 6b. The first number in the designation of the test specimen is the designation of steel grade, i.e. 2 for S275 and 3 for S355, while the second number represents installation power level, 2.0 or 3.5. Lower installation power level 2.0 applied for specimens with different steel grades, resulted in approximately 50 % lower pull-out resistance (TT2-2 vs. TT3-2 specimen). Variation of installation power levels from 2.0 to 3.5 for specimens with the same material properties of base plate increased pull-out resistance for approximately 52 % (TT3-2 vs. TT3-3.5 specimen). Results obtained from the examination of X-ENP-21 HVB cartridge fired pins indicate the influence of steel material properties on pull-out resistance. Also, it can be expected that driving force introduced during installation procedure through installation power levels influence the developed clamping, as main anchorage mechanism, between pin surface and surrounding base material and therefore defines the overall pull-out resistance of cartridge fired pins.

3. NUMERICAL ANALYSIS

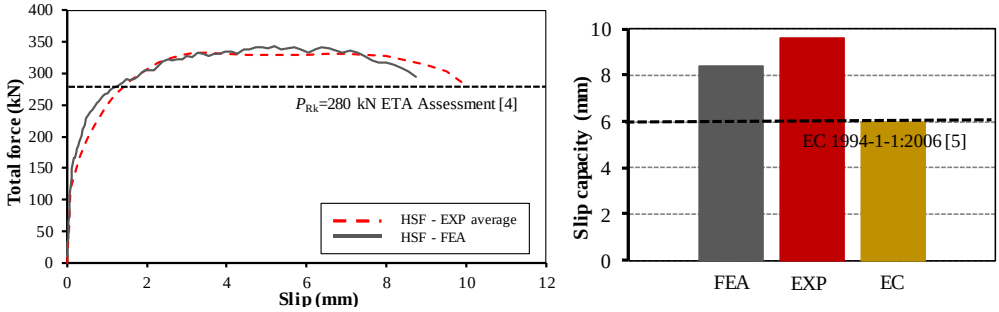
Extensive finite element analysis was conducted to develop and calibrate FE models based on the results of presented experimental research. FE analysis was conducted using Abaqus/Explicit code, version 6.12-3 [10]. FE models matching the push-out tests of four test series were built with all specimens' components: prefabricated concrete slabs, reinforcement bars, steel beam, X-HVB 110 shear connectors and X-ENP-21 HVB cartridge fired pins, with parameters which were varied through experimental analysis, shown in Table 1. Double vertical symmetry boundary conditions were applied for all specimens, as shown in Figure 7a and b.



a) X symmetry *b) Z symmetry* *c) connector and pin model*

Figure 7 – Numerical analysis of push-out specimens – HSF test series

Concrete damage material properties were introduced according to recommendations of Pavlović et al. [11]. Material models of steel base material and the shear connector were applied using a quad-linear material model which includes an elastic response up to the yield point, yield plateau and strain hardening up to the ultimate tensile stress [12]. FE modelling introduced two loading steps: preloading of cartridge fired pins which simulate the installation procedure was introduced as a first step and failure loading applied as a second step. Comparison of experimental results with results of FE analysis for HSF test series is given in Figure 8.

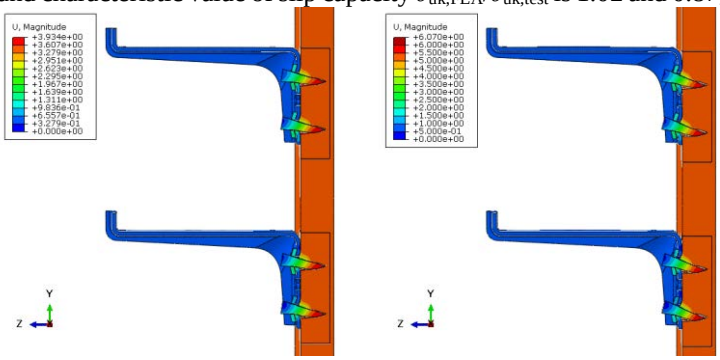


a) force-slip curves *b) slip capacity δ_{uk}*

Figure 8 – Comparison of experimental results with FE analysis – HSF test series

The main achievement of the performed numerical analysis is the definition of the appropriate numerical model which simulates the installation procedure and which was calibrated according to the results of push-out tests and shear and tension test of cartridge fired

pins with various base material properties and installation power levels. A developed numerical approach for simulation of the installation procedure is characterised with prestressing of cartridge fired pins in level which amounts approximately 5 kN per one cartridge fired pin in overall shear resistance of push-out specimen. Good agreement of FE results with experimental results is achieved, considering shear resistance, initial stiffness and failure mechanisms, as shown in Figure 8. Obtained ultimate shear force P_{ult} through experimental and numerical analysis is higher than characteristic shear resistance of X-HVB 110 shear connector, which amounts 280 kN according to ETA-15/0876 Assessment [4]. The obtained ratio between results of FE analysis and experimental results for two analysed parameters, shear resistance $P_{ult,FEA}/P_{ult,exp}$ and characteristic value of slip capacity $\delta_{uk,FEA}/\delta_{uk,test}$ is 1.02 and 0.87, respectively.



a) 96 % of ultimate shear force *b) total slip of 6.0 mm*

Figure 9 – Deformation of shear connector – HSF FE model

Connectors deformation capacity can be obtained through the difference between shear connector displacement at the connector root (displacement at contact with steel profile) and top of the shear connector embedded in concrete, in the direction of the shear force. Deformation of X-HVB 110 shear connectors for HSF test series is presented in Figure 9 for two loading levels. Displacement of X-HVB 110 shear connector is uniform over its height, which was obtained through experimental and FE analysis considering achieved failure mechanisms, which is given in Figure 5a and 9. The deformation of anchorage leg of the shear connector for HSF test series contributes by 8 % to the total displacement of the connector. The remaining, main, part of the total deformation is contributed to deformation of cartridge fired pins in the holes, emphasizing the influence of the cartridge fired pins and developed anchorage mechanisms on the overall behaviour of shear connection.

4. CONCLUSIONS

Mechanically fastened shear connectors represent an innovation in the achievement of shear connection between steel beams and concrete slabs. Despite undoubted advantages of this type of shear connectors, there is a lack of easily available experimental and numerical results in this field, which are mostly considered as proprietary. Experimental and numerical analysis of X-HVB 110 shear connectors and X-ENP-21 HVB cartridge presented in this paper should lead to better insight into the behaviour of shear connection achieved with mechanically fastened shear connectors. Following conclusions can be drawn from the presented analysis:

- forward orientation of shear connectors can be considered as more favourable in comparison to the backward orientation considering shear resistance and failure mechanisms;
- reduction of distance between shear connectors and their group arrangement in envisaged openings of prefabricated concrete slabs does not influence the reduction of shear resistance and does not compromise their ductility which is significant feature considering required tolerances and dimension of envisaged openings in concrete slabs of prefabricated constructions;
- shear resistance, ductility and failure mechanisms of X-HVB shear connectors are mostly related to the behaviour, deformation capacity and failure mechanisms of cartridge fired pins;
- pull-out resistance of cartridge fired pins is influenced by developed anchorage mechanisms during dynamic installation procedure and properties of the steel base material.

ACKNOWLEDGEMENTS

This investigation is supported by the Serbian Ministry of Education, Science and Technological Development through the TR-36048 project. The authors are grateful to Hilti Corporation in Schaan, Liechtenstein and Laboratory of Materials at the University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering for their technical support.

REFERENCES

[1] EN 10130 Cold rolled low carbon steel flat products for cold forming - Technical delivery conditions. Brussels, CEN, 2006.

[2] Beck H, Siemers M, Reuter M., Steel Construction Calendar 2011 - Powder-actuated fasteners and fastening screws in steel construction, Ernst & Sohn, 2011.

[3] HILTI Direct Fastening Technology Manual, 2013.

[4] European Technical Assessment ETA-15/0876, Berlin, Deutsches Institut fur Bautechnik, 2016.

[5] EN 1994-1-1 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussel, CEN, 2004.

[6] EN 1993-1-3 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting, Brussels, CEN, 2009.

[7] Gluhović N., Behaviour of shear connections realised by connectors fastened with cartridge fired pins, Doctoral dissertation, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, 2019.

[8] EN 10002-1 Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at ambient temperature, 2001.

[9] The testing of connections with mechanical fasteners in steel sheeting and sections, ECCS European Convention for Constructional Steelwork, Portugal, 2009.

[10] ABAQUS User Manual, DS SIMULIA Corp, Providence, RI, USA, 2009.

[11] Pavlović M, Marković Z, Veljković M, Buđevac D., Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests, J Constr Steel Res, 88, 2013, 134–149.

[12] Yun X, Gardner L., Stress-strain curves for hot-rolled steels, J Constr Steel Res, 133, 2017, 36–46.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
P-4 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Jelena Dragaš[1], *Snežana Marinković*[2]

EKSPERIMENTALNO ISPITIVANJE BETONA SA VELIKIM SADRŽAJEM LETEĆEG PEPELA U KONSTRUKCIJSKOJ PRIMENI

Rezime:

Ovaj rad prikazuje glavne aspekte sveobuhvatne analize mogućnosti primene betona sa velikom količinom letećeg pepela kao konstrukcijskog betona. Izvršeno je eksperimentalno ispitivanje betona napravljenih sa različitim količinama letećeg pepela kako bi se izvršila analiza fizičkih i mehaničkih karakteristika kao i ponašanja prilikom savijanja i smicanja armiranobetonskih grednih elemenata napravljenih od ove vrste betona. Istraživanje je sprovedeno na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu i publikovano u okviru doktorske disertacije "Granična nosivost armiranobetonskih grednih nosača od betona sa velikim sadržajem letećeg pepela". Analiza sopstvenih i rezultata iz dostupne stručne literature pokazuju da je moguće primeniti postojeće odredbe standarda EN 1992-1-1 na betone sa velikim sadršajem letećeg pepela sa istom preciznošću kao i kod tradicionalnih cementnih betona.

Ključne reči: beton, leteći pepeo, granična nosivost, savijanje, smicanje

EXPERIMENTAL TESTING OF HIGH VOLUME FLY ASH CONCRETE STRUCTURAL APPLICATION

Summary:

This paper shows the main aspects of a comprehensive analysis of possible application of high volume fly ash concrete as a structural material. Experimental testing of concretes with different fly ash quantities was conducted in order to analyze physical and mechanical concrete properties, and bending and shear capacity of reinforced high volume fly ash concrete beams. This research was conducted at the Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade and published as a doctoral thesis titled: "Ultimate capacity of high volume fly ash concrete beams". Analysis of own experimental results and the results from available literature shows that it is possible to apply EN 1992-1-1 on high volume fly ash concrete with the same accuracy as for traditional cement concrete.

Key words: concrete, fly ash, ultimate capacity, bending, shear

[1] *PhD, assistant professor, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, jelenad@imk.grf.bg.ac.rs*
[2] *PhD, full professor, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, sneska@imk.grf.bg.ac.rs*

1. INTRODUCTION

"After water, concrete is the most widely used substance on the planet. But its benefits mask enormous dangers to the planet, to human health – and to culture itself" as described in The Guardian's article titled: *Concrete: The most destructive material on earth*. Actually, if concrete was a country it would be the third largest carbon dioxide emitter in the world, after Chine and the USA [1].

It is well known fact that the cement is a key harmful concrete component. So, reducing the negative environmental effect of concrete in the first place means tackling the cement problem. To bring the cement sector in line with the Paris Agreement on climate change, its annual emissions will need to fall by at least 16% by 2030 [1]. On the other hand, cement is expected to play a vital role in the expansion of the built environment, especially in emerging economies. On a 'business as usual' trajectory, global cement production is set to increase to over 5 billion tonnes a year over the next 30 years (Figure 1) [2].

The cement sector is thus facing a significant expansion at a time when its emissions need to fall fast. From a technical perspective, there are a number of solutions for reducing the emissions associated with cement production: shifting away from the use of fossil fuels, energy efficiency, clinker substitution, novel binders, carbon capture and storage.

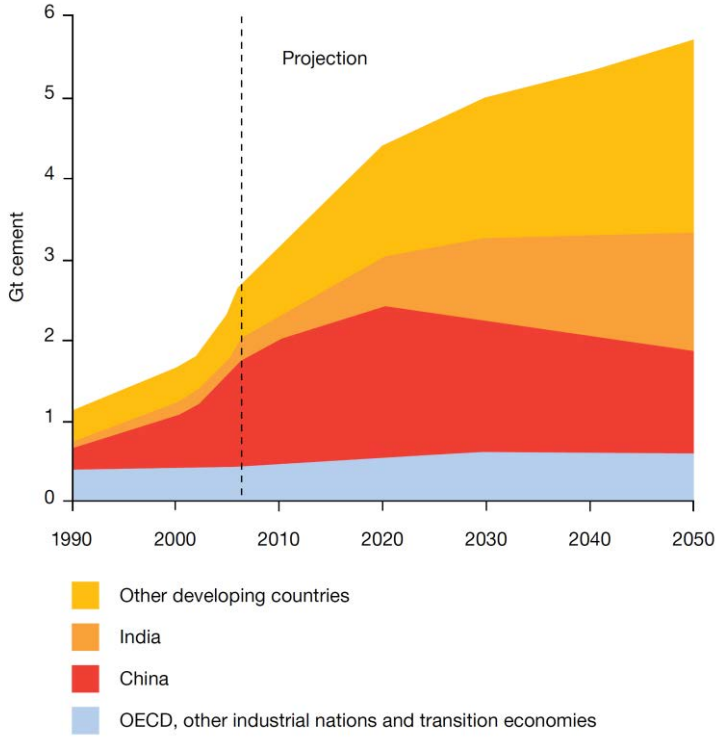


Figure 1 - Cement production in industrialized and developing countries [2]

Clinker substitution involves replacing a part of the clinker content in cement with other materials. This could play a greater role than currently expected. Achieving an average global clinker ratio of 0.60 by 2050, as set out by the 2018 Technology Roadmap [3], has the potential to mitigate almost 0.2 gigatonnes of carbon dioxide (CO_2) in 2050 [2]. Clinker substitution is a very effective solution that can be deployed cheaply today, as it does not generally require investments in new equipment [2]. Currently, the most widely-used substituting materials are industrial byproducts such as: coal fly ash, ground granulated blast-furnace slag and silica fume. However, the availability of these materials is currently diminishing in different countries around the world.

The coal fly ash, usually referred to as fly ash (FA), is a byproduct of the combustion of pulverized coal in thermal power plants. Depending on the type and quality, FA consists of a different proportion of oxides—mostly silica, alumina and calcium—and can display pozzolanic activity. This allows it to be a substitution of cement and fine aggregate in concrete.

Large amounts of FA are still being generated worldwide. Despite the modernization efforts in many countries, the main energy source globally still remains coal combustion. In Serbia, for instance, there are six coal-burning power plants, and their working process has a major environmental consequence – 6 million tons of FA is produced per year, while 200 million tons of FA is already deposited in landfills [4]. At the moment, only 2.7% of the total FA production in Serbia is utilized by the construction industry [4]. Since the 1930s, FA has been used as a partial replacement of clinker in Portland cement, or as an addition in concrete to improve the material's durability, while also limiting the amount of early heat generation. In 1985, the Advanced Concrete Technology Group at CANMENT, Canada, started a project to develop structural high volume FA concrete (HVFAC) [5, 6]. Despite the several decades-long use of FA in concrete, it is still a subject of much research. A great variety of FA physical and chemical properties made it difficult to draw general and unambiguous conclusions about its influence on concrete properties.

2. HVFAC: STATE-OF-THE-ART AND OBJECTIVES

Promising results regarding the use of smaller amounts of FA in concrete encouraged the researchers to push the limits further by developing HVFAC. The tendency of using high amounts of FA in concrete is also motivated by sustainability and a need to use as much waste materials as possible. Studies on HVFAC have been focused on understanding and improving physical and mechanical properties of HVFAC through an extensive research mostly based on trial and error. Until now, depending on the type and amount of FA, HVFAC that possesses the following properties can be produced: good workability, low bleeding and segregation, lower air content, low heat of hydration, acceptable early age strength, good 28-day and high late compressive strengths, tensile strength and modulus of elasticity comparable with traditional cement concrete, and lower creep and shrinkage [7]. Durability of HVFAC is still a question that needs more research to be fully answered. The analysis of available results regarding bond, flexural and shear strength of HVFAC beams was also done. Based on the collected results from the literate it was concluded that no significant difference between bond strength and flexural and shear behavior of HVFAC and traditional cement concrete beams exists [7]. However, these conclusions were obtained mostly on the HVFAC beams made with class C

FA (calcareous FA). More research regarding HVFAC made with class F FA (siliceous FA) is needed for general conclusions to be made.

The aim of the research presented in doctoral thesis [8] was to evaluate and promote the application of HVFAC as a structural concrete. The main objective was to evaluate the possible application of available code predictions defined for cement concrete on HVFAC. In order to draw some general conclusions regarding the mechanical properties of HVFAC, a systematic analysis of the experimental results found in literature was conducted. For that purpose, the database of all adequate experimental results found in literature was made in order to analyze the possible application of available code predications defining the mechanical properties of concrete cement on HVFAC. Own experimental research was conducted in order to design the structural grade HVFAC. Having in mind the heterogeneity of FA's physical and chemical properties and the lack of reliable predictions for HVFAC mechanical properties, extensive experimental research regarding physical and mechanical properties of HVFAC was conducted [8].

The flexural behavior testing of reinforced concrete beams was analyzed on cement concrete and HVFAC beams with equally designed compressive strengths and different longitudinal reinforcement ratios. The shear behavior testing of reinforced concrete beams was done on cement concrete and HVFAC beams with equally designed compressive strength and longitudinal reinforcement ratios but, different shear reinforcement. The evaluation of HVFAC beams flexural and shear behavior in comparison with the cement concrete beams was done based on the collected results from literature and own experimental results obtained in this study. The possible application of available code predications defining the flexural and shear strength of cement concrete on HVFAC beams was analyzed on available cement concrete beams database and collected HVFAC beams [8]. In this paper, only a short presentation of experimental work and the main conclusions were shown.

3. EXPERIMENTAL PROGRAM

Program of experimental research was divided in three phases:

- Testing of concrete component materials;
- Testing of HVFAC physical and mechanical properties;
- Testing of HVFAC reinforced concrete beams.

Having in mind the heterogeneity of FA physical and chemical properties and the lack of reliable predictions for HVFAC mechanical properties, an extensive experimental research regarding physical and mechanical HVFAC properties was conducted. The main objectives of this phase were to produce structural grade HVFAC with the maximum amount of FA and to analyze the influence of different FA amounts and design procedures on physical and mechanical properties of HVFAC. Prior to this phase, comprehensive component material testing (Table 1) was conducted in order to evaluate the applicability of chosen FA in concrete according to EN 450-1 code [9].

Two different HVFAC mixtures were selected for testing of reinforced concrete (RC) beams. The flexural behavior of RC beams was tested on ordinary Portland cement concrete (OPCC) and HVFAC beams with equally designed compressive strengths and different longitudinal reinforcement ratios. The shear behavior of RC beams was tested on OPCC and

HVFAC beams with equally designed compressive strength and longitudinal reinforcement ratios differing in shear reinforcement ratios. The analysis of all relevant parameters influencing the flexural and shear behavior was done along with the comparison of the HVFAC and OPCC beams behavior (Table 1).

Table 1 – Experimental testing program

Component materials ⇨	**Concrete properties** ⇨	**RC beams behavior**
Fly ash - Chemical composition - Particle size distribution - Activity index - Radioactivity	**Physical properties** - Workability - Fresh and hardened density	**Flexural behavior of beams** - Deflection f beam - Strains in compressed concrete - Strains in longitudinal reinforcement - Crack width
Cement - Chemical composition - Particle size distribution **Aggregate** - Particle size distribution - Density - Moisture content - Water uptake	**Mechanical properties** - Compressive strength at 1, 3, 7,14, 28, 90, 180 days - Flexural strength at 28 days - Splitting tensile strength at 28 days - Modulus of elasticity at 3, 7,14, 28, 90, 180 days	**Shear behavior of beams** - Deflection - Strains in concrete - Strains in longitudinal reinforcement - Strains in shear reinforcement - Strains in tensioned concrete - Crack width

1.1. COMPONENT MATERIALS

Testing of the chemical composition and morphology of used FA and cement, physical properties of coarse and fine aggregate, and the development of mix design are shown in this section.

The selection of FA was done according to mean particle size and some preliminary tests on high volume FA pastes with FA obtained from different Serbian thermal power plants. The best results regarding FA concrete workability and compressive strength were obtained using the FA for "Nikola Tesla B" power plant (FA-2) so it was chosen for further testing in HVFAC. The selected FA sample satisfied the requirements defined in the ASTM C 618 [10] standard for class F FA: SiO_2+ Al_2O_3+ Fe_2O_3 > 70% and LOI < 6%. Particle size distribution was tested using the Malvern Instruments *Mastersizer 2000*. The average mean particle size for the selected FA type was 8.53 μm. Specific gravity was determined according to EN 450-1 [9]. The chemical composition of the FA samples, given in Table 2, was determined by X-ray fluorescence analysis.

The commercially available blended Portland cement CEM II/A-M (S-L) 42.5R was used. This type of cement has additions (ground slag and limestone) up to 20% of the total mass but it does not contain FA. Chemical properties and specific gravity of cement are presented in Table 2 along with selected FA properties.

It can be seen that the selected FA had a particle size distribution similar to cement. In this way, high pozzolanic reactivity of FA-2 with the selected cement was enabled. In order to improve the workability of concrete, a polycarboxylate ether polymer-based superplasticizer

(Glenium ACE, *BASF d.o.o.*) was used in some concrete mixtures. The density of the superplasticizer was 1070 kg/m^3.

River aggregate was used as both fine and coarse aggregate.

Table 2 – Chemical and physical properties of cement and FA

Property	**CEM II 42.5R**	**FA-2**	**EN 450-1**
SiO_2 (%)	21.04	58.24	-
Al_2O_3 (%)	5.33	20.23	-
Fe_2O_3 (%)	2.37	5.33	-
SiO_2 +Al_2O_3 +Fe_2O_3	-	83.80	min 70 (%)
TiO_2 (%)	-	0.45	-
CaO (%)	60.43	7.62	-
MgO (%)	2.43	2.01	max 4 (%)
P_2O_5 (%)	-	0.00	max 5 (%)
SO_3 (%)	3.55	2.21	max 3 (%)
Na_2O (%)	0.22	0.52	max 5 (%)
K_2O (%)	0.70	1.51	-
MnO (%)	-	0.03	-
LOI (%)	3.53	2.19	max 5 (%)
Fineness (>45 μm, %)	9.14	10.4	max 12 (%)
Activity index, 28 days (%)	-	87.4	min 75 (%)
Activity index, 90 days (%)	-	101.8	min 85 (%)
Specific gravity (kg/m^3)	3040	2075	-

1.2. CONCRETE PROPERTIES

After the selection of component materials, the second stage of this research was conducted: extensive experimental work done in order to define the process of developing HVFAC mix design using a class F FA from Serbia's power plant. The experimental program consisted of 17 HVFAC and two OPCC mixtures. Detailed presentation of this process and obtained results is shown in doctoral thesis [8] and paper [11]. These mixtures were designed to have different cement quantities (150-200 kg/m^3), fly ash quantities (150-400 kg/m^3) and water amount (180-200 kg/m^3). They were designed to have from 50% to 70% of FA in total amount of cementitious materials (CM).

The presented results showed that HVFAC suitable for structural use can be made with class F FA from "Nikola Tesla B" power plant in the amount equal or higher than 50% of total CM mass. Satisfactory early age (3-day compressive strength higher than 10 MPa) and 28-day compressive strengths (higher than 30 MPa) were obtained with adequate workability of HVFAC mixtures. Since these requirements were met in HVFAC mixtures with different FA and CM amount, mixtures with highest FA amount fulfilling requirements of the structural testing phase were chosen for further evaluation. It was shown that concrete mixtures with 200 kg/m^3 of cement, 200/350 kg/m^3 of class F FA and up to 2% of commercially available

superplasticizer could be used to produce structural grade HVFAC. Mixture with 200 kg/m^3 of cement and 350 kg/m^3 of FA was used to make HVFAC for beams tested in bending, and mixture made with 200 kg/m^3 of cement and 200 kg/m^3 of FA for HVFAC used to make beams tested in shear.

1.3. RC BEAMS TESTING AND ANALYSIS

A considerable amount of research has been performed regarding the physical and mechanical properties of HVFAC and some work was also done on the evaluation of its material properties through standards for cement concrete. The next step closer to the greater practical use of HVFAC is an extensive experimental evaluation of HVFAC structural behavior. Therefore, the next step in this research was the evaluation of selected HVFAC mixtures in RC beams tested in four-point bending test to conduct a comprehensive comparative analysis between OPCC and HVFAC beam behavior. All tested beams were casted in wooden molds (Figure 2) with the dimension of 20x30 cm in cross section and 350 in total length.

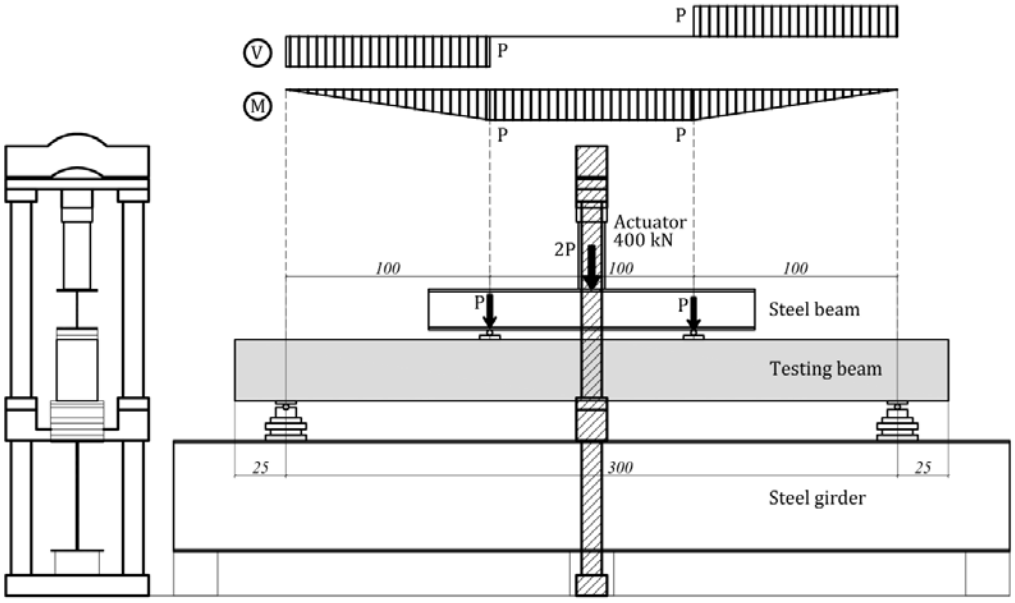


Figure 2 – Experimental set up: four-point bending test [8]

When structural application of RC beams is in question, gravity load induced stresses are first step in every structural analysis. This is why a RC beam loaded with two forces in thirds of it span was chosen for the analysis of flexural, and behavior under shear. Figure 2 shows chosen beam span and set up for both flexural and shear testing.

This part of the experimental program was designed to give comparative results of HVFAC and OPCC beams' flexural and shear behavior. Two different set of HVFAC and referent OPCC mixtures were chosen for bending and shear, to analyze two FA quantities. The

geometry and properties of corresponding HVFAC and OPCC beams along with the experimental set-up were designed to be identical, differing only in the concrete type. All other factors influencing flexural/shear behavior were the same in the tested HVFAC and OPCC beams: cross-section dimensions, shear reinforcement ratio, cement, FA, and aggregate type.

To address the question of the HVFAC beams flexural behavior, an experimental program was designed to give comparative results of the HVFAC and OPCC beams flexural behavior. Two groups of beams were made and tested. The first group was made with a minimum reinforcement ratio and the second with a five times higher longitudinal reinforcement ratio. Beams were tested until failure and presented similar behavior in all steps until failure (Figure 3).

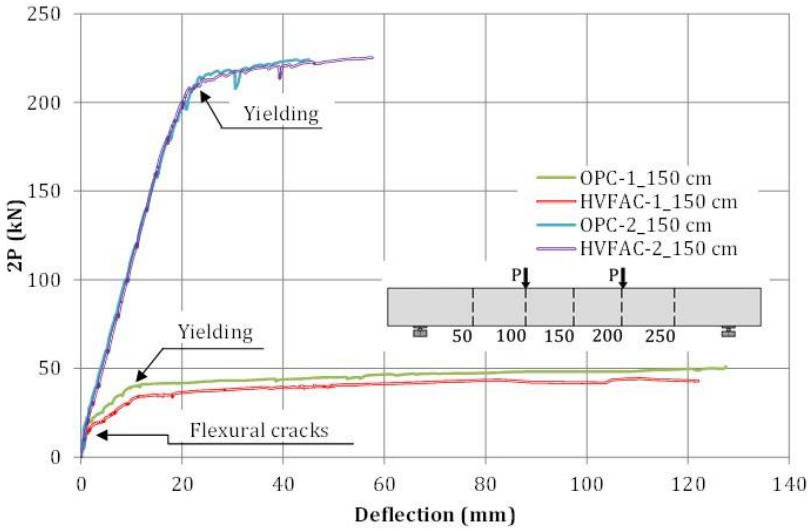


Figure 3 – Load-deflection curves for all beams tested in flexure

To address the concern of the shear strength of HVFAC beams compared with the OPCC, full-scale shear tests were performed on six beams. All beams in this part of the study had the same longitudinal reinforcement and different shear reinforcement ratios. The first group of beams was made without shear reinforcement in the tested shear span; the second group was made with a minimum shear reinforcement ratio; the third group of beams was made with twice the minimum shear reinforcement. After an extensive experimental analysis, it was concluded that the difference between the OPCC and HVFAC ultimate shear stress levels was not significant. Figure 4 shows the behavior of the first group of beams made without shear reinforcement. Failure type was also very similar on all three types of beam compered to their referent OPCC beams. Typical failure mode of shear reinforced beam (reinforced with 1.5 times higher reinforcement compared with minimal) expressed during testing is shown in Figure 5.

Detailed experimental results included measurements of deflection along the beam span, strains in compressed concrete, strains in tensioned longitudinal and shear reinforcement,

strains in tensioned concrete in the shear span, crack width and pattern and applied force. Analysis of all these parameters can be found in detail in [8].

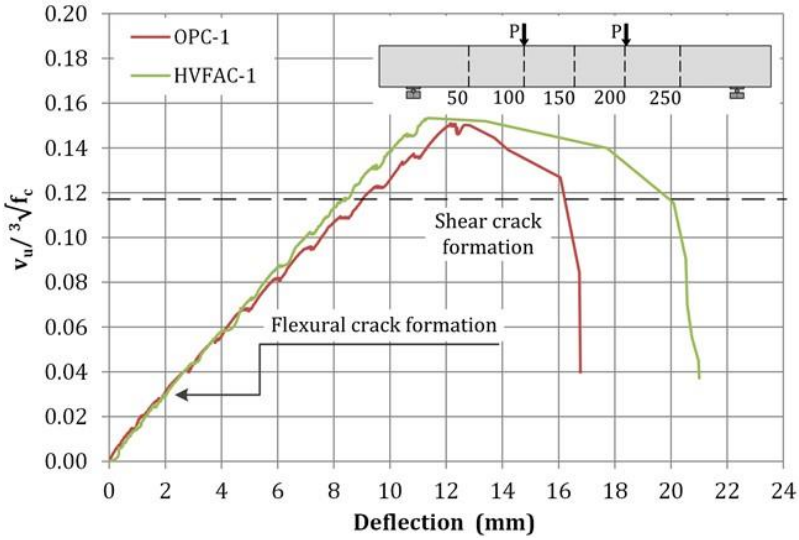


Figure 4 – Load-deflection curves for beams without shear reinforcement tested in shear

Figure 5 – Failure section of HVFAC beam reinforced with ϕ6/15 shear reinforcement

The last part of the doctoral thesis [8] was the extensive analysis of possibility to apply existing Eurocode provisions for concrete material and structural properties and predictions of RC elements ultimate bending and shear capacity. The analysis was conducted based on own experimental results and available results from literature using statistical analysis.

4. CONCLUSION

Based on own experimental testing and the analysis of the results from available literature, the following key conclusions were made:

- No significant differences between the OPCC and HVFAC beams with regard to the ultimate bending moment exist;

- HVFAC and OPCC beams tested for shear behavior show similar behavior in all steps until failure, with similar ultimate shear stresses differing by not more than 10%;
- The application of EN 1992-1-1 on the flexural and shear strength prediction calculation shows no significant difference between the OPCC and HVFAC beams.

REFERENCES

[1] Lehne J., Preston F.: Making Concrete Change Innovation in Low-carbon Cement and Concrete, Chatham House Report, The Royal Institute of International Affairs, 2018.

[2] Müller N., Harnisch J.: A blueprint for a climate friendly cement industry, World Wide Fund for Nature's (WWF), Ecofys Germany, 2008.

[3] International Energy Agency, Cement Sustainability Initiative, 2018. Technology Roadmap. Low-carbon transition in the cement industry. Paris, France. https://doi.org/10.1007/SpringerReference_7300

[4] EPS (Electric Power Industry of Serbia): Technical Report for 2011, Electric Power Industry of Serbia, 2011. http://www.eps.rs/GodisnjiIzvestaji/%0AGodisnjak EPS 2011_sr_web.pdf

[5] Malhotra, V.M., Mehta, P.K.: High-Performance, High-Volume Fly Ash Concrete for Building Sustainable and Durable Structures, Third Edit. ed. Supplementary Cementing Materials for Sustainable Development Inc., Ottowa, Canada, 2005.

[6] Bouzoubaa, N., Malhotra, V.M.: Performance of Lab-Produced High-Volume Fly Ash Cements in Concrete. Concr. Int. 23, 2001, pp. 31–35.

[7] Marinković S. and Dragaš J.: Fly ash, Waste and Supplementary Cementitious Materials in Concrete: Characterisation, Properties and Applications, Siddique R. and P. Cachim, Eds. Woodhead Publishing, 2018, pp. 325–360.

[8] Dragaš, J.: Ultimate capacity of high volume fly ash concrete beams, PhD Thesis, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, 2018.

[9] CEN: EN 450-1: Fly ash for concrete — Part 1: Definition, specifications and conformity criteria. European Committee for Standardization, Brussels, 2012.

[10] ASTM C618: Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete, West Conshohocken, Pennsylvania, 2015.

[11] Dragaš, J., Tošić, N., Ignjatović, I., Marinković, S.: Mechanical and time-dependent properties of high-volume fly ash concrete for structural use. Magazine of Concrete Research, 2016, pp. 68, 632–645. https://doi.org/10.1680/jmacr.15.00384

[12] CEN: EN 1992-1-1: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.

[13] CEN: EN 206-1: Concrete – Part 1: Specification performance, production and conformity. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 2011.

ДГКС ASES

U1 – U6

UVODNA IZLAGANJA

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
U-1 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Leroy Gardner[1] and Fiona Walport[2]

PROJEKTOVANJE METALNIH KONSTRUKCIJA PRIMENOM NAPREDNE ANALIZE SA OGRANIČENJEM DILATCIJA

Rezime: (style:

Ovaj rad prikazuje tačan, dosledan i elegantan pristup za projektovanje metalnih konstrukcija neelastičnom analizom drugog reda. Obuhvaćene su sledeće komponente: (1) konstitutivno modeliranje vrućevaljanog čelika, hladnooblikovanog čelika i nerđajućeg čelika, (2) ekvivalentne geometrijske imperfekcije pogodne za primenu u neelastičnoj analizi drugog reda, (3) razmatranje izbočavanja na punom poprečnom preseku i (4) ograničenje dilatacija za definisanje nosivosti preseka i kapaciteta deformacije u gredama primenom metode konačnih elemenata. Predloženi pristup omogućava da se na dosledan način analiziraju preseci svih klasa i ovde se primenjuje u proračunu niza konstruktivnih elemenata i okvirnih nosača od čelika i nerđajućeg čelika.

Ključne reči: Napredna analiza; CSM; Neelastična analiza; Izbočavanje; Ograničenje dilatacija.

DESIGN OF METAL STRUCTURES BY ADVANCED INELASTIC ANALYSIS WITH STRAIN LIMITS

Summary:

An accurate, consistent and elegant framework for the design of metal structures by second order inelastic analysis is set out herein. The following components are covered: (1) constitutive modelling for hot-rolled steel, cold-formed steel and stainless steel, (2) equivalent geometric imperfections suitable for use in second order inelastic analysis, (3) consideration of local buckling on a full cross-section basis and (4) strain limits to define cross-section resistance and deformation capacity in beam finite element models. The proposed approach allows cross-sections of all classes to be analysed in a consistent manner, and is applied herein to the design of a series of steel and stainless steel structural elements and frames.

Key words: Advanced analysis; CSM; Inelastic analysis; Local buckling; Strain limits.

[1] *Full professor, Imperial College London, leroy.gardner@imperial.ac.uk*
[2] *Research associate, Imperial College London, fiona.walport12@imperial.ac.uk*

1. INTRODUCTION

Traditional structural design is essentially a two-step process involving a simple structural analysis, where frame level imperfections and second order effects are typically covered, followed by detailed semi-empirical design checks on individual members, with approximations made for system interaction effects, to capture the remaining structural phenomena, as outlined in Figure 1. This results in steps in cross-section capacity predictions and no consideration for the influence of strain hardening, while allowance for plastic redistribution is either zero (Class 2-4 cross-sections) or 100% (Class 1 cross-sections). In general, the more sophisticated the analysis, the fewer the subsequent number of design checks required. In advanced (second order) inelastic analysis with imperfections, the erosion of stiffness due to buckling and plasticity is explicitly modelled, and consequently the distribution of internal forces and moments within a structure are accurately determined [1–5]; similarly, frame and member stability effects are directly captured [6], as indicated in Figure 1. This offers the potential for more efficient, more sustainable and safer structures, as well as streamlining of the design process. Efficient structural design is of particular importance for high value materials such as stainless steel to ensure cost-effective outcomes [7]. This paper outlines the key components of a new framework for the design of metal structures by second order inelastic analysis with strain limits.

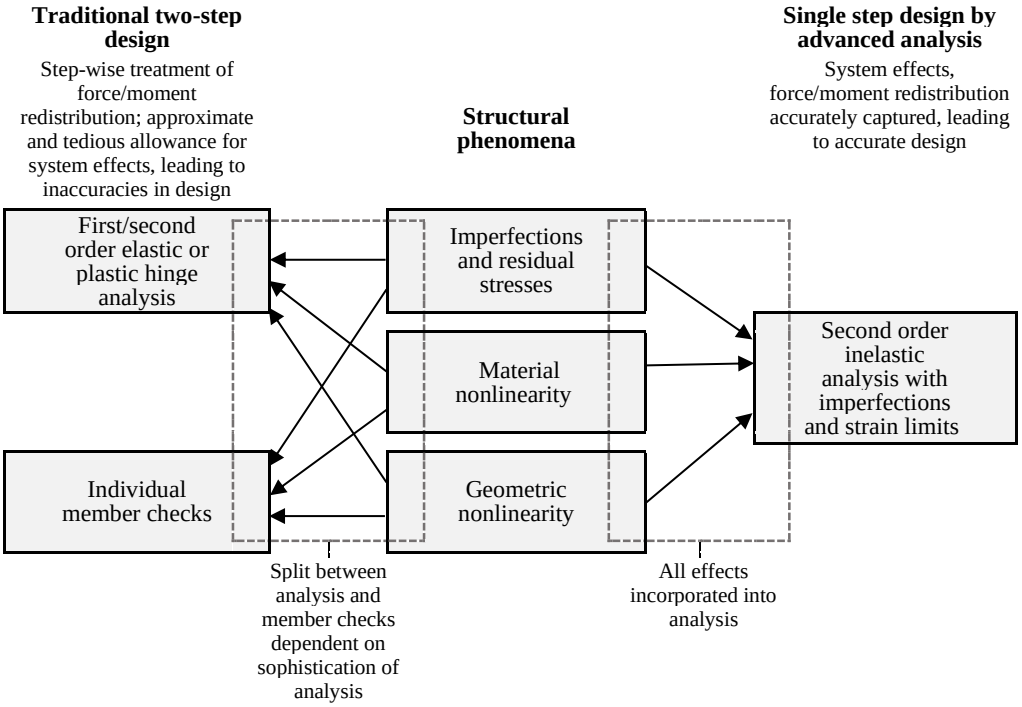


Figure 1 – Comparison of treatment of key structural phenomena in traditional versus proposed design method.

2. CONSTITUTIVE MODELLING FOR HOT-ROLLED STEEL, COLD-FORMED STEEL AND STAINLESS STEEL

The most accurate and reliable representation of the behaviour of a structure is achieved through the use of second order inelastic analysis. While simplified stress-strain models (e.g. elastic or elastic, perfectly plastic) are widely accepted for traditional design purposes, for more advanced analysis, an accurate characterisation of material behaviour over the full range of strains is required. Hot-rolled steel, cold-formed steel and stainless steel have different material stress-strain responses, reflecting the different chemical compositions and production techniques.

Hot-rolled steel is characterised by a linear elastic response up to the yield point, followed by a yield plateau and then some strain hardening. Yun and Gardner [8] developed a quad-linear material model, based on over 500 experimental stress-strain curves. The first two stages of the model define the elastic response to yield and the yield plateau, while the third and fourth stages define the strain hardening behaviour, as shown in Figure 2a and described by Eq. (1), where σ and ε are the engineering stress and strain, respectively, E is the Young's modulus, f_y is the yield stress, ε_y is the yield strain, ε_{sh} is the strain hardening strain determined from by Eq. (2), ε_u is the ultimate strain determined from by Eq. (3), E_{sh} is the strain hardening modulus determined from by Eq. (4), f_u is the ultimate stress, and $f_{C1\varepsilon u}$ and $C_1\varepsilon_u$ define the stress and strain, respectively, at the intersection of the third and fourth stages of the material model.

$$\sigma = \begin{cases} E\varepsilon & \text{for} \quad \varepsilon \le \varepsilon_y \\ f_y & \text{for} \quad \varepsilon_y < \varepsilon \le \varepsilon_{sh} \\ f_y + E_{sh}\left(\varepsilon - \varepsilon_{sh}\right) & \text{for} \quad \varepsilon_{sh} < \varepsilon \le C_1\varepsilon_u \\ f_{C_1\varepsilon_u} + \dfrac{f_u - f_{C_1\varepsilon_u}}{\varepsilon_u - C_1\varepsilon_u}\left(\varepsilon - C_1\varepsilon_u\right) & \text{for} \quad C_1\varepsilon_u < \varepsilon \le \varepsilon_u \end{cases} \tag{1}$$

$$\varepsilon_{sh} = 0.1\frac{f_y}{f_u} - 0.055 \quad \text{but} \quad 0.015 < \varepsilon_{sh} \le 0.03 \tag{2}$$

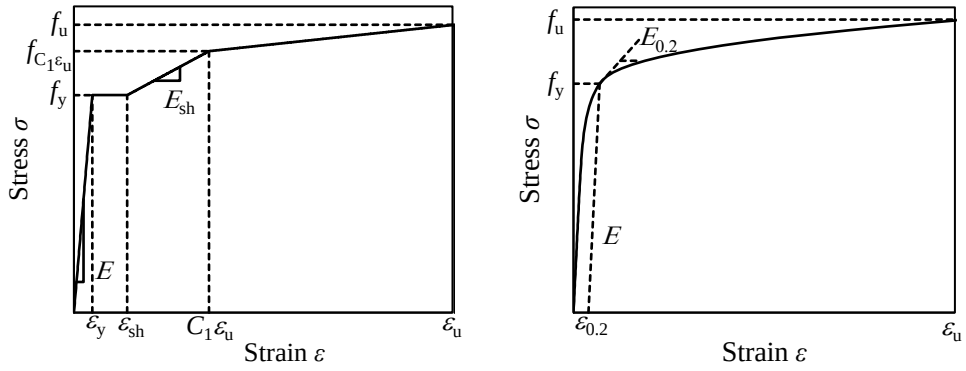
$$\varepsilon_u = 0.6\left(1 - \frac{f_y}{f_u}\right) \quad \text{but} \quad \varepsilon_u \ge 0.06 \tag{3}$$

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{C_2\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} \tag{4}$$

Eqs. (5) and (6) define the two material coefficients C_1 and C_2; C_1 defines the intersection between the third and fourth stages of the material model and C_2 is used to define the strain hardening slope in Eq. (4).

$$C_1 = \frac{\varepsilon_{sh} + 0.25\left(\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}\right)}{\varepsilon_u} \tag{5}$$

$$C_2 = \frac{\varepsilon_{sh} + 0.4\left(\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}\right)}{\varepsilon_u} \tag{6}$$



(a) Quad-linear material model for hot-rolled steel

(b) Two-stage Ramberg-Osgood material model for cold-formed steel and stainless steel

Figure 2 – Constitutive modelling for (a) hot-rolled steel, and (b) cold-formed steel and stainless steel

Cold-formed steel and stainless steel exhibit rounded stress-strain behaviour with no clear yield point and significant strain hardening [9,10]. The two-stage Ramberg-Osgood material model is utilised to represent this response, as shown in Figure 2b and given by Eqs. (7) and (8), where f_y is the yield (0.2% proof) stress, E_y is the tangent modulus at the 0.2% proof stress, defined by Eq. (9), $\varepsilon_{0.2}$ is the total strain at the 0.2% proof stress, equal to $0.002 + f_y/E$, and n and m are the strain hardening exponents. The material stress-strain response of cold-formed steel and stainless steel results in early material softening and zones of developing plasticity with gradually reducing stiffness.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + 0.002\left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^n \qquad \text{for} \qquad \sigma \le f_y \tag{7}$$

$$\varepsilon = \varepsilon_{0.2} + \frac{\sigma - f_y}{E_y} + \left(\varepsilon_u - \varepsilon_{0.2} - \frac{f_u - f_y}{E_y}\right)\left(\frac{\sigma - f_y}{f_u - f_y}\right)^m \qquad \text{for} \qquad f_y < \sigma \le f_u \tag{8}$$

$$E_y = \frac{E}{1 + 0.002n\dfrac{E}{f_y}} \tag{9}$$

The material models described above are included in the draft Eurocode prEN 1993-1-14 [11] for the design of steel structures by finite element analysis.

3. EQUIVALENT GEOMETRIC BOW IMPERFECTIONS FOR USE IN DESIGN BY SECOND ORDER INELASTIC ANALYSIS

Initial geometric and material (residual stresses) imperfections occur in structural members and systems and can have a deleterious influence on load-carrying capacity. To avoid the need to explicitly model residual stresses in an analysis, the Eurocodes provides equivalent bow imperfections that implicitly account for the combined effects of geometric and material imperfections. The existing provisions in EN 1993-1-1 [12,13] for second order elastic analysis (GNIA) [14] are generally unsuitable for second order inelastic analysis and can give over-predictions (i.e. unconservative results) or under-predictions (i.e. conservative results) of buckling resistance depending on the form of the adopted material stress-strain curve.

Equivalent bow imperfection amplitudes for use in design by second order inelastic analysis have been developed by Walport et al. [15], as given by Eq. (10). The required imperfections $e_{0,req}$ were derived such that the peak axial loads obtained using a second order inelastic analysis (GMNIA $e_{0,req}$) aligned with benchmark ultimate loads N_{FE} obtained from validated finite element models with geometric imperfections in the form of a half-sine wave of amplitude $L/1000$ (L being the member length) and residual stresses (GMNIA $L/1000$ +R.S.), as illustrated in Figure 3. The influence of material nonlinearity is directly captured in the analysis while the varying influence of residual stresses for different cross-sections and axes of buckling is captured through the imperfection factor α [15]. The proposed expression for determining the equivalent bow imperfection amplitude (Eq. (10)) was then selected to provide safe-sided and reliable predictions of the set of required $e_{0,req}$ values across a range of cross-section types, member slenderness values and materials. A reference relative bow imperfection $\beta = 1/150$ has been proposed for all cross-section types in hot-rolled steel, cold-formed steel and stainless steel and shown to yield accurate and consistent results.

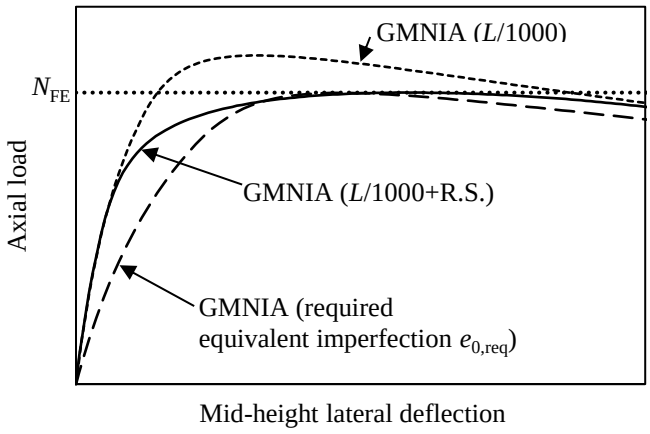


Figure 3 – Required equivalent imperfections $e_{0,req}$ determined to match benchmark FE ultimate loads N_{FE} as derived using GMNIA with imperfection magnitudes of L/1000 and residual stresses (R.S.)

$$\frac{e_0}{L} = \alpha\beta = \frac{\alpha}{150} \quad \text{but} \quad \frac{e_0}{L} \geq \frac{1}{1000} \tag{10}$$

The derived equivalent bow imperfection amplitude may be applied by either: (1) direct modelling of the imperfection shape as a half-sine wave, or (2) scaling of a suitable elastic critical buckling mode [15]. Additionally, it was proposed [15] that the characteristic (fifth percentile) value of E should be employed in design by GMNIA to satisfy the reliability requirements of EN 1990 [16]; this corresponds to values of E = 200000 N/mm^2 for steel and E = 191000 N/mm^2 for stainless steel [15].

4. LOCAL BUCKLING ON A FULL CROSS-SECTION BASIS

Local buckling is generally treated on an element-by-element basis through cross-section classification and effective width formulae. In reality, a cross-section is an assemblage of plates that interact with one another; therefore, it is more appropriate to consider local buckling on a full cross-section basis. Formulae for calculating elastic local buckling stresses $\sigma_{cr,cs}$ of full cross-sections have been developed by Gardner et al. [17]. Plate interaction is implicitly accounted for in these expressions through an interaction coefficient ζ. The expressions are based on the underlying concept that the elastic local buckling stress of the full cross-section $\sigma_{cr,cs}$ is bound by that of the critical plate with simply-supported and fixed boundary conditions along the adjoined edges. These expressions have been derived for compression, bending and combined compression plus bending and provide accurate predictions of numerical results; ignoring element interaction can result in underestimations of buckling stresses by as much as 50% for common cross-section types. In the example shown in Figure 4, an IPE 140 is subjected to combined compression and major axis bending – considered in isolation i.e. assuming simply-supported boundary conditions along the adjoined plate edges, the web and flange suffer elastic local buckling simultaneously at a stress of 2916 MPa, but considering element interaction i.e. local buckling of the full cross-section, this increases by 18% to 3440 MPa [17].

Local buckling half-wavelengths are useful in analytical and numerical models for defining geometric imperfections, as well as in the proposed method of design by second order inelastic analysis with CSM strain limits discussed in this paper and further described in Section 5. Formulae for determining elastic local buckling half-wavelengths $L_{b,cs}$ of full cross-sections under compression, bending and combined loading have been developed by Fieber et al. [18]. These expressions are based on the corresponding expressions for the full cross-section local buckling stress $\sigma_{cr,cs}$ and provide accurate predictions compared with numerical results.

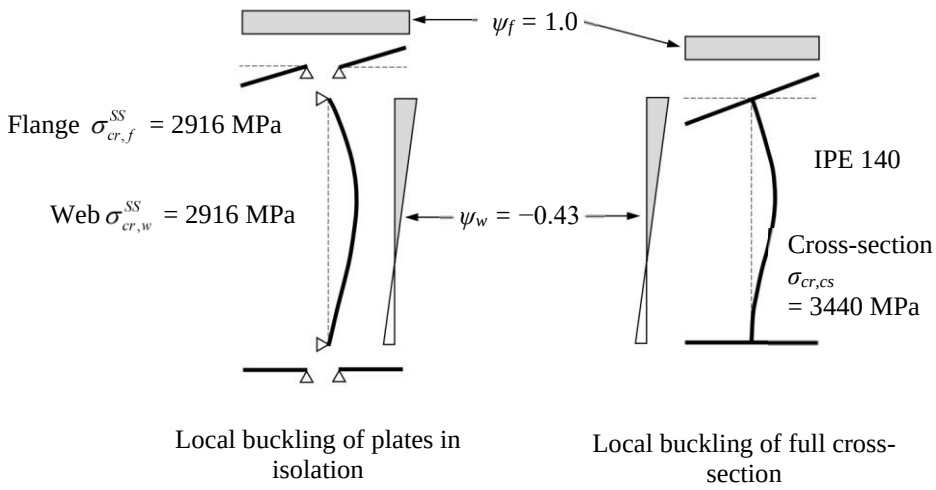


Figure 4 – Comparison between local buckling stresses of isolated plates ($\sigma_{cr,f}^{SS}$ and $\sigma_{cr,w}^{SS}$) forming an IPE 140 and full cross-section $\sigma_{cr,cs}$ under combined compression and major axis bending with a stress distribution of $\psi_w = -0.43$ in the web.

5. STRAIN LIMITS TO DEFINE CROSS-SECTION FAILURE

Advanced analysis [1,19–23] is commonly carried out using beam finite elements for ease of use and computational efficiency but these elements cannot capture local cross-section deformations [3,24]. Shell finite elements are able to capture cross-section local buckling behaviour, but are computationally expensive. A practical solution is to use beam elements, with strain limits applied to define cross-section failure due to local buckling. In this approach [3,25,26], the strain limits are taken from the continuous strength method (CSM) [27,28]. Hence, cross-section slenderness-dependent levels of spread of plasticity, moment redistribution and strain hardening are exploited in a consistent and accurate manner. Additionally, the continuous nature of the approach allows all cross-sections (i.e. all cross-section classes) to be designed in the same way.

The limiting strains ε_{csm}, which should be applied to the maximum compressive strains ε_{Ed} at all cross-sections in the structure such that Eq. (11) is satisfied, are determined as a function of cross-section slenderness from the CSM base curve, as given by Eqs. (12) and (13) for hot-rolled steel:

$$\frac{\varepsilon_{Ed}}{\varepsilon_{csm}} \leq 1 \tag{11}$$

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \frac{0.25}{\overline{\lambda}_p^{3.6}} \quad \text{but} \quad \leq \Omega \quad \text{for} \quad \overline{\lambda}_p \leq 0.68 \tag{12}$$

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \left(1 - \frac{0.222}{\bar{\lambda}_p^{1.05}}\right)\frac{1}{\bar{\lambda}_p^{1.05}} \quad \text{for} \quad 0.68 < \bar{\lambda}_p \leq 1.0 \tag{13}$$

and Eqs. (14) and (15) for cold-formed steel and stainless steel:

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \frac{0.25}{\bar{\lambda}_p^{3.6}} + \frac{0.002}{\varepsilon_y} \quad \text{but} \quad \leq \Omega \quad \text{for} \quad \bar{\lambda}_p \leq 0.68 \tag{14}$$

$$\frac{\varepsilon_{csm}}{\varepsilon_y} = \left(1 - \frac{0.222}{\bar{\lambda}_p^{1.05}}\right)\frac{1}{\bar{\lambda}_p^{1.05}} + \frac{0.002\left(\sigma / f_y\right)^n}{\varepsilon_y} \quad \text{for} \quad 0.68 < \bar{\lambda}_p \leq 1.0 \tag{15}$$

where $\bar{\lambda}_p = \sqrt{f_y / \sigma_{cr,cs}}$ is the local slenderness of the full cross-section, ε_y is the yield strain, ε_u is the ultimate strain, σ is the maximum compressive stress, f_y is the yield (or 0.2% proof) stress, n is the strain hardening exponent and Ω is a project specific design parameter defining the permissible level of plastic deformation, with a recommended value of 15 to prevent excessive deformation [26]. The different CSM base curve equations reflect the differences in the material stress-strain behaviour i.e. sharply defined yielding for hot-rolled steel [8] and a rounded response for cold-formed steel [9] and stainless steel [10], which should be appropriately modelled in the inelastic analysis – see Section 2.

Failure of a member or structure is defined as the point at which the CSM strain limit is first reached or, in stability governed cases where the peak load occurs prior to the CSM strain limit being reached, the peak load is taken as the ultimate load [29]. The maximum strains output from the analysis at each cross-section may be averaged over the elastic local buckling half-wavelength $L_{b,cs}$ to allow for the beneficial effects of local moment gradients. The presence of stiffeners locally constrains the shape of the cross-section and hence the local buckling half-wavelength is located to either side of stiffeners.

Figure 5 shows the results for an example S355 hot-rolled steel RHS 100×40×3 beam-column with a member slenderness $\bar{\lambda} = 0.5$; the cross-section has a local slenderness $\bar{\lambda}_p$ equal to 0.33 with a corresponding CSM strain limit $\varepsilon_{csm}/\varepsilon_y$ of 13.8 based on the first order stress distribution at the critical cross-section (located at the top end of the member) and an elastic local buckling half-wavelength of $L_{b,cs}$ = 68 mm. Applying the proposed method of design by second order inelastic analysis using beam finite elements with an equivalent bow imperfection, as discussed in Section 3, and the CSM strain limit of 13.8, results in a resistance prediction close to but on the safe side of the benchmark shell FE model prediction [3], while providing a 28% increase in capacity over the prEN 1993-1-1 [13] resistance prediction (GNIA + linear plastic cross-section check [13,14]).

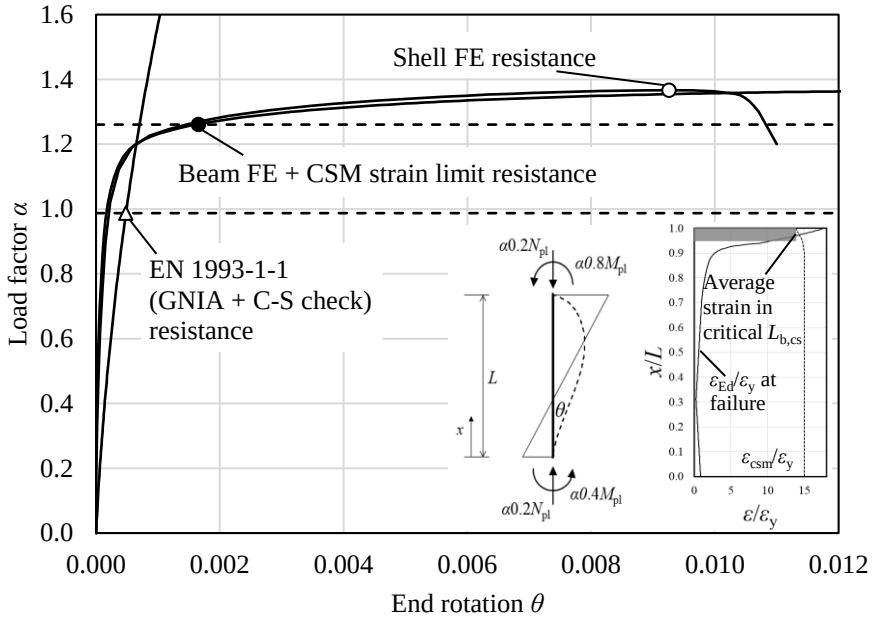


Figure 5 – Design of an S355 hot-rolled steel RHS 100×40×3 beam-column with $\bar{\lambda}$ = 0.5

With increasing indeterminacy, which is typically associated with more complex structural systems, the benefits of performing design by second order inelastic analysis with CSM strain limits tends to increase; while at member level design, the CSM strain limits capture the beneficial effects of strain hardening and local moment gradients, at system level, the strain limits also control the degree of permissible moment redistribution due to plastification and instability. Figure 6 shows the response of an example ferritic stainless steel multistorey asymmetric frame; the critical cross-section (with the solid circle) has a local buckling half-wavelength $L_{b,cs}$ equal to 444 mm, a cross-section slenderness $\bar{\lambda}_p$ equal to 0.47 and a corresponding CSM strain limit $\varepsilon_{csm}/\varepsilon_y$ of 5.85.

Design by second order inelastic analysis using beam finite elements with CSM strain limits (GMNIA + CSM strain limit) results in a system resistance prediction that is close to but on the safe side of the shell FE model prediction, while providing a 30% increase in capacity over EN 1993-1-4 [30], implemented using GNIA + linear plastic cross-section checks [13,14]. Note that if no strain limits were applied to the beam FE advanced analysis, the deformation capacity would be overpredicted and an unconservative peak load factor of $\alpha_{ult}/\alpha_{shell}$ = 1.02 would be reached. Design by second order inelastic analysis allows the structural failure mechanism to be accurately captured and visualised, and has been shown to provide consistent capacity predictions for a wide range of steel and stainless steel members and structural systems [3,25,26].

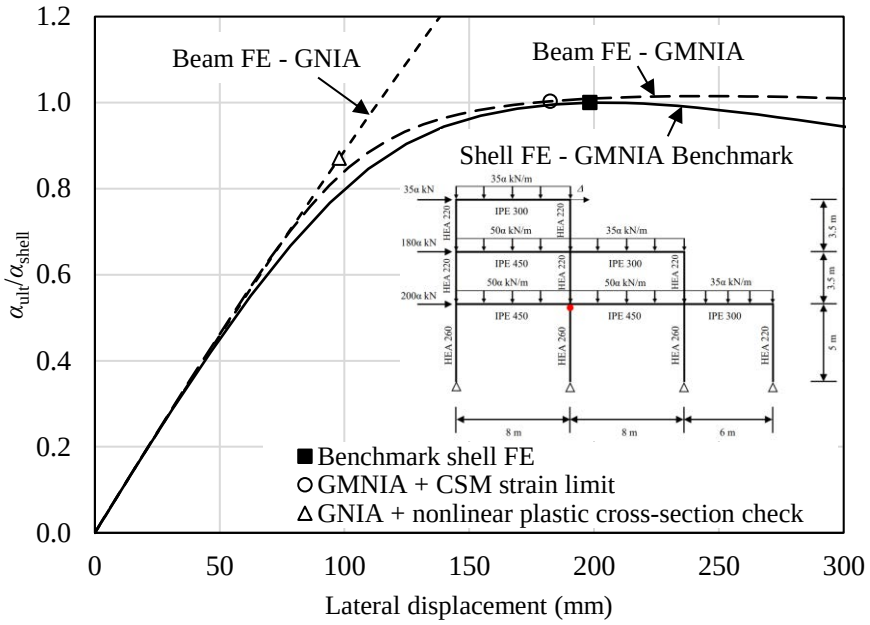


Figure 6 – Design of a ferritic (f_y = 205 N/mm^2, f_u = 505 N/mm^2, E = 200000 N/mm^2, n = 14, ε_u = 0.31) stainless steel multistorey asymmetric frame

6. CONCLUSIONS

Advanced inelastic analysis, including both geometric and material nonlinearities, as well as member imperfections, provides the most accurate representation of the behaviour of a structure by directly allowing for the effects of instability, plasticity and imperfections. However, since beam finite elements do not allow local cross-section deformations, the effects of local buckling are not captured. Local buckling is important because it affects not only cross-section strength, but also the level of force/moment redistribution around the structure. In the proposed approach, cross-section failure due to local buckling is simulated using strain limits, providing an accurate and consistent treatment for cross-section of all classes and, indeed, the process of cross-section classification is eliminated. As structural systems become more complex, the shortcomings of the current design standards become more marked, requiring an increased level of idealisation and design assumptions, such as effective lengths. Design by second order inelastic analysis with CSM strain limits presents a significant step forward in terms of both a streamlined design process, that capitalises on the increasing availability of computing power and digital thinking, as well as increased structural safety and efficiency. Second order inelastic analysis with CSM strain limits enables accurate predictions of resistance of the structure while allowing for the structural failure mechanism to be clearly visualised.

REFERENCES

[1] Liew, J.Y.R., Chen, W.F., & Chen, H. 2000. Advanced inelastic analysis of frame structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 55: 245–65.

[2] Buonopane, S.G., & Schafer, B.W. 2006. Reliability of steel frames designed with advanced analysis. *Journal of Structural Engineering*, 132: 267–76.

[3] Walport, F., Gardner, L., & Nethercot, D.A. 2020. Design of structural stainless steel members by second order inelastic analysis with CSM strain limits. *Thin-Walled Structures*, in press.

[4] Gardner, L., Yun, X., Fieber, A., & Macorini, L. 2019. Steel design by advanced analysis: material modeling and strain limits. *Engineering*, 5: 243–9.

[5] Zhang, H., Shayan, S., Rasmussen, K.J.R., & Ellingwood, B.R. 2016. System-based design of planar steel frames, I: Reliability framework. *Journal of Constructional Steel Research*, 123: 135–43.

[6] Walport, F., Gardner, L., & Nethercot, D.A. 2019. A method for the treatment of second order effects in plastically-designed steel frames. *Engineering Structures*, 200: 109516.

[7] Gardner, L. 2019. Stability and design of stainless steel structures – Review and outlook. *Thin-Walled Structures*, 141: 208–16.

[8] Yun, X., & Gardner, L. 2017. Stress-strain curves for hot-rolled steels. *Journal of Constructional Steel Research*, 133: 36–46.

[9] Gardner, L., & Yun, X. 2018. Description of stress-strain curves for cold-formed steels. *Construction and Building Materials*, 189: 527–38.

[10] Arrayago, I., Real, E., & Gardner, L. 2015. Description of stress-strain curves for stainless steel alloys. *Materials and Design*, 87: 540–52.

[11] prEN 1993-1-14. 2019. Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-14: Design by FE analysis. *CEN*, Draft 1.

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

[13] prEN 1993-1-1. 2020. Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. *CEN*,: Final Draft.

[14] Lindner, J., Kuhlmann, U., & Jörg, F. 2018. Initial bow imperfections e0 for the verification of flexural buckling according to Eurocode 3 Part 1-1 – additional considerations. *Steel Construction*, 11: 30–41.

[15] Walport, F., Gardner, L., & Nethercot, D.A. 2020. Equivalent bow imperfections for use in design by second order inelastic analysis. *Structures*, 26: 670–85.

[16] EN 1990. 2002. Eurocode - Basis of structural design. Brussels: CEN; 2002.

[17] Gardner, L., Fieber, A., & Macorini, L. 2019. Formulae for calculating elastic local buckling stresses of full structural cross-sections. *Structures*, 17: 2–20.

[18] Fieber, A., Gardner, L., & Macorini, L. 2019. Formulae for determining elastic local buckling half-wavelengths of structural steel cross-sections. *Journal of Constructional*

Steel Research, 159: 493–506.

[19] Chan, S.L., Liu, Y.P., & Liu, S.W. 2011. Structural design in the post-effective length era. *Procedia Engineering*, 14: 1005–12.

[20] Ziemian, R.D., & Wang, Y. 2019. Design by advanced analysis - 2016 AISC specification. *SDSS 2019 - International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures,*.

[21] White, D.W. 1993. Plastic-Hinge methods for advanced analysis of steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 24: 121–52.

[22] Trahair, N.S., & Chan, S.L. 2003. Out-of-plane advanced analysis of steel structures. *Engineering Structures*, 25: 1627–37.

[23] Shayan, S., Rasmussen, K.J.R., & Zhang, H. 2014. On the modelling of initial geometric imperfections of steel frames in advanced analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, 98: 167–77.

[24] Zhang, X., Rasmussen, K.J.R., & Zhang, H. 2015. Structural modeling of cold-formed steel portal frames. *Structures*, 4: 58–68.

[25] Fieber, A., Gardner, L., & Macorini, L. 2020. Structural steel design using second-order inelastic analysis with strain limits. *Journal of Constructional Steel Research*, 168: 105980.

[26] Fieber, A., Gardner, L., & Macorini, L. 2019. Design of structural steel members by advanced inelastic analysis with strain limits. *Engineering Structures*, 199: 109624.

[27] Gardner, L. 2008. The continuous strength method. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 161: 127–33.

[28] Afshan, S., & Gardner, L. 2013. The continuous strength method for structural stainless steel design. *Thin-Walled Structures*, 68: 42–9.

[29] Walport, F., Gardner, L., Real, E., Arrayago, I., & Nethercot, D.A. 2019. Effects of material nonlinearity on the global analysis and stability of stainless steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 152: 173–82.

[30] EN 1993-1-4:2006 + A1: 2015. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-4: General rules - Supplementary rules for stainless steels. Brussels: CEN; 2015.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
U-2 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Dick Hordijk[1]

OTKRIVENA SMANJENA SIGURNOST KONSTRUKCIJE! I ŠTA ONDA?

Rezime:

Od 1990. do danas, kao forenzički građevinski inženjer, autor je istraživao nekoliko urušavanja i mnoge građevinske greške u Holandiji; prvo kao zaposleni u Holandskom Institutu za Primenjene Nauke (TNO), a od 2001. kao direktor / vlasnik konsultantske kancelarije Adviesbureau Hageman. Od 2001. do 2019. godine, kao profesor Betonskih konstrukcija, mnoga svoja iskustva delio je sa studentima na Tehničkim Univerzitetima u Eindhovenu i Delftu. Iako su istraživanja uzroka kolapsa najpopularnija među studentima, suočavanje sa posledicama uočene građevinske greške često je teže i mnogo važnije. Ovaj rad to objašnjava i ilustruje kroz niz primera.

Ključne reči: Sigurnost konstrukcija, Forenzičko građevinsko inženjerstvo, Greške u građevinarstvu.

A REDUCED STRUCTURAL SAFETY DISCOVERED! AND THEN?

Summary:

From 1990 till today, as forensic structural engineer the author investigated several collapses and many building faults in the Netherlands; first as employee at TNO Building and Construction Research and from 2001 as director/owner of the consultancy office Adviesbureau Hageman. From 2001 till 2019, as professor Concrete Structures many of his experiences where shared with students at, respectively, the technical university of Eindhoven and Delft. Although among the students the most popular are the investigations into the cause of a collapse, dealing with the consequences of a discovered mistake or building fault is often more difficult and much more important. In this paper this is explained and elucidated with a number of examples.

Keywords: Structural safety, Forensic structural engineering, Building faults.

[1] *Dr.ir., Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V., P.O. Box 26, NL-2280AA Rijswijk ZH, The Netherlands, hordijk@adviesbureau-hageman.nl.*

1. INTRODUCTION

It is clear that the collapse of a building should always, and by all means, be avoided. Though worldwide quite regularly a big collapse is in the news, fortunately, in general collapses happen very rarely. This, however, does not mean that all existing structures have the structural safety they should have according to the building codes. For several reasons it can happen that, even though there are no signs at all of any damage, a structure does not have the required structural capacity. This, for instance, can be due to a degradation of the applied materials or a mistake in the design or the execution of the building, encountered later on. In many cases such a mistake became clear after a forensic investigation into the cause of a collapse.

As soon as it is known for a certain type of structure that there is a lack of structural safety, or if there are serious doubts about it, action has to be taken. Sometimes it is possible to demonstrate that, despite the fact that the general rules in the building codes (*performance requirement*) are not obeyed, there is still enough structural safety (*the functional requirement is fulfilled*). Sometimes, however, the structure has to be strengthened.

For laymen it is generally difficult to understand the real situation concerning safety of structures. On one hand, when talking about insufficient structural capacity, it is often thought that the structure is near to collapse. On the other hand, it is difficult to explain that a certain type of structure has to be strengthened, when many structures that are the same, have performed very well for decades. In order to explain that even with insufficient structural capacity the structure can still be far from collapse, and also that strengthening can be required for structures that seem to perform adequately, insight should be given in the design philosophy for building structures. In Chapter 2 the basics of it are shortly recalled. To elucidate the big margin that exists between the loading that a structure should be able to resist, and the loading at which a collapse can occur, it can be mentioned that for several collapses the author observed that the structure had an actual strength which was only around one third of the average strength it should have had according to its design. So, when for instance the capacity of a structure is only half of the capacity it should have, it might still be able to function properly, and sometimes even without any damage. However, in that case there is a serious lack of structural safety and action has to be taken.

2. STRUCTURAL SAFETY

For structures, the maximum load during its design or technical life, as well as the real strength, are not exactly known. For both, loading and strength, a probability distribution applies with a mean value and a standard deviation. So for a structure there is a certain chance for a certain loading to happen and the same holds true for strength. It may be obvious that a structural element fails when the effect of loading (*the actual load and/or stress*) is equal to the actual strength of the element. The probability of failure has to be small. In order to achieve that, first, for both load and strength, characteristic values with a certain small chance of respectively exceeding and falling below that value, are determined. Subsequently, the characteristic loads (E_{ch}) are multiplied with a load factor and at the strength side the

characteristic value (R_{ch}) is divided by a material factor (*Figure 1*). The partial safety factors are calibrated such that the level of reliability according to NEN-EN-1990 [1] is achieved. In general the chance of failure of a structure should not be more than 1 on 10000 for a design life of 50 years. It can be mentioned that in practice for several reasons, the real chance of failure can be smaller.

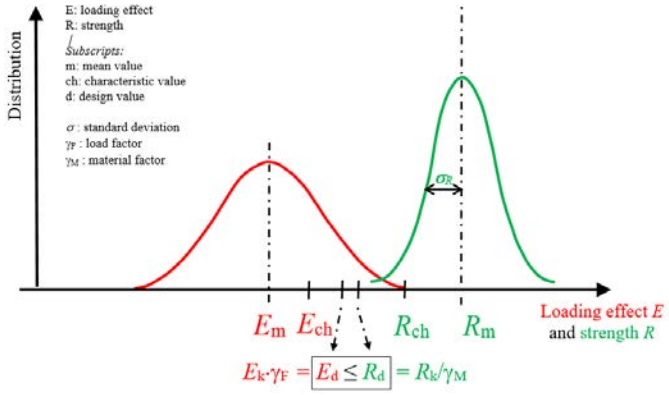


Figure 1 - Probability distribution for loading effect and strength and structural safety $E_d \leq R_d$.

3. DEALING WITH INSUFFICIENT STRUCTURAL SAFETY

Though a lack of structural capacity for a certain type of structure, or structural element, can be discovered in several ways, often it is when a damage or collapse of a structure is analysed. For the structure that collapsed, the observed building fault is important to explain the cause of failure, and possibly to judge who is responsible for it. However, with the knowledge gained by the analyses of the cause of failure, a very important question is whether there are more structural elements, or structures, with a similar reduced structural capacity and increased chance of failure.

When the collapsed structure was unique, there are no consequences for other structural elements or similar structures. However, when the failed structural element is similar to many other elements in a building, as far as composition, applied materials and loading situation is concerned, all these elements are suspicious. It is an even bigger challenge when it is discovered that there is a systematic fault in a structural element that is being applied for many years in many different applications all over the country. No matter what the scope of the possible consequences of a discovered lack of structural capacity is, action has to be taken.

The action that has to be taken after a building fault is discovered, should result in a situation that the structures concerned, are regarded to be safe enough again. This can possibly be achieved by:

- demonstrating that, despite the building fault, there is still sufficient structural capacity;
- applying a strengthening method;
- demonstrating sufficient structural capacity by a proof loading;
- for certain reasons accepting a somewhat smaller structural capacity.

With respect to the latter there can, for instance, be pointed to the fact that for existing structures a smaller level of reliability is accepted, because of the possible economic impact it may have when keeping the same level of reliability as for new structures and also because of 'proven strength' by the fact that the structures has been functioning properly already for many years .

Though there is no clear transition from safe to unsafe, in *Figure 2* three different situations with respect to structural safety are shown to illustrate the difference between safe and unsafe. First, the situation of *Figure 2a* is according to the requirements and is therefore 'safe'. In case of the situation in *Figure 2c*, the chance that the load effect is higher than the actual strength of the element, or structure, is very high and so this should be seen as 'unsafe'. *Figure 2b* represents the situation that the design value for the load effect is smaller than the design value for the strength, and so there is insufficient structural safety. However, the chance that failure or collapse occurs, is still rather small. In the investigations, it is first of all important to get insight in the load effects and strength values and in case of a situation like that one of *Figure 2b*, the important question is, what to do.

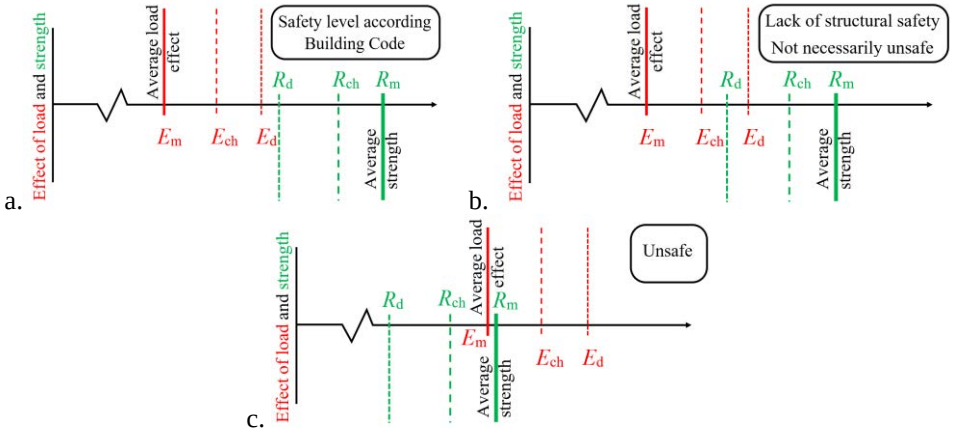


Figure 2 - Examples of the distribution of strength (resistance, R) versus the distribution of load (effect, E), shown by the mean, characteristic and design values.

In the subsequent chapters, examples are presented of a structures, or structural elements, with a lack of structural safety, how is was discovered and actions that were taken.

4. THE DEVIL IS IN THE DETAILS

Detailing of reinforcement is a very important issue and wrong detailing is one of the major causes for a collapse. A typical mistake in detailing can be seen in the wall-floor connection of retaining walls. The applied reinforcement in a retaining wall that collapsed in 2014 (*Figure 3*) is shown in *Figure 4a*. When a strut-and-tie model is drawn for this situation (*Figure 4b*), it can clearly be seen that the compression-compression-tension node at the position A is not good. The tensile reinforcement is not adequately anchored in, or beyond, the node. As a result,

a crack can develop, as sketched with the green dashed line in *Figure 4b*. In a not collapsed, but damaged, retaining wall element such a crack could be seen (*Figure 4c*).

For column-beam connections, the effect of detailing was investigated by Nilsson [2]. For the wrong 'outward bend' reinforcement, the strength was approximately only 40% of the strength of correct 'inward bend' reinforcement (*Figure 5*). Via the manufacturers, among whom at least two had made this mistake, and a publication in Cement (the Dutch journal for concrete structural engineers) [4], practice was informed about this detailing issue.

Figure 3 - Failure of a retaining wall in the Netherlands in 2015 (left deformed wall and right collapsed element).

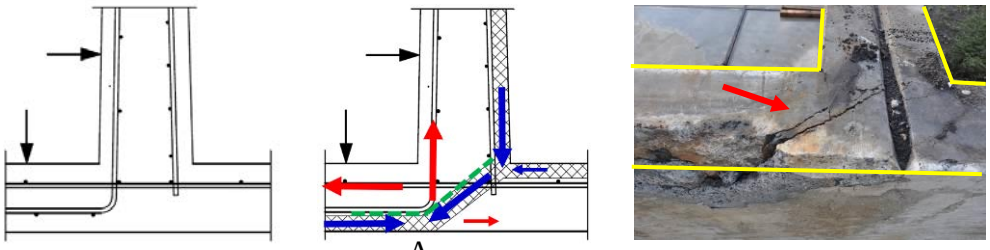


Figure 4 - Applied reinforcement (a), strut-and-tie model (b) and observed cracks (c) for the retaining wall that failed.

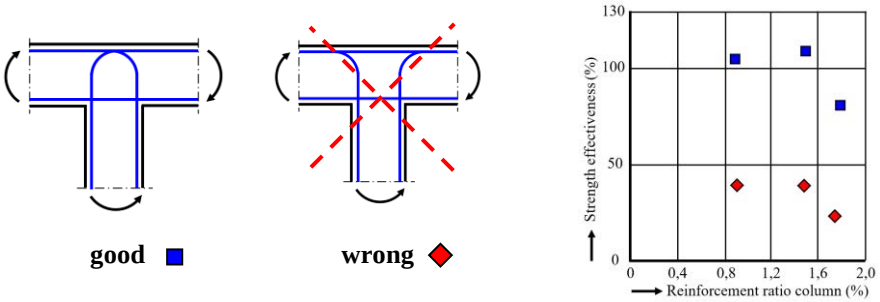


Figure 5 - Effect of reinforcement detailing on strength of column-beam connection; beam height is equal to height of column cross-section (based on [2] and [3]).

5. DOUBTS ON WORKMANSHIP OF THE CONTRACTOR

In the lectures forensic structural engineering at Delft University of Technology, the author used an advertisement of an eyewear store to introduce the issue of a problem caused by the contractor. In the advertisement it is suggested that due to the eye problems (wrong glasses) of the foreman of the contractor, a balcony was not placed correctly (*Figure 6*). Correcting this mistake takes some effort, but is still rather easy. A much more important question is whether more mistakes were made by the contractor because of the eye problems of this foreman.

Figure 6 - Pictures from an advertisement of an eyewear store.

In the Netherlands in 2006, there was a problem more or less similar to that as sketched before based on the advertisement of the eyewear store. It was when the deck of a parking garage, being part of a big building complex in Amsterdam and also used as market place, failed when it was loaded by a beer truck (*Figure 7a*). It appeared that a half-joint of one of the beams in the deck failed, because it was heavily under-reinforced (*Figure 7b and 7c*). After a first investigation in February 2006, the beams of the parking deck were temporarily supported by props and trucks were temporarily not allowed on the deck, whereafter the total complex could still be used. Furthermore an investigation into the applied reinforcement was started.

a. b. c.

Figure 7 - Local failure of the parking deck due to loading by a beer truck (a) and failure of a half-joint (b and c).

Then, late on a Tuesday afternoon in July 2006, all of a sudden the total complex, consisting of several residential buildings, offices, many shops and the parking garage (*Figure 8*) was evacuated. The reason was that the investigation into the applied reinforcement in a number of the in-situ cast beams in the parking garage had revealed that at none of the 14 inspected locations the reinforcement was according to the drawings. Those responsible for the safety of the people in the buildings were of the opinion that based on this information action had to be taken. Then the questions arose what action should be taken and to what extent. So, probably because of the faults made by the contractor, all the works of the contractor at this complex were regarded suspicious and therefore, the total complex was evacuated.

Adviesbureau Hageman, and also the author, became involved after the evacuation in July 2006. Because of the heavy measure that was taken, the very abrupt total evacuation of the complex, it was required to thoroughly investigate the structural safety of all buildings and structures of the total complex. The fact that at many of the 14 investigated locations there was more reinforcement than required according to the drawings and that some of the buildings were erected with precast elements, while mistakes were found in only a few in-situ beams, could only play a minor role in the challenge to restore sufficient confidence in the buildings.

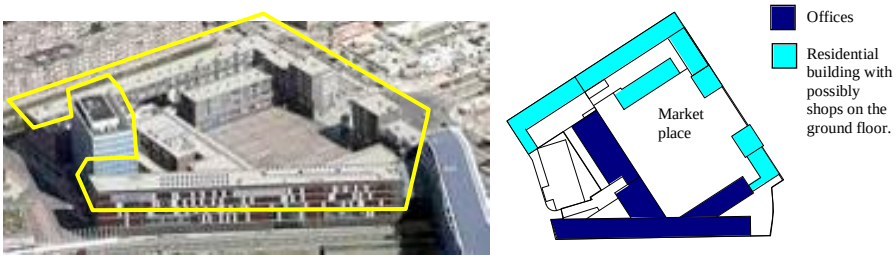


Figure 8 - The complex, with several buildings and offices, that was evacuated.

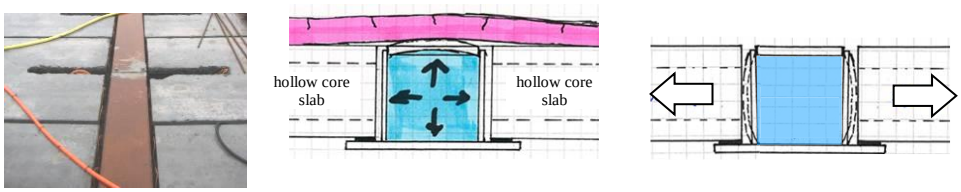
A very extensive plan for checking the structural safety was made, in which for every type of structural element a number of elements had to be investigated. For reinforced concrete structures this is not easy, because the applied reinforcement cannot be seen from the outside. Non-destructive tests can give some insight, but by far not enough. So, at many locations concrete was removed by water jetting (*Figure 9*).

Figure 9 - Destructive investigations performed to check the applied reinforcement.

Though on a number of locations strengthening measures had to be taken, on most of the investigated locations the structural capacity appeared to be in accordance with the requirements. After half a year and in accordance to what was promised by the mayor of the city months before, just before Christmas in 2006, the residents could go back to there houses. The offices could be used again, and the shops could open their doors, a few months later.

6. BUILDING FAULT SHOWN AFTER FROST DAMAGE

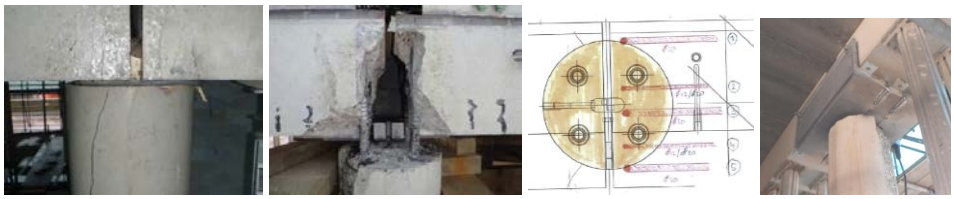
During the construction period of a school building in Roosendaal in 2010 frost caused damage to the applied steel beams (*Figure 10*). It is similar to frost damage as often seen for rectangular hollow steel columns in outdoor conditions. In this case it could happen for the steel beams in inside conditions, because water had entered the beam during construction and the building was not yet heated during the frost period in December 2010. When the water in the beam was frozen, it had expanded and caused pressure on the flanges and webs of the steel beam. The pressure on the upper flange caused the compression layer to delaminate (*Figure 10b*) and on locations where the compression layer was not yet there, the upper flange was broken near the welds with the webs and pushed upwards. Furthermore, pressure to the webs caused them to deform (*Figure 10c*) and so the floor, composed of hollow core slabs, was pushed aside for several millimetres. First, the steel beams with damage were propped, followed by repair, consisting of subsequently removing the upper flanges, welding the connection between the webs and the lower flange from the inside and replacing the upper flange.



a. b. c.

Figure 10 - Applied integrated steel beams in the hollow core slabs (a) and the effect for the upper flange and compression layer (b) and the hollow core slabs (c) of expansion of freezing water that had filled the steel beams.

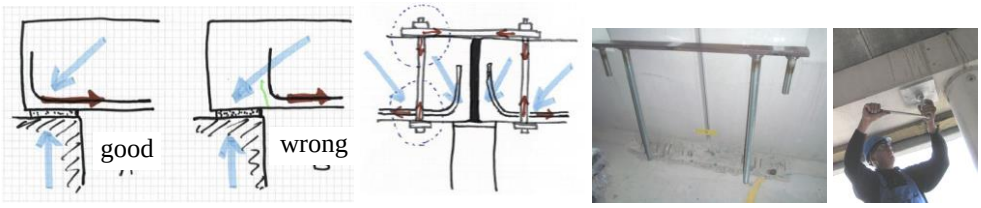
Though the horizontal displacement of the floor slabs due to the bending of the webs of the steel beam in general did not have significant consequences, on one location it caused cracks in the beam-column connection (*Figure 11a*). After removing the loose concrete parts, it was seen that the lower horizontal reinforcement of the beams was not adequately anchored at the support on the column (*Figure 11b*). This was caused by the fact that the column width was smaller than that of the beams (*Figure 11c*) and due to the required rather large bend radius of the applied upward bend Ø20 mm reinforcement.



a. b. c. d.

Figure 11 - Beam-column connection with cracks (a), after removing loose parts of concrete (b), on the design drawing (c) and after strengthening (d).

For the connection shown in *Figure 11b*, a special strengthening method with an encasing around the beams over the connection (*Figure 11d*) and filling the space between the encasing and beam with mortar, was applied. However, in the concerning school building there were many more similar connections. As shown before, also in this case with a strut-and-tie model (*Figure 12a*) it can clearly be seen that the tensile reinforcement is not anchored adequately. It was proposed to apply at all these connections a strengthening with a steel strip and two steel rods (*Figure 12b, c and d*).



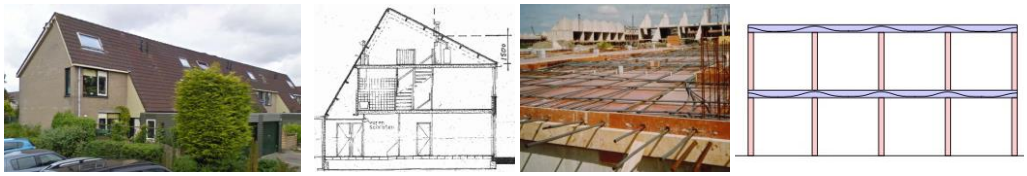
a. b. c. d.

Figure 12 - Strut-and-tie models for the support as it was executed (a) and for the applied strengthening method(b) and photo's of the strengthening (c and d).

7. CORRODED AND BROKEN UNBONDED TENDONS

In 1997 the author was involved in the assessment of the structural safety of a high rise building in Calgary, Canada, that suffered from corroded and broken unbonded prestressing cables [5]. After a thorough investigation with inspection of many tendons, finite element analyses, instrumenting the total building with an acoustic emission system to detect future tendon failures and replacement of broken tendons, sufficient structural safety of the building could be demonstrated. In North America, corroded and broken unbonded prestressing cables were well known problems on which there were many law suits. It was long believed to be no, or a minor, issue in the Netherlands. However, after a fire in a house in Heerhugowaard in 2007, that was part of a row of houses, it appeared to be a challenging problem in the Netherlands too [6].

The houses were built in the seventies of the last century with the, from North-America originating, building system with shallow floors with unbonded tendons (*Figure 13*). In order to check whether the high temperatures due to the fire could have deteriorated the prestressing cables, several of them were inspected at lowest points by chipping away the concrete cover and opening the HDPE-sheet that, together with grease, should have protected the steel cables. Surprisingly it was found that many of the cables were heavily corroded and quite some were not stressed at all, because they were broken somewhere along the length of the tendons that run continuously over the total row of houses (*Figure 13d*).



a. b. c. d.

Figure 13 - The row of houses in which there has been a fire (a), the drawing of the cross-section (b), a photo from the construction of a floor with unbonded tendons (c) and the profile of the continuous tendons in the first and second floor of the houses (d).

The prestressing cables in the row of houses were checked (*Figure 14a and 14b*) and to restore structural safety, several tendons were replaced (*Figure 14c*). Since the condition of the prestressing cables had nothing to do with the fire, the important question was what to do with the many other similar rows of houses (193 houses in total) in the same residential area. And even more, what to do with the ca. 10.000 houses and around 2.500 other buildings (offices and parking garages) in the Netherlands, originating from the 1970s and being erected with the same building method.

a. b. c.

Figure 14 - Inspection of prestressing cables in the house where there was the fire (a), checking the tension in a cable (b) and replacement of a corroded, broken cable (c).

All the houses in the residential area where the problem was discovered after the fire, were investigated and strengthened where it was necessary to achieve the required structural capacity. After the investigations and repair, the owners and tenants received a letter from the mayor of the city in which it was stated that their house was checked for the problem of corrosion of unbonded tendons and that their house, in that respect, meets the required structural integrity. Attached to the letter, there was a report by Adviesbureau Hageman showing the results of the investigations that were performed for their own house.

For the other many thousands of structures with the same building system the challenge was what to do. For sure, quite some of them does also have broken tendons and insufficient structural safety. The problem is that it cannot be checked without destructive investigations and even then it is very difficult to find those structures with a reduced structural safety. Fortunately, these structures were built with a rather large overcapacity and it is a redundant construction system. Furthermore, for many decades in general no serious problems are known.

Shortly after the results for the first row of houses were known, the national government decided to send out a signal with the intention to inform owners of structures with unbonded

tendons about the corrosion problem [7]. However, in order to prevent too much uncertainty, it was accompanied by a memorandum by the author [8] in which the damages and causes were explained, while it was furthermore stated that the risk of failure is very small.

Based on the findings, the government asked Adviesbureau Hageman to write an inspection protocol [9]. In it, owners of structures, dating from before 1985 and having unbonded tendons, are advised to inspect the condition of the prestressing cables in case of an important change in, either the loading of the structure or the structural system, e.g. due to a renovation. In the protocol the known problem is explained and the way to investigate the structure is described.

8. SYSTEM FAULT IN FLOOR PLANKS FLOORS

On a warm Saturday evening, May 27, 2017, the almost finished parking garage of Eindhoven Airport partially collapsed (*Figure 15*). Fortunately, the parking garage was not yet in use and there were no fatalities or injuries. Directly after the collapse, a research into the cause of it was started. Both, the Dutch research institute TNO, commissioned by the owner, and Adviesbureau Hageman, commissioned by the contractor, concluded that insufficient capacity of a connection (called 'critical detail') in the applied floor plank floors (also called lattice girder slabs) with weight saving voids, was the main reason for the collapse. Later on the Dutch Safety Board came to the same conclusion.

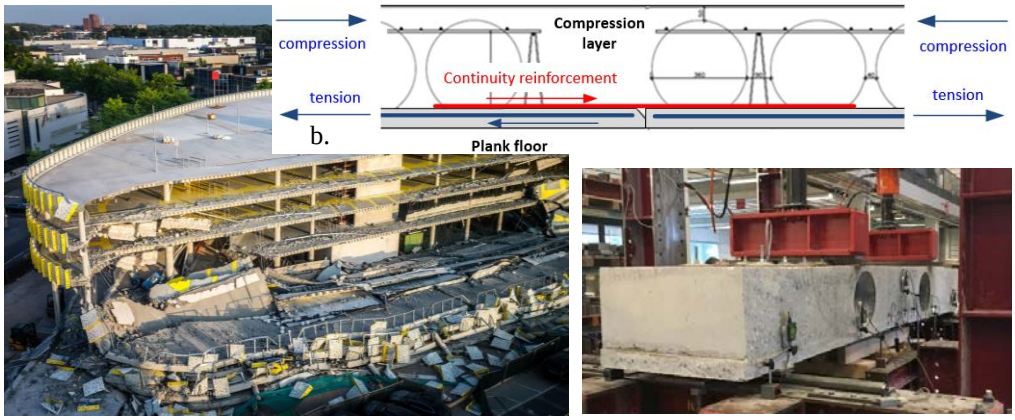


Figure 15 - Collapsed parking garage of Eindhoven Airport (a), the critical detail of the applied floor system (b) and an experiment on the critical detail (c).

As part of the research into the cause of the collapse of the parking garage of Eindhoven airport, a number of experiments were performed in the Structures Laboratory of Eindhoven University of Technology. In the experiments, the bending moment capacity of the connection was examined and a failure as can be seen in *Figure 15* occurred. With reference to *Figure 1* it can be mentioned that the connection (critical detail) on a certain location in the parking garage should have a mean strength R_m for the bending moment of at least 344 kNm/m. In the

experiments for the concerning critical detail the average bending moment at failure was approximately 128 kNm/m.

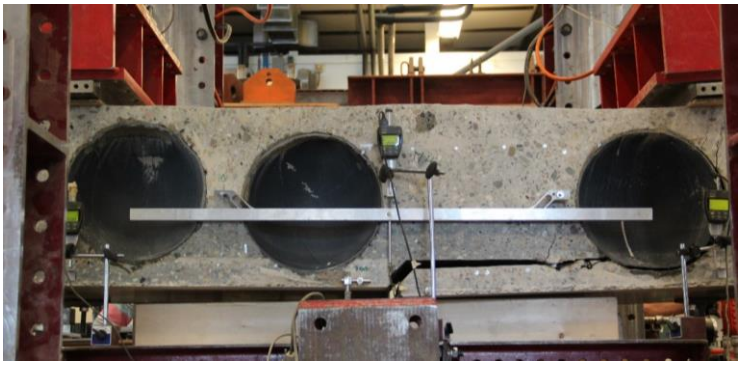


Figure 15 - Failure of the critical detail in the experiment.

Irrespective of the fact that the error in the floor plank connection (‘critical detail’) was the primary cause for the collapse of the parking garage, the experimental investigation revealed that due to such connections in this type of floor system many buildings in the Netherlands may not have the required structural safety. In fact a systematic error was discovered in a building method that is being applied for around two decades in the Netherlands and applied in many square kilometres floor. This posed the government the challenge on how to deal with this, for the construction practice in the Netherlands, new information.

Commissioned by the Ministry of the Interior and Kingdom Relations, and with several parties involved in a guiding committee, Adviesbureau Hageman developed a protocol for the assessment of the structural safety of existing building structures with respect to the applied floor plank system [10]. This was approximately four months after the collapse of the parking garage and, of course, at that time not everything about the behaviour of the connection (critical detail) was known. However, based on what already was learned about it, criteria were formulated to classify buildings according to different risk classes. Criteria that were used are e.g., the type of concrete applied for the floor planks (self-compacting concrete or traditional concrete) and the level of the design positive bending moment, represented by the magnitude of shear stress in the interface between the floor plank and the in-situ concrete along the length of the continuity reinforcement. A further, extensive investigation was started and for the buildings with a lower risk regarding the applied floors, it was advised to wait for the results of this investigation. For buildings with a high risk, it was advised to take temporarily measures, which could be for instance reducing the loads on the floor or applying propping.

Though the circumstances of the critical detail in the parking garage of Eindhoven Airport can be regarded as extreme, because of the uncommon situation that the critical detail was located at the location of the highest bending moment (in the midspan), for several buildings, measures had to be taken. Some buildings were closed for quite some time and in some buildings strengthening was applied. In the subsequent one and a half years, the investigations yielded more insight, several strengthening methods were developed and proof loadings were applied. An update of the protocol for the assessment of existing buildings was issued in May 2019 [11]. Meanwhile in the media some publications appeared in which the treatment in the

Netherlands of the floor plank floor system issue was questioned. The fact that, besides the parking garage in Eindhoven, no problems are known and that applied proof loadings showed to some extend positive results, fed some doubts about the necessity of the measures to be taken. In order to inform practice about their opinion on the structural safety issue with the critical detail in the floor plank floor system, a number of (emeritus) professors published an article in the Dutch Journal, Cement [12].

9. FINAL REMARKS

With reference to the examples in the previous chapters, related to the lack of structural safety of structural elements, the following general remarks can be made.

Correct detailing of the reinforcement is of the utmost importance and wrong detailing is one of the most frequent causes for lack of structural safety and for collapses of reinforced concrete structures. Four out of the five examples presented in the previous chapters were related to detailing of reinforcement.

For a correctly designed reinforced concrete structure, there is a large safety margin. As a result, many building faults, for sure present in many buildings, will never be discovered. Several of them become discovered in case loadings are more than the structure regularly has to resist. An example of this was seen when in 2005 in the Netherlands there was heavy snow fall in a certain region. Though several buildings collapsed, it was concluded that the loading by the snow was still significantly lower than the loads that had to be counted for according to the governing design codes at the time of erection. For all collapsed buildings, a lack of capacity, caused either by design or execution, could be shown.

As soon as it is known that a structure does not have the required structural capacity, action has to be taken. For example, the mistake made with the anchorage of the tensile reinforcement in the beams of the school building, as discussed in Chapter 6, would most probably had never led to damage or collapse. Nevertheless, the safety was discovered to be insufficient and as such, the structure had to be strengthened.

As soon a building structure is under investigation by more or less a magnifying glass, because of a discovered problem somewhere in the building, unfortunately generally more mistakes are found.

By far the most important instant for a problem with structural safety, is the moment that it is discovered. The question is what to do and who is going to take the decision for that. Those that have to decide, should be properly informed by structural engineers with thorough knowledge on structural safety. In that respect and based on many experiences, the author can give the following general recommendations:

1) In first instance it should be judged whether there is time to carefully think over, and investigate, the consequences of the discovered lack of structural safety, or whether, so to say, the police and fire brigade should immediately be called. In this respect the knowledge about structural safety, as generally sketched in *Figure 2* is important. If the structure is performing well for many years and the circumstances after the problem is discovered, are still the same, the chance that the structure will fail shortly after this discovery, is very small and so, there is time available. In that respect, the way action was taken in the case of the building complex, as discussed in Chapter 5, was to the opinion of the author not appropriate.

2) Realize that an overreaction with respect to taking measures can make it difficult to restore confidence in the safety of the structure later on. For psychological reasons, as soon as it is decided to prop a structure, it will be difficult to remove propping without applying any strengthening method beforehand.
3) On the other hand, waiting to take action, as soon as the problem with structural safety is known, is irresponsible. The same holds for not taking appropriate actions in case of an unsafe situation.

The most important thing after a problem with a structure is discovered, is that the situation is immediately judged and that based on the available knowledge at that instant, the best option for action is chosen. Of course, it can always be that later on new information becomes available, based on which the first action was perhaps not the best one. But, to the author's opinion, no one is to blame for that.

LITERATURE

[1] NEN 1990:2002+A1+A1/C2: Eurocode: Basis of structural design. 2010.

[2] Nilsson, I.H.J.: Reinforced concrete corners and joints subjected to bending moment. Document D7, National Swedish Building Research, Stockholm, 1973.

[3] CUR-rapport 147, "Column-beam connections in reinforced concrete". 1991, (*in Dutch*).

[4] Dutch Code Committee: VARCE 11, Cement 2017-4, 2017, p. 54-57 (*in Dutch*).

[5] Hordijk, D.A., De Moel, J.A., Schupack, M.: Corroded unbonded tendons in a high rise building; From risk management to maintenance issue. In: Proceedings of the XIIIth FIP congress on "Challenges for concrete in the next millennium" (Ed. D. Stoelhorst en G.P.L. den Boer), Amsterdam, 1998, p. 803-807.

[6] Hordijk, DA., Meester, J.J., Wijte, S.N.M.: Dealing with corroded unbonded tendons in The Netherlands. In CR. Alimchandani (Ed.), Proceedings of the 4th international fib congress. Universities Press, 2014.

[7] VROM: Inspection signal; Concrete floors with unbonded tendons. Publication by the Dutch Ministry of Housing (VROM), 2008. (*in Dutch*).

[8] Hordijk, D.A.: Corrosion problems with unbonded prestressing tendons; Advice to the ministry of Housing (VROM) with respect to the corrosion problem on national level. Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V., Dossier 6843, Memorandum 4-11-2008, 2008. (*in Dutch*).

[9] VROM: Recommendation for investigation into damage of unbonded tendons in concrete structures dating from before 1985, 2011. (*in Dutch*).

[10] Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V.: Research into the structural safety of floor plank floor systems in existing building structures erected after 1999. Memorandum 05-10-2017, 2017.

[11] Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V.: Roadmap for assessment of existing buildings with floor plank floor systems. Memorandum 20-5-2019, 2019.

[12] Vambersky, J., Walraven, J.C., Salet, T.A.M., Vrijling, J.K., Hordijk, D.A., Vrouwenvelder, A.C.W.M.: The floor plank problems explained. Cement 2020-4, 2020, p. 42-51.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
U-3 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Tatjana Isaković[1]

NOVA GENERACIJA EVROKOD STANDARDA SA POSEBNIM OSVRTOM NA STANDARD EVROKOD 8

Rezime:

Već izvesno vreme je u toku izrada druge generacije Evrokod standarda, koja se odvija pod okriljem CEN/TC 250 (Tehničkog komiteta za Evrokode). Glavni ciljevi izmena postojećih standarda su sledeći: povećati transparentnost i pojednostaviti njihovu primenu, ažurirati njihove zahteve u skladu sa novim naučnim i stručnim saznanjima, uskladiti različite delove i u najvećoj mogućoj meri objediniti postupke projektovanja u svim članicama Evropske unije. Okvirni plan je da se novi Evrokodovi završe do 2023 godine, a da zvanično počnu da se upotrebljavaju 2026 godine. U članku su prvo sažete karakteristične promene pojedinih delova Evrkodova, a nakon toga je detaljnije predstavljen sadržaj i promene Evrokoda 8, koji se odnosi na projektovanje konstrukcija pri dejstvu seizmičkog opterećenja. Predstavljene su najvažnije karakteristike i promene Evrokoda 8-1 in Evrokoda 8-3, koje se odnose na projektovanje novih in ojačanje postojećih zgrada.

Ključne reči: Evrokod standardi, nova generacija, Evrokod 8

THE NEW GENERATION OF EUROCODE STANDARDS WITH THE SPECIAL EMPHASIS ON EUROCODE 8

Summary:

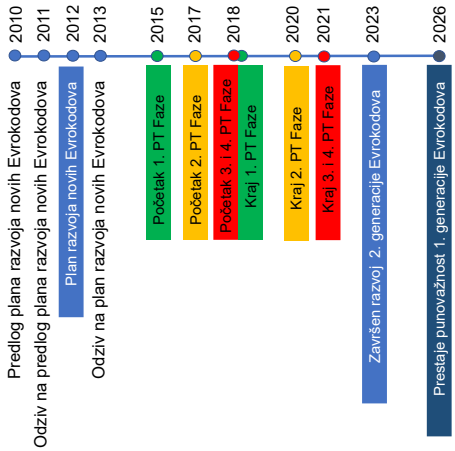
For several years, a new generation of Eurocode standards has been developing under the auspices of CEN/TC 250 (Eurocode Technical Committee). This action's main objectives are improvements of the Eurocodes' transparency and simplification of their use, their harmonization, their update considering the new scientific and professional knowledge, and the unification of the design procedures throughout the European Union. It is expected that the new Eurocodes will be completed by 2023, and their official use will start in 2026. In the paper summary of the representative changes of main parts of Eurcodes is provided first. Then the more detailed presentation of content and changes of Eurocode 8, which is intended for the design of structures subjected to the seismic action, is presented. The most relevant features and changes of Eurocode 8-1 and Eurocode 8-3, related to the design of new and strengthening of existing buildings, are summarized.

Key words: Eurocode standards, new generation, Eurocode 8

[1] *Redovni profesor, Univerzitet u Ljubljani, Fakultet za građevinu i geodeziju, tatjana.isakovic@fgg.uni-lj.si*

1. OSNOVNI PODACI O NASTANKU I KARAKTERISTIKAMA NOVE GENERACIJE EVROKODOVA

Izrada nove generacije Evrokod standarda, koja je pokrenuta 2010 godine, polako se privodi kraju. U njoj je učestvovalo preko 1000 eksperata iz različitih evropskih zemalja. Za razvoj pojedinih delova novih kodova bili su zaduženi u tu svrhu specijalno oformljeni projektni timovi (PT). Rad je bio podeljen u više faza (slika 1). Zato izrada svih delova nije započeta u isto vreme. Nove verzije većine važnijih delova su završene i spremne za evaluaciju. Svi delovi bi trebalo da budu kompletirani do 2023 godine. Predviđeno je da nova generacija Evrokodova uđe u zvaničnu upotrebu 2026 godine.



Slika 1 – ***Preliminarni terminski plan razvoja druge generacije Evrokodova***

Pre nego što se pristupilo izradi nove generacije, u članicama CEN-a je sprovedena opširna anketa o trenutno važećoj prvoj generaciji Evrokodova. Primljen je zavidan broj komentara o tome gde su potrebne tehničke i uredničke ispravke, koji delovi su nepregledni i nejasni, o tome šta bi trebalo dodati, koji se delovi mogu i kao se mogu skratiti, koji postupci projektovanja su neekonomični ili previše komplikovani. Na osnovu toga je uobličen plan promena Evrkodova po kome se pristupilo izradi nove generacije tih standarda.

Nova generacija Evrokodova će zadržati istu strukturu kao i važeći standardi. Međutim, pored postojećih, biće dodati i novi sadržaji, koji se odnose na projektovanje staklenih nosećih elemenata, kompozitnih konstrukcija iz polimernih vlakana, membranskih konstrukcija i na procenu svojstava postojećih konstrukcija i njihovo ojačanje.

Jedan od glavnih ciljeva promena Evrokodova je da se poveća njihova transparentnost i pojednostavi njihova primena. Zato je promenjena osnovna struktura većine njihovih delova. Kako se težilo što transparentnijim kodovima, jedan od ciljeva je bio i da se standardi skrate. Na žalost to, bar u trenutnoj fazi, nije svuda u potpunosti postignuto.

Evrokodovi sadrže određen broj takozvanih nacionalnih parametara, za koje je dozvoljeno, da svaka država usvoji specifične vrednosti, koje su prilagođene njenoj praksi i uslovima. U novoj generaciji standarda je broj ovih parametara značajno smanjen, s ciljem da se proces

projektovanja u svim članicama Evropske unije (EU) objedini u najvećoj mogućoj meri. U principu su nacionalni parametri dozvoljeni samo u slučajevima, koji imaju neposredan uticaj na sigurnost konstrukcija. Kako bi se povećala transparentnost Evrokodova, težilo se i ka tome da se izbegnu alternativi postupci i metode proračuna.

Svakako je jedan od glavnih ciljeva bio i da se proces projektovanja ažurira na osnovu novih naučnih i stručnih saznanja. Uglavnom je to postignuto. Međutim, u određenim slučajevima nove propisane metode i postupci prilično komplikuju proces projektovanja i na taj način se kose sa osnovnim ciljem izmena, da se pojednostavi primena standarda. Zato možemo očekivati, da će takve metode i postupci biti u narednom periodu revidirani.

Puno pažnje je posvećeno i međusobnom usklađivanju različitih delova standarda. Njihova harmonizacija je uvrštena među glavne ciljeve izrade novih kodova. Na tome se dosta radilo već pri razvoju pojedinih delova, čije dodirne tačke su bile redovno usklađivane. Međutim, budući da je to vrlo komplikovan proces, još uvek nije u potpunosti završen. Zato je u narednom periodu jedan od glavnih zadatka, da se svi delovi i njihova međusobna povezanost detaljno pregledaju i da se odstrane sve potencijalne nekonzistentnosti.

U članku su najpre u 2. poglavlju sažete osnovne informacije o najbitnijim promenama postojećih delova Evrokodova. Nakon toga su u 3. poglavlju nešto detaljnije predstavljeni sadržaj i najznačajnije promene standarda Evrokod 8, koji se odnosi na projektovanje konstrukcija za uticaj seizmičkog opterećenja. Ovaj standard je sastavljen iz više delova. Najpre su prikazane osnovne karakteristike dela Evrokod 8-1-1 koji se odnosi na opšte odredbe za projektovanje svih vrsta novih i postojećih konstrukcija. Potom je predstavljen deo Evrokod 8-1-2, kojim se reguliše projektovanje novih zgrada, a nakon toga i standard Evrokod 8-3, koji se odnosi na procenu svojstava postojećih konstrukcija in na njihovo seizmičko ojačanje.

2. KARAKTERISTIČNE PROMENE POJEDINIH DELOVA EVROKODOVA

U ovom poglavlju su u kratkim crtama predstavljene određene relevantne promene pojedinih delova Evrokodova s izuzetkom Evrokoda 8, čije promene su u nešto većem obimu opisane u 3. poglavju. Avtorka ovog članka je bila uključena u PT koji je pripremio novu verziju standarda Evrokod 8-3. Ujedno je predsednica radne grupe pri Slovenačkom zavodu za standardizaciju (SIST), koja se bavi standardom Evrokod 8. Zato ima direktan uvid u promene tog standarda, a posredno i u promene standarda Evrokod 2. Sažetak promena ostalih standarda je pripremila uz pomoć predsednika određenih radnih grupa pri SIST-u i na osnovu sažetka promena, predstavljenih u literaturi [1]. S obzirom da su promene relativno obimne, za svaki standard je predstavljeno nekoliko karakterističnih relevatnih promena.

2.1. EVROKOD 0 – OSNOVE PRORAČUNA KONSTRUKCIJA

Standard Evrokod 0 (EC0) sadrži opšta pravila za projektovanje, koja se konsistentno primenjuju u različitim delovima Evrokodova. Zato je jedna od najznačajnijih promena EC0 uvođenje tzv. klasa posledica (engl. „consequence classes”), koje se određuju uzimajući u obzir posledice oštećenja i rušenja konstrukcije ili njenih delova [1], [2] na ljudske žrtve i materijalnu štetu. Definisano je pet klasa posledica (CC0 – CC4) od kojih Evrokodovi u potpunosti pokrivaju sledeće tri: CC3 – konstrukcije od izuzetnog značaja, čija oštećenja mogu

dovesti do vrlo velikog broja žrtava ili do vrlo velike materijalne štete; CC2 – konstrukcije prosečnog značaja, čija oštećenja imaju za posledicu osrednji broj žrtava i znatnu materijalnu štetu i CC1 - manje značajne konstrukcije, čija oštećenja i rušenje imaju manje ozbiljne posledice. Od klasa posledica zavisi nivo zahtevane sigurnosti konstrukcije, a u određenim slučajevima i metode proračuna. Na osnovu ovih klasa su definisani koeficijenti posledica (engl. „consequence factors“) kojima se koriguju osnovni koeficijenti sigurnosti za različite vrste opterećenja.

U novom EC0 jasnije su definisana granična stanja nosivosti i odgovarajuća pravila za kombinovanje opterećenja, koja su u važećoj verziji bila prilično konfuzna. U određenim slučajevima se dopušta projektovanje na osnovu metoda zasnovanih na analizi pouzdanosti konstrukcija. U EC0 su uključena osnovna pravila geotehničkog projektovanja, koja su do sada bila definisana u standardu Evrokod 7. Dodata su i pravila za primenu nelinearne analize pri projektovanju konstrukcija. Uopšteno govoreći se nelinearnoj analizi pridaje puno više pažnje i važnosti, ne samo u EC0, već i drugim delovima novih kodova. EC0 je dopunjen i specifičnim pravilima za projektovanje mostova.

2.2. EVROKOD 1 - DEJSTVA NA KONSTRUKCIJE

U Evrokodu 1 su definisana nova pravila za opterećenje snega na krovovima. Radilo se na harmonizaciji karata vetra i karata temperature širom Evrope. Pripremljen je tehnički izveštaj o klimatskim promenama s ciljem potencijalnih dodatnih promena standarda. Definisana su nova pravila za određivanje međusobne zavisnosti različitih klimatskih uticaja (sneg, vetar i slično).

2.3. EVROKOD 2 – PROJEKTOVANJE BETONSKIH KONSTRUKCIJA

Promenjena je osnovna struktura standarda Evrokod 2 (EC2). Različiti delovi važeće verzije, koji se odnose na projektovanje zgrada, mostova i drugih inženjerskih objekata su ujedinjeni u jedinstvenu celinu EC2-1-1 „Opšta pravila i pravila za projektovanje zgrada, mostova i inženjerskih objekata“. Standard sadrži dodatne delove koji se odnose na projektovanje betonskih konstrukcija za uticaj požara i na projektovanje spojeva u betonskim konstrukcijama.

Promenjeno je označavanje kvaliteta betona. Oznaka za kvalitet betona sadrži samo podatak o čvrstoći betona pri pritisku, određenoj na cilindričnim uzorcima (npr. C30). Promenjen je postupak određivanja projektne vrednosti čvrstoće betona pri pritisku, proračun konstrukcija za uticaj smicanja (drugačije se određuje čvrstoća betona bez smičuće armature; dozvoljen je eksplicitni proračun nagiba pritisnute betonske dijagonale) i proračun ploča na proboj. Promenjena su i jasnije definisana pravila za određivanje dužina preklopa i sidranja i postupci za određivanje minimalne armature. Jasnije su definisana pravila za određivanje karakteristika utegnutog betona i pravila za projektovanje kružnih preseka. Definisana su pravila za armaturu iz nerđajućeg čelika i proračun ojačanja betonskih konstrukcija pomoću polimernih vlakana.

2.4. EVROKOD 3 - PROJEKTOVANJE ČELIČNIH KONSTRUKCIJA

Novi standard Evrokod 3 (EC3) je pregledniji i jednostavniji za upotrebu. Ažurirani su i dopunjeni mnogi postupci kontrole nosivosti i stabilnosti. Navedimo samo neke. Standard je

dopunjen kontrolom stabilnosti elemenata pri interaktivnom dejstvu aksijalnih sila, momenata savijanja i torzionih momenata. Dopunjena su pravila za proračun nosivosti i krutosti spojeva u čeličnim konstrukcijama kao i pravila za određivanje kompaktnosti okruglih i eliptičnih preseka, koji su opterećeni osnim silama i momentima savijanja. Pravila za projektovanje konstrukcija od visokovrednih čelika (uključujući S700), kojima je trenutno namenjen poseban deo važećeg EC3, su u novoj verziji EC3 integrisana u njegove osnovne delove.

U EC3-1-8 su u novim dodacima definisana pravila za projektovanje momentnih i zglobnih spojeva kao i pravila za projektovanje spojeva stubova sa temeljima. Pravila za projektovanje spojeva šupljih profila su usklađena sa standardom ISO 14346. U EC3 je dodat deo namenjen projektovanju čeličnih konstrukcija pomoću naprednih numeričkih analitičkih metoda (EC3-1-14) i deo koji se odnosi na projektovanje greda sa rebrima sa otvorima (EC3-1-13).

2.5. EVROKOD 4 - PROJEKTOVANJE SPREGNUTIH KONSTRUKCIJA

Novi Evrokod 4 je takođe dopunjen novim i ažuriranim pravilima i zahtevima. Dodata su nova pravila za proračun kompozitnih greda sa rebrima sa otvorima i nova pravila za procenu otpornosti glavatih vijaka, koji su zavareni u rebrima modernih trapeznih pojaseva. Dodata su nova pravila za vitke međuspratne (engl. floor) konstrukcije i kompozitne grede sa montažnim elementima. Revidirana su pravila za projektovanje kompozitnih stubova sa betonskom ispunom i analizu membranskog dejstva kompozitnih međuspratnih konstrukcija pri dejstvu požara. Dodata su nova pravila za upotrebu visokovrednih čelika i betona.

2.6. EVROKOD 5 - PROJEKTOVANJE DRVENIH KONSTRUKCIJA

U Evrokod 5 se uvode pravila za unakrsno lamelirano drvo i drveno-betonske kompozitne konstrukcije kao i za analizu vibracija. Unapređena su pravila za dokaz stabilnosti i dopunjena pravila za sprečavanje krhkih načina loma drvenih spojeva.

2.7. EVROKOD 6 - PROJEKTOVANJE ZIDANIH KONSTRUKCIJA

U Evrokod 6 (EC6) se uvodi pouzdaniji postupak proračuna svojstava zidanih materijala. Zahtevi EC6 u pogledu uticaja teorije 2. reda i smicanja su usklađeni sa standardom EC2. Uvode se nova pravila za analizu razuđenih oblika. Dopunjena su pravila za utegnute zidane konstrukcije, uključujući pravila za projektovanje za uticaj seizmičkog opterećenja.

2.8. EVROKOD 7 – GEOTEHNIČKA PROJEKTOVANJA

Promenjena je osnovna organizacija Evrokoda 7 (EC7). Osnove geotehničkih projektovanja su prebačene u standard EC0. Ostali zahtevi standarda EC7 su podeljeni na tri dela: prvi deo sadrži opšta pravila, drugi deo se odnosi na svojstava tla, a treći deo na geotehničke konstrukcije. Drugi deo EC7, koji se odnosi na svojstva tla, je organizovan uzimajući u obzir pojedine materijalne parametre. Treći deo sadrži pravila za projektovanje ukopa, nasipa, plitkog i dubokog fundiranja, sidranja, armiranja i poboljšanja tla. U skladu sa EC0 koeficijenti sigurnosti zavise od vrste konstrukcija i od klase posledica (predstavljeni su u poglavlju 2.1 ovog članka).

2.9. EVROKOD 9 – PROJEKTOVANJE ALUMINIJUMSKIH KONSTRUKCIJA

Pravila novog Evrokod 9 standarda su proširena na nove legure. Usavršena su pravila za projektovanje aluminijumskih konstrukcija za uticaj požara i pravila za projektovanje ljuski. Revidirana su pravila za projektovanje čvorova. Standard je proširen delom, koji se odnosi na aluminijumske mostove.

3. STANDARD EVROKOD 8: PROJEKTOVANJE SEIZMIČKI OTPORNIH KONSTRUKCIJA

3.1. NOVA STRUKTURA

Novi Evrokod 8 (EC8) je organizovan nešto drugačije od postojećeg. Broj pojedinih delova je smanjen, pa tako novi EC8 umesto šest, sadrži pet delova. Prvi deo, koji se do sada odnosio na opšta pravila, na određivanje seizmičkog dejstva i na projektovanje novih zgrada, je podeljen na dva dela. Opšta pravila i određivanje seizmičkog dejstva reguliše deo EC8-1-1 [3], a pravila za projektovanje novih zgrada sadrži deo EC8-1-2 [4]. Kao i u trenutno važećoj verziji EC8, drugi deo EC8-2, se odnosi na projektovanje mostova. Treći deo EC8-3 se u važećoj verziji standarda odnosi na procenu svojstava i ojačanje postojećih zgrada. Nova verzija [5] je proširena, tako da se sada odnosi i na mostove. Četvrti deo EC8-4 novog standarda se odnosi na projektovanje inženjerskih objekata: silosa, rezervoara, cevovoda, tornjeva, jarbola i dimnjaka. U trenutnoj verziji je to bio sadržaj četvrtog i šestog dela. Peti deo nove verzije EC8-5 se, kao i do sada, odnosi na geotehničke aspekte, temelje i potporne konstrukcije.

Treba napomenuti da je promenjena i struktura dela EC8-1-2. Odredbe tog dela nisu više organizovane uzimajući u obzir određen problem pri projektovanju, već uzimajući u obzir vrstu nosećih elemenata na koje se odnose.

3.2. EVROKOD 8 – DEO 1-1: OPŠTA PRAVILA I SEIZMIČKO DEJSTVO

Deo EC8-1-1 definiše opšta pravila za projektovanje svih vrsta konstrukcija, koje pokrivaju ostali delovi EC8, pri dejstvu seizmičkog opterećenja. Prva tri poglavlja predstavljaju uvodni deo (navedeno je područje primene standarda, reference na druge standarde, pojmovi, definicije i simboli). Četvrto poglavlje je posvećeno opštim principima projektovanja (vezano za sve vrste konstrukcija). Zahtevi koji se odnose na vrstu tla i seizmička dejstva definisani su u petom poglavlju. Šesto poglavlje se odnosi na opšte principe modeliranja, analize i verifikacije raznih vrsta novih i postojećih objekata (zgrade, mostovi, i druge vrste objekata) uključujući konstrukcije sa antiseizmičkim uređajima. Tako su osnove modeliranja i analize jedinstvene za sve vrste konstrukcija, koje pokriva EC8. Specifične zahteve koji se odnose na određenu vrstu novih ili postojećih konstrukcija sadrže relevantni delovi EC8 (npr. EC8-3 reguliše modeliranje i analizu postojećih zgrada i mostova). Sedmo poglavlje sadrži kriterijume i definiše modele za verifikaciju granične nosivosti i graničnih deformacija pri krhkim i duktilnim mehanizmima odgovora različitih nosivih elemenata od različitih materijala.

EC8-1-1 sadrži četiri obavezna i jedan informativan prilog. Obavezni prilozi se odnose na dodatna pravila za određivanje kategorije tla, na određivanje spektra ubrzanja, koji odgovara

određenoj lokaciji, na pravila za izbor akcelerograma za analizu vremenskog odgovora i na pravila za određivanje ciljnog pomeranja i spektralnog ubrzanja, koji odgovaraju određenom graničnom stanju. Informativni prilog se odnosi na pojednostavljenu procenu pouzdanosti konstrukcija koristeći probabilistički pristup. U nastavku su navedene neke od najznačajnijih karakteristika i promena novog EC8-1-1 standarda.

Novi EC8-1-1 definiše četiri granična stanja: stanje na granici rušenja NC, stanje značajnih oštećenja SD, stanje ograničenih oštećenja DL i potpuno operativno stanje OP. Za nove zgrade je obavezna verifikacija SD stanja. Izbor drugih graničnih stanja koje treba proveriti, odrediće svaka država svojim Nacionalnim aneksom. Za određene konstrukcije je granično stanje, koje treba obavezno proveriti, određeno u drugim delovima Evrokoda 8. Na primer, prema konačnom nacrtu novog EC8-3, za postojeće zgrade i mostove je obavezna verifikacija NC stanja.

Promenjena je klasifikacija konstrukcija u odnosu na njihov kapacitet deformacije i kumulativni kapacitet disipacije energije. Umesto klasa DCL, DCM i DCH, uvode se klase DC1, DC2 i DC3. Kako se definicije starih i novih klasa suštinski razlikuju, promena klasifikacije nije samo formalna, već ima uticaja na suštinske promene postupka projektovanja. Kod klase DC1 se uzima u obzir samo rezervna čvrstoća konstrukcije, dok se njen kapacitet deformacija i kumulativni kapacitet disipacije energije zanemaruje. Kod klase DC2 se pored rezervne čvstoće u obzir uzimaju lokalni kapacitet deformacija i lokalni kumulativni kapacitet disipacije energije. Za klasu DC3 se pored ovih lokalnih količina uzima u obzir da u konstrukciji pri SD stanju može da se formira globalni plastični mehanizam odgovora. U postojećoj verziji se to pretpostavlja tako za klasu DCH kao i za klasu DCM.

U skladu sa novim EC0 uvedene su klase posledica, uzimajući u obzir osnovu svrhu (funkciju) i značaj objekta. Postavljena su četiri indikatora za definisanje seizmičnosti određenog regiona: veoma niska, niska, umerena i visoka seizmičnost. U poređenju sa sadašnjom verzijom standarda, promenjena je kategorizacija tla, čime je omogućen ujednačeniji prelaz između različitih tipova tla.

Jedna od najvećih promena se odnosi na određivanje elastičnog spektra ubrzanja. Taj spektar se ne određuje više na osnovu maksimalnog ubrzanja tla, već je zasnovan na:

a) $S_{\alpha,ref}$ - referentnom maksimalnom spektralnom ubrzanju, u području elastičnog spektra horizontalnog ubrzanja, gde su ubrzanja konstantna. Pri tom je elastični spektar horizontalnog ubrzanja definisan za tlo tipa A, za povratni period T_{ref} i 5% prigušenja. Vrednosti $S_{a,ref}$ se u svakoj zemlji određuju u Nacionalnom dodatku (npr. pomoću odgovarajuće mape ubrzanja) ili od strane nadležnih organa.

b) $S_{\beta,ref}$ - referentnom spektralnom ubrzanju za period vibracija T_β = 1s u elastičnom spektru horizontalnih ubrzanja na tlu tipa A, za povratni period T_{ref} i 5% prigušenja.

U novom EC8-1-1 efekti seizmičkog dejstva mogu da se procene pomoću dva opšta pristupa: pristup zasnovan na kontroli nosivosti (force-based) ili pristup zasnovan na kontroli pomeranja (displacement-based). Uobičajeni postupak projektovanja uključuje prvi pristup. Taj postupak je zasnovan na linearnoj analizi, kojom uz pomoć faktora ponašanja možemo samo implicitno i približno da ocenimo nelinearni odgovor konstrukcije. Zato je uvedena i druga mogućnost, projektovanje zasnovano na kontroli pomeranja, koja omogućava da se nelinearni odgovor konstrukcije uzme u obzir eksplicitno. To je jedna od najvećih uvedenih promena. Naime, u trenutnoj verziji je nelinearna analiza predviđena samo u svrhu kontrole

tradicionalnog postupka projektovanja zasnovanog na kontroli nosivosti, bez mogućnosti, da se rezultati projektovanja koriguju na osnovu rezultata nelinearne analize.

Novi standard detaljnije definiše faktor ponašanja q, koji se sastoji od tri komponente:

$q = q_R \cdot q_S \cdot q_D$,

gde je q_R - komponenta faktora ponašanja koja uzima u obzir rezervu čvrstoće zbog preraspodele efekata seizmičkih dejstava u statički neodređenim konstrukcijama („redundant structures“); q_S - komponenta faktora ponašanja koja uzima u obzir rezervu čvrstoće zbog svih drugih uzroka; q_D - komponenta faktora ponašanja koja uzima u obzir kapacitet deformacija i kapacitet disipacije energije.

Nekoliko važnih promena se odnosi na nelinearnu statičku analizu (pushover based anaysis), koja može da se primeni za projektovanje novih konstrukcija, kao i za procenu seizmičke otpornosti postojećih. Promene koje se odnose na nelinearnu statičku analizu su sledeće:

a) Obavezno se mora uzeti u obzir uticaj viših tonova oscilovanja i uticaj torzionih pomeranja u svim slučajevima u kojima ovi uticaji značajno utiču na odgovor konstrukcije; b) Prilikom nelinearne statičke analize sistema sa više stepeni slobode pomeranja (MDOF) nije više obavezno korišćenje dva ili više načina vertikalne raspodele horizontalnih sila. Vertikalna raspodela horizontalnih sila može da se definiše uzimajući u obzir samo osnovni ton oscilovanja; c) Pored elastoplastične idealizacije krive kapaciteta (pushover curve), dozvoljena je i bilinearna idealizacija u svim slučajevima gde se u krivi kapaciteta pojavljuje značajno ukrućenje nakon tečenja; d) Prilikom nelinearne statičke analize se obično uzima u obzir seizmičko dejstvo samo u jednom pravcu konstrukcije. Kada seizmičko dejstvo u drugom pravcu može značajno da utiče na vrednost ciljnog pomeranja, to pomeranje treba da se koriguje putem odgovarajućeg korekcijskog faktora.

3.3. EVROKOD 8 – DEO 1-2: PRAVILA ZA NOVE ZGRADE

Standard EC8-1-2 se odnosi na projektovanje novih zgrada. Sastoji se od 15 poglavlja i 12 dodataka. Nakon tri uvodna poglavlja, su u četvrtom poglavlju definisani osnovni principi za projektovanje novih zgrada, koji između ostalog sadrže dodatna pravila za određivanje klasa posledica za nove zgrade. Preporučene su i vrednosti koeficijenta δ, kojim se reguliše vrednost indeksa seizmičkog uticaja S_δ, na osnovu kojeg se u ostalim poglavljima ograničava primena klasa DC1 i DC2. Kako to ima direktan uticaj na sigurnost konstrukcija i metode proračuna, dozvoljeno je da svaka država umesto preporučenih, odredi drugačije vrednosti koeficijenta δ.

Kako se pored SD stanja, predviđa i verifikacija drugih graničnih stanja, u četvrtom poglavlju su definisane vrednosti povratnih perioda seizmičkog uticaja i faktora performanse, pomoću kojih se za određeno granično stanje i klasu posledica određuje odgovarajući seizmički uticaj. Četvrto poglavlje sadrži i pravila koja se odnose na sekundarne elemente, torzijski fleksibilne zgrade i regularnost zgrada.

Peto poglavlje sadrži pravila za modeliranje i metode, koje mogu da se upotrebe za analizu novih zgrada. Umesto incidentnog ekcentriteta uvodi se minimalni ekcentritet, koji treba uzeti u obzir i u savršeno simetričnim zgradama. U nekim slučajevima je izmenjena oblast primene određenih analitičkih metoda, npr. metode ekvivalentnih horizontalnih sila. U ovom poglavlju

je detaljnije definisan postupak s kojim se pri nelinearnoj statičkoj analizi uzima u obzir uticaj viših tonova oscilovanja i uticaj torzionih pomeranja kod novih zgrada.

U šestom poglavlju su definisana pravila za verifikaciju raznih graničnih stanja. Za klasu DC3 se, kao i u važećoj verziji standarda, zahteva eksplicitna primena metode programiranog ponašanja, kako bi se sprečili krhki mehanizmi odgovora, kako na lokalnom tako i na globalnom nivou konstrukcije. Pri projektovanju zgrada klase DC2 se smatra, da je globalnu stabilnost konstrukcije moguće postići ograničavanjem pomeranja i relativnih spratnih pomeranja. Međutim, propisani postupci u slučaju projektovanja zasnovanog na kontroli nosivosti, kojima se sprečava formiranje „meke etaže“ u konstrukciji, za sada nisu dovoljno verifikovani. Očekuje se da će to biti učinjeno u narednim fazama razvoja novog EC8. Kako bi se sprečili lokalni krhki mehanizmi odgovora, i za klasu DC2 se zahteva primena metode programiranog ponašanja na lokalnom nivou (nivou elemenata).

Jedna od najspornijih novina u EC8-1-1 su takozvane prelazne zone (engl. „transfer zones“) u okviru kojih se dopušta da se noseći zidovi prekinu iznad nivoa podzemnih etaža ili na nekom drugom nivou, koji je uslovljen funkcionalnošću konstrukcije. To je do sada bilo strogo zabranjeno.

U sedmom, osmom i devetom poglavlju su definisana pravila za projektovanje zgrada sa nenosećim elemenatima, čija oštećenja mogu imati značajan uticaj na broj žrtava i materijalnu štetu (npr. okviri sa zidnom ispunom, konstrukcije sa fasadnim panelima), seizmički izolovane zgrade i zgrade sa napravama za disipaciju energije.

U 10. – 15. poglavlju su definisana pravila za projektovanje konstrukcija od različitih materijala. Promene su brojne, pa ih nećemo nabrajati. Navedimo samo neke najznačajnije. Promenjeni su faktori ponašanja za sve vrste materijala. U određenim slučajevima su te vrednosti još uvek neusklađene. Tako su, na primer, u određenim slučajevima faktori ponašanja za zidane konstrukcije i klasu DC2 veći od faktora za betonske konstrukcije i klasu DC3. Zato očekujemo da će te vrednosti u narednom periodu biti usklađene. Raširenо je područje primene standarda EC8. U 10. poglavlju koje je posvećeno betonskim konstrukcijama, standard je dopunjen pravilima za projektovanje zgrada sa ravnim pločama bez greda (engl. „flat slabs“). Taj deo sadrži i druge brojne izmene koje se odnose na projektovanje armirano betonskih zidova, na postupke za dimenzionisanje za uticaj smičućih sila, na postupke za projektovanje čvorova betonskih okvira i odredbe koje se odnose na armaturu za utezanje betonskih preseka.

3.4. EVROKOD 8 – DEO 3: PROCENA SVOJSTAVA I OJAČANJE POSTOJEĆIH ZGRADA I MOSTOVA

EC8-3 se odnosi na procenu svojstava i ojačanje postojećih konstrukcija pri seizmičkom dejstvu. Do sada se taj standard odnosio samo na zgrade. Nova verzija je proširena, pa se sada odnosi i na mostove.

Jedna od najbitnijih promena ovog standarda se odnosi na nivo ojačanja konstrukcija. U važećoj verziji je propisano, da postojećim zagradama treba različitim interventnim postupcima osigurati svojstva koja su ekvivalentna svojstvima novih konstrukcija pri jednakom nivou seizmičkog dejstva. Kako je to često vrlo teško ostvariti, u novoj verziji je prepušteno svakoj državi da sama propiše nivo ojačanja.

U novom EC8-3 su promenjeni i zahtevi u pogledu informacija koje treba prikupiti o postojećoj konstrukciji, na osnovu kojih se određuje nivo znanja o konstrukciji. Do sada je bio definisan jedan, opšti nivo znanja o konstrukciji KL. U novom EC8-3 su umesto opšteg, definisani nivoi znanja o geometriji konstrukcije KLG, materijalima KLM i konstrukcionim detaljima KLD. Za svaki od ovih nivoa znanja definisana su tri moguća stepena znanja, koji se određuju u odnosu na količinu prikupljenih podataka.

Na osnovu dominantnog nivoa KLG, KLD ili KLM određuju se vrednosti faktora sigurnosti, koji se primenjuju pri proceni različitih svojstava konstrukcije. Sistem faktora sigurnosti je generalno promenjen. Prilagođen je analizi svojstava na osnovu prosečnih vrednosti karakteristika postojećih materijala.

Sve analize se u novom standardu zasnivaju na prosečnim karakteristikama postojećih materijala. To je jedna od velikih prednosti u poređenju sa trenutnom verzijom standarda, gde se upotrebljavaju različite vrednosti materijalnih karakteristika, pri čemu je njihova upotreba vrlo konfuzno definisana.

Uopšteno gledano standard dopušta različite vrste analize konstrukcija. Međutim, kako je za veliku većinu konstrukcija obavezna kontrola NC stanja (stanje na granici rušenja), kao osnovna vrsta analize predviđena je nelinearna statička analiza (zasnovana na „pushover“ analizi). Analiza zasnovana na kontroli nosivosti („forced based approach“) gde se primenjuje elastična analiza s redukovanim spektrom ubrzanja je dozvoljena samo u vrlo ograničenom broju slučajeva u područjima niske seizmičnosti.

U standard je uključena i pojednostavljena preliminarna analiza, koja se predviđa u početnim fazama procene svojstava konstrukcija, a njena osnovna svrha je, da se grubo oceni stanje i nedostaci konstrukcije, kao i da se uoče njeni najugroženiji delovi. Preliminarna analiza omogućava i da se definiše efikasniji plan ispitivanja i uzimanja uzoraka u konstrukciji.

U važećoj verziji EC8-3 su konkretni postupci za procenu svojstava i postupke ojačanja različitih nosećih elemenata od različitih materijala bili sadržani u odgovarajućim informativnim dodacima. Ti postupci su sada uključeni u osnovni deo standarda, pa su tako postali i obavezni za upotrebu. Mnogi među njima su pretrpeli značajne promene. Kako su te promene brojne, nećemo ih nabrajati. Spomenimo samo da je najznačajnije promene doživeo deo koji se odnosi na zidane konstrukcije. U poređenju sa ostalim delovima, koji se odnose na druge materijale, je postao vrlo (pre)obiman. Zato postoji mogućnost da će u narednom periodu biti skraćen.

ZAHVALNOST

Zahvaljujem se kolegama sa Fakulteta za građevinarstvo i geodeziju, Univerziteta u Ljubljani, Jožetu Lopatiču (predsedniku radne grupe WG2 pri SIST-u), Primožu Možetu (predsedniku radne grupe WG3 pri SIST-u) i Janku Logarju (predsedniku radne grupe WG7 pri SIST-u) za pripremljen sažetak najbitnijih promena standarda EC2, EC3 i EC7.

LITERATURA

[1] Hicks S. J.: Second generation of structural Eurocodes, Presentation, Conference: Institution of Civil Engineers East and West Midlanda Webinar, July 2020, DOI: 10.13140/RG.2.2.13415.47524.

[2] prEN 1990:2019 SC0 11-09-2019, Eurocode 0 - Basis of structural and geotechnical design, CEN/TC 250/SC 0, Ver. 2.9a.

[3] wdEN1998-1-1 SC8 11-09-2020, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-1: General rules and seismic action, CEN/TC 250/SC 8, N 969.

[4] wdEN1998-1-2 SC8 07-09-2020, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1-2: Rules for new buildings, CEN/TC 250/SC 8, N 966.

[5] wdEN1998-3 SC8 13-09-2020, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges, CEN/TC 250/SC 8, N 970.

Mark Alexander[1]

TRAJNOST I UPOTREBNI VEK ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJA

Rezime:

Procenjeni troškovi usled prevremenog propadanja i sanacija armiranobetonskih konstrukcija variraju, ali mogu iznositi i do 3% nacionalnog BDP-a. Takođe, uzimajući u obzirom da se većina objekata u razvijenim zemljama sada približava projektovanom upotrebnom veku, produženje upotrebnog veka takvih konstrukcija predstavlja značajan izazov. Većina važečih propisa se i dalje zasniva na tradicionalnim pristupima koji povezuju projektovane parametre mešavine sa očekivanim performansama betona, ne uzimajući u obzir faktore kao što su promene u samom materijalu i uslove izvođenja. Zbog toga je potrebno je preći na pristupe zasnovane na performansama, u kojima se merenja relevantnih svojstava betona koriste kao ulazni parametri u modelima za predikciju upotrebnog veka. U ovom radu dat je pregled pristupa zasnovanih na performansama, koji predstavljaju osnovu jednostavnog inženjerskog pristupa. Takođe, sagledani su modeli upotrebnog veka u kontekstu pristupa zasnovanog na performansama.

Ključne reči: trajnost, projektovanje upotrebnog veka, pristup zasnovan na performansama.

DURABILITY AND SERVICE LIFE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Summary:

Estimates of costs due to premature deterioration and repair of corroding reinforced concrete structures vary, but can amount to as much as 3% of national GDP. Also, with much of the developed world's infrastructure now approaching lives of 50 years or older, major challenges exist for extending the useful service life of such infrastructure. The most concrete design codes and standards are still based on traditional prescriptive approaches, which link mix design parameters to expected concrete performance but cannot account for factors such as changes in materials and construction practices. There is a need to move towards performance-based approaches, in which measurements of relevant concrete properties are used as input parameters in service life design models. This paper reviews performance-based approaches, which provide the basis for useful engineering design tools. It also reviews service life design models in the context of performance-based approaches.

Key words: durability, service life design, performance-based approach

[1] *Emeritus Professor, University of Cape Town, mark.alexander@uct.ac.za*

1. INTRODUCTION[1]

The durability performance of construction materials has been a major concern for engineers in recent decades. Reinforced concrete (RC), in particular, possesses inherent chemical and dimensional stability in many environments, usually providing useful service life. There is a general expectation for RC structures to be maintenance-free during their service life. However, many modern concrete structures need substantial repairs and maintenance during their service life, bringing these assumptions into question [1-3].

Concrete may be affected by many internal and external factors that cause damage by physical and/or chemical mechanisms. For RC, deterioration is usually associated with ingress of external aggressive agents, and therefore the quality of the surface or cover zone ('covercrete') largely controls durability in regard to reinforcement corrosion. This is illustrated in Figure 1.

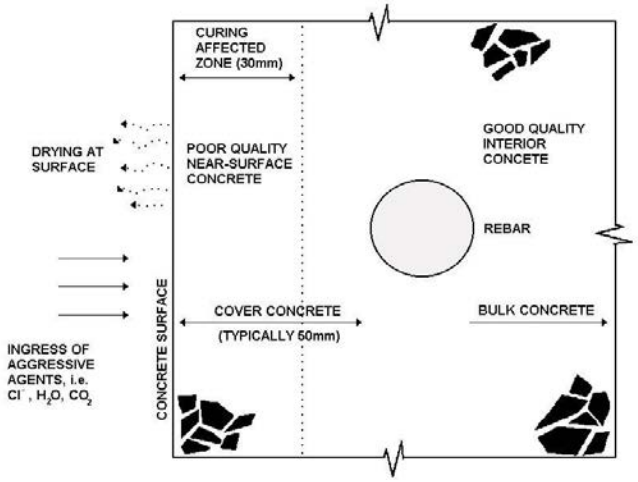


Figure 1 - Illustration of concrete cover zone indicating its vulnerability to aggressive agents

In view of the above, there is now significant interest in service life of concrete structures. This paper addresses durability and service life design (SLD) of RC structures. This requires consideration of service life prediction and service life modelling. These aspects are best handled within a performance-based approach, which provides the basis for useful engineering design tools, and therefore the paper also reviews the underlying principles and applications of performance-based approaches.

However, before considering technical details, it is important to address the social and economic context within which RC structures are built and operated.

1.1. SOCIETAL EXPECTATIONS

As mentioned, most concrete structures are durable and perform satisfactorily for current service life expectations of 50 years. The challenge is to extend the durability of existing RC structures to service lives of 100 years or even more, especially for critical structures such as nuclear-containment structures.

[1] This paper is based on a composite of several earlier publications of the author and various co-authors, and does not purport to be 'original'. See specifically [1-6].

Noting that concrete structures dominate the built environment, important questions are: *what are societal expectations in regard to the durability of concrete structures?; what do modern societies and communities require in terms of longevity of their public infrastructure, representing their shared heritage?; is it a reasonable expectation that certain types of structures should last much longer than the usually specified 50 years, even indefinitely*?

These questions, together with issues of sustainability and the environmental impact of concrete construction, must be carefully considered for lasting solutions to emerge. Achieving adequate RC durability and longevity requires not only good science and engineering to solve the technical problems, but also an appreciation of the role of concrete infrastructure in the broader societal context - the 'social' worth of infrastructure. Engineers need to play a much greater role in advocating for a 'higher-value' approach to infrastructure provision, taking durability and longevity into account directly. Unfortunately, many engineers are either not well equipped or unwilling to do so, and these attitudes also need to change, so that engineers see themselves as 'educators' of broader society, and not merely technical experts.

1.2. ECONOMIC CONTEXT

Corrosion in RC structures, with associated cracking, staining, and spalling of the concrete cover (see for example Figure 2), leads to structural unserviceability in regard to safety, stability, and aesthetics. It also poses an economic liability to the owners or managers. Once concrete structures deteriorate to the point of requiring substantial repairs and maintenance during their service life, resultant costs can hugely increase, reaching 3 – 5% of GNP in some cases [5] representing a drain on the economy.

Figure 2 - Corrosion damage on cantilever rib and slab; severe spalling and cracking due to reinforcement corrosion (photo courtesy of H Beushausen)

Such deteriorated structures are also unsustainable, since to retain them in service requires use of further valuable natural resources. Particularly for publicly-funded infrastructure, increasing attention needs to be paid to its proper stewardship, including developing engineering solutions for rehabilitation and repair, and to design approaches that give confidence in future infrastructure provision. Since expectations of extended service life are growing, these problems and challenges will dominate in the future in terms of RC design and operation.

Further, both deterioration and the subsequent need for repair of RC structures are often unanticipated by many infrastructure owners and managers, who then find it difficult to obtain adequate resources to maintain and extend the life of the structure. This means that we must be able to 'predict' the durability performance of concrete structures, for rational infrastructure management and maintenance.

2. TRADITIONAL PRESCRIPTIVE APPROACH TO CONCRETE DURABILITY

The situation discussed above can be traced at least partly to current national concrete standards, codes, and specifications, most of which are of the prescriptive or 'recipe' type, setting limits on mix proportions, cement content, cover, characteristics of raw materials, batching, mixing, and transporting of fresh concrete, and a range of construction operations from placing to curing. However, these provisions do not actually address the achievement of durability. On-site compliance with such specifications is difficult if not impossible, because many provisions involve difficult-to-measure aspects of construction such as mix proportions. (One notable exception is cover to steel: enforcing this simple expedient would probably solve 90% of current durability problems!)

The problem is further compounded by the fact that the most common 'measures' for durability are concrete strength class and w/c ratio (see e.g. the European and North American Codes and Standards [7-8]). Limiting prescriptive values are defined in relation to specified environmental exposure conditions, with implicit assumptions about design service life (typically 50 years). The standards may also give minimum cover depths in relation to exposure class, with values commonly ranging between 30 - 50 mm when steel corrosion is of concern. Minimum cover is usually related to the concrete design compressive strength, creating the impression of a direct relationship between compressive strength and durability of concrete.

2.1. CRITIQUE OF PRESCRIPTIVE APPROACH

The prescriptive approach needs to be critiqued. Firstly, compressive strength is regarded as a 'proxy' for durability [6], which is inadequate: for example, different methods of achieving the same concrete strength do not all result in the same durability; different binders can give the same strength but vastly different durability performance; and strength of fully compacted and cured laboratory specimens cannot account for construction processes such as placing, compaction and curing, which profoundly affect the quality of the concrete cover.

Further, the specified limits and parameters have only tenuous correlations with properties that actually affect the durability of concrete. These properties relate mainly to the cover zone, i.e. the density and 'impenetrability' of this zone of the concrete member is of critical importance. 'Bulk' compressive strength tests cannot address this issue. The quality of the cover zone is strongly influenced by construction procedures such as compaction and curing, as well as exposure conditions, compared to the influence of w/b ratio and compressive strength [9, 10]. Thus, any effective specification to ensure durability against steel corrosion needs to address the properties of the cover zone.

Figure 3 illustrates the issues raised above, showing results for oxygen permeability index (OPI) values (log scale) [11] measured on actual structures vs. cube compressive strength measured on standard moist-cured lab cubes from the same concretes placed in the structures

[12]. The lack of any sensible correlation illustrates that compressive strength is a poor predictor of potential durability, and that measurements on actual structures are the only reliable way to assess and verify concrete durability.

Also, the prescriptive approach stifles innovation in materials selection, mix design and construction, and precludes objective quality control and conformity assessment. Frequently, the response of designers and constructors to the RC durability problem is that of requiring higher cement contents and/or lower water:cement ratios, and these can be detrimental to long-term durability. Studies [13 - 15] show that reducing the cement and paste content reduces the 'penetrable' phase of the concrete, and thus improves the impenetrability. High cement contents can also result in increased shrinkage and thermal cracking, thus having a negative impact on durability.

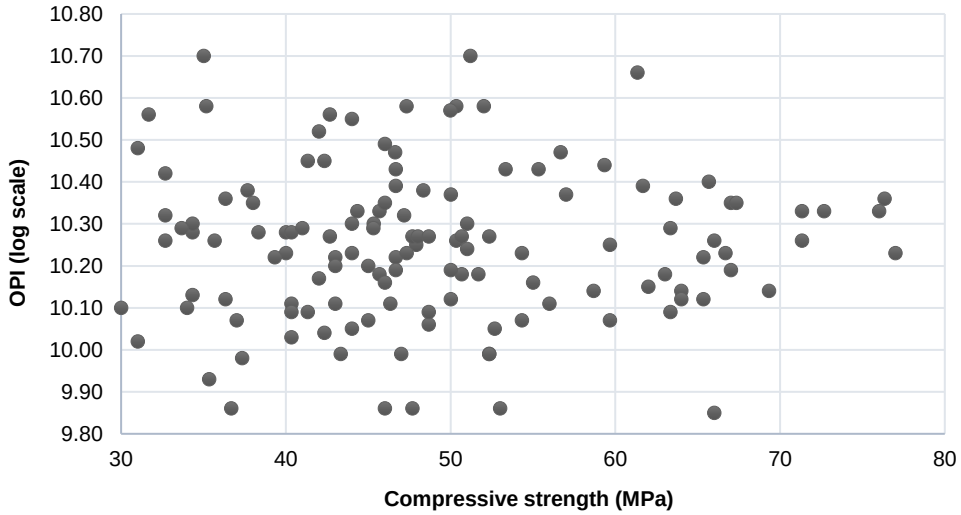


Figure 3 - Lack of correlation between compressive strength (measured in the laboratory on standard cubes), and oxygen permeability (log scale), measured on actual structures built from the same concrete [12].

As stressed by [2] "*Prescriptive specifications …. fail to account for the potentially positive effects of chemical admixtures, mineral additions and construction procedures on concrete durability. This is counterproductive for incentivising the application of modern technology.*" These authors also make the point that a further drawback of prescriptive specifications is that they preclude effective management and maintenance plans for RC structures, which in turn may result in reduced durability over the service life of the structure.

Lastly, with sustainability of concrete construction now of paramount importance, it would be irresponsible and professionally lacking for engineers to continue simply to adopt the methods of the past, and not to make a genuine effort to move into the future. Engineers must eschew the practice of specifying minimum cement contents and concrete strength grades for concrete durability, given the lack of evidence that they yield positive results. Put simply, engineering designers have a 'burden of responsibility' to educate their clients and the owners of infrastructure on modern developments, and to move concrete design and practice into a new paradigm.

3. PERFORMANCE APPROACHES FOR DESIGN – A BRIEF REVIEW

Considering the points discussed above, the 'norm' for RC durability design in the future should become that of 'performance-based design'.

3.1. PRINCIPLES OF PERFORMANCE APPROACHES FOR CONCRETE DURABILITY

As mentioned, the traditional prescriptive approach for concrete durability fails adequately to account for factors such as binder type, chemical and mineral admixtures, and construction procedures. In contrast, performance approaches encourage innovation in concrete construction, by embedding the following principles:

- measurement of relevant concrete properties, which ideally should be used as input parameters in service life models to predict durability of the specific structure in its exposure conditions. These usually involve transport properties or results from performance simulation tests.
- rational design approaches, based on understanding of concrete deterioration mechanisms, reflected in deterioration models. This permits quantitative predictions for durability (or service life) from prevailing exposure conditions and measured material parameters.
- effective quality control by using the measured in situ concrete properties, thus providing means of conformity assessment of the as-built structure.

It is critical to stress that durability will be improved only when measurements of appropriate cover concrete properties can be made on the as-built structure (at least for corrosion control). Such measurements will reflect in-situ concrete properties influenced by the dual aspects of material potential and construction quality. Performance-based quality control needs to be performed either in-situ (using NDT techniques), or on small cores or specimens removed from the in-situ structure. The quality of the concrete is then assessed and compared to the design requirements.

It must be stressed, however, that performance-based approaches that rely purely on the pre-qualification stage, i.e. that rely only on pre-approved concrete mixes based on laboratory or pre-construction trial mixes, or that assess construction mixes only by way of samples taken at the concrete plant or at the point of delivery, cannot be classified as truly 'performance-based'. These approaches do not account for the important influence of construction processes such as on-site quality control, batching and mixing procedures, concrete transport and placement, compaction, curing, environmental influences, etc. Thus, it is essential that the as-built structure and its elements are sampled for conformance with the durability criteria.

These approaches will need to be codified in national and international codes of practice and in specification standards, in order for them to be fully embraced by practitioners (see later). Our ability to model and predict phenomena in concrete structures, in particular various deterioration mechanisms and their effects on concrete properties and structural performance, must substantially improve. All this needs to be placed in a probability / reliability framework, considering the large variability of concrete properties and of environmental actions, within an overarching sustainability paradigm. Clearly, there is still much work to be done, although considerable progress has already been achieved.

4. DURABILITY DESIGN AND SPECIFICATION

This section reviews durability design and specification, in the context of service life design. It also presents selected associated models, necessary for performance-based approaches.

4.1. SERVICE LIFE DESIGN, PREDICTION AND MODELLING FOR DURABILITY

Service life design, prediction and modelling are inherently related, and must be understood in the context of performance-based design. Figure 4 sketches the interrelationships between these concepts and terms. Referring to Figure 4, design is quintessentially the function and activity of engineering, that is, something is produced by design, such as a product, a building, or the like. By contrast, prediction and modelling refer to engineering science, to knowledge. Both are essential in providing durable and sustainable concrete infrastructure.

The objective of durability design is to ensure that the as-built structure remains durable in its exposure environment and for its desired service life. In other words: the structure should not exceed a critical limit state in terms of durability – the so-called 'durability limit state'. Thus, an appropriate combination of materials and structural details must be selected to ensure durability,[16] and the limit state must be clearly defined.

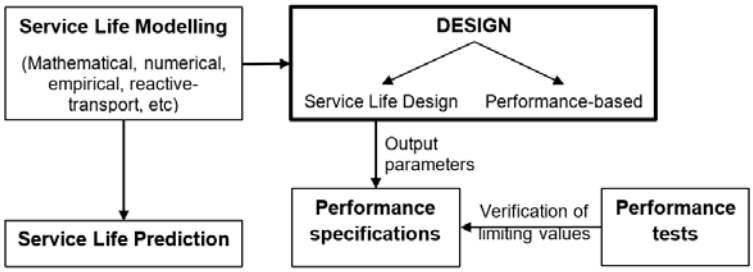


Figure 4: Relationship between Design and various service life concepts / terms [17]

4.2. CURRENT APPROACHES TO DURABILITY DESIGN

Current durability design – if it is carried out at all - is mostly deterministic, providing typically single-value answers. The concept of a specific mechanism of deterioration may be conceptually present, but it is often not understood. Current design lacks the elements of rational modelling of deterioration rates and prediction of quantitative service life.

This approach is inadequate, specifically for 'durability sensitive' structures and large public infrastructure. However, simplified approaches may still be acceptable for many buildings or structures that do not require long service lives, although even these structures should be designed with a view to minimising deterioration and expensive repair and maintenance.

Durability design and specification are linked. The design intent is expressed in the specifications, which should give clear information on the desired outcomes of the construction. As indicated earlier, prescriptive specifications cannot provide the needed outcomes, and usually regard compressive strength as the main material property that will 'guarantee' and govern the resultant durability.

Effective durability design, based on the concepts of performance-based design, must incorporate appropriate materials selection (especially binders) and the quality of construction, and employ service life models and appropriate durability performance criteria.

4.3. SERVICE LIFE DESIGN (SLD) AND RELATION TO SERVICE LIFE MODELS (SLM)

The two main aims of SLD and SLM are, firstly, to assist in delivering durable concrete structures, and secondly, to provide engineering tools on which to base (and justify) rational design decisions.

'Modelling' is defined as "a quantitative estimate of the time-dependent state of a concrete structure in regard to deterioration, with sufficient accuracy that the outputs can be used for engineering design or assessment" [1]. Considering deterioration from reinforcement corrosion in RC structures, SLMs must incorporate ingress of corrosion-promoting contaminants such as CO_2 and/or chlorides, as well as oxygen and moisture. Models can be mathematical, analytical, empirical, etc., and increasingly are reactive transport models or models based on artificial intelligence (AI), machine learning, etc.

4.4. CONCEPTUAL SERVICE LIFE MODELS FOR CORROSION-AFFECTED RC STRUCTURES

The well-known Tuutti two-stage service life model [18] – see Figure 5 - considers deterioration in terms of initiation and propagation phases of corrosion. During initiation, corrosive agents such as CO_2 or chlorides penetrate the concrete cover, leading to de-passivation of the steel. If other necessary conditions are fulfilled, e.g. availability of sufficient moisture and oxygen at the steel, this results in active corrosion, leading to the propagation phase. Considering that concrete quality, depth of cover, exposure conditions, and the type of ingressing agents are critical in terms of initiation, the importance of durability design taking these factors into account is obvious.

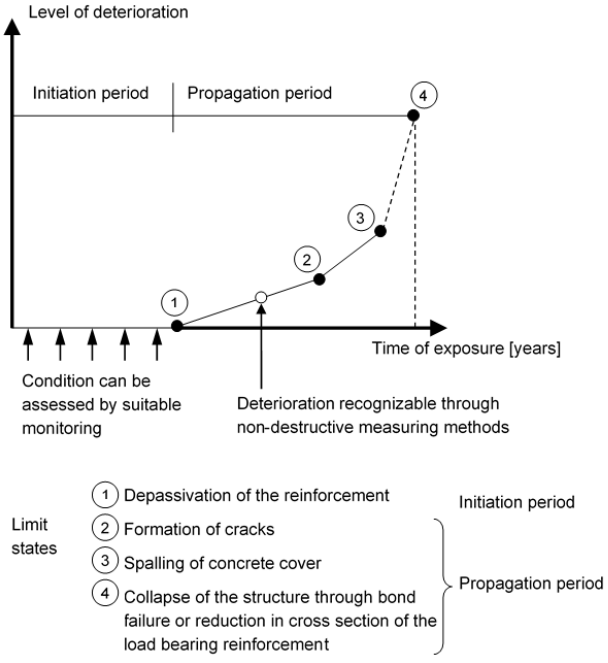


Figure 5 - Tuutti model (elaborated in fib [19])

4.5. CODIFICATION OF SLD

Ultimately, these approaches must be embedded in codes and standards in sufficient detail to be useful to the practising engineer; prior to this, only limited uptake of new ideas by concrete practitioners can be expected. Codes should reflect the current status of design, but unfortunately, they usually lag well behind new knowledge from research and practice. For durability, codes should also clearly define the concepts of durability design and the means to achieve the expected long-term performance [20].

Walraven [21] suggests that service life design and codification using performance-based approaches require the following elements: (i) limit state criteria, (ii) a defined service life, (iii) deterioration models, (iv) compliance tests, (v) maintenance and repair strategies, and (vi) quality control systems. Limit state criteria for structural performance must be practical, such as the amount and nature of cracking or loss of steel rebar.

Deterioration models must require that the model parameters conform to the performance criteria. The key model parameters should be measurable in site practice, verifiable in construction, and incorporated into the project specifications. In reality, there are currently few such approaches in practice.

In Europe, the key codes and standards are the *fib* Model Code for Service Life Design (*fib* Bulletin 34 (2006)), *fib* Model Code 2010 (2013), ISO 13823 (2008), ISO 16204 (2012), and Eurocode 2 (EN 1992-1:2004 (2004)). In North America, a key document (but not a code or standard) is ACI 365.1R-17 (2017) – 'Report on service life prediction'. The basic methodology is that of 'limit state design', in which quantitative models for the 'loading' (i.e. environmental actions) and the 'resistance' (i.e. resistance of the concrete against the considered environmental actions) are used. In many cases, such reliable, quantitative models are either poorly developed for practical use, or non-existent in the codes.

Regarding durability in particular, the design options are: full probabilistic approach; semi-probabilistic approach (partial factor design); deemed-to-satisfy rules; and avoidance of deterioration. (More details can be found in [1], including the limit state criteria).

In most cases, the full probabilistic approach will not be necessary. The 'deemed-to-satisfy approach', while conceptually similar to current prescriptive durability specifications, differs by being based on physical and chemical models for concrete, rather than only on practical experience; it is thus partially 'performance-based'.

This approach is most likely to be used for the majority of structures of a 'non-critical' durability nature. Therefore, it is essential that this approach be calibrated against the full probabilistic approach, ensuring a self-consistent set of design 'rules' for durability and service life prediction. The limiting values for design, material selection and execution, are determined from statistical evaluation of experimental data and field observations.

The drawback is that a service life estimate is not required in the 'deemed-to-satisfy' approach, making it not a true performance-based approach, since key material and construction factors are not verified during actual construction. However, it will be a relatively small step to add these criteria and thereby materially improve this approach for a wide range of concrete structures. Therefore, the specified limits should relate to actual performance criteria such as a relevant durability indicators [22].

4.6. *fib* MODEL CODES (MC 2010 AND MC SLD)

The design approaches in *fib* MC 2010 [23] avoid or minimise deterioration from environmental actions in similar ways to design for loading and are therefore 'intelligible' to structural design engineers. MC 2010 clearly draws on the earlier *fib* Model Code for Service Life Design (MC SLD), [19] and also categorizes approaches for service life design as full probabilistic, partial factor design, deemed-to-satisfy, and avoidance of deterioration, as in MC 2010 and the ISO documents.

The *fib* MC SLD defines 'Design service life' as the period for which a structure or part of it is to be used for its intended purpose, and in which:

- deterioration and material performance are quantified as far as possible (including kinetic or rate effects),
- a suitable 'risk' approach is adopted, based on reliability (i.e. probability), and
- quantifications, costs, interventions (e.g. maintenance) and so on can be rationally considered.

An advantage of the *fib* documents is that they give prediction models for deterioration (e.g. carbonation and chloride ingress) and the related limit states associated with reinforcement corrosion (depassivation, cracking, spalling, and collapse). Based on current international consensus, MC 2010 bases design service life on the corrosion initiation period as the limit state. This has been critiqued [24] and future modifications will need to address the propagation period also.

Test methods are also given for performance-based characterization of concrete material properties. For carbonation resistance, the accelerated carbonation test is proposed (e.g. BS EN 13295 (2004)), while for characterization of chloride resistance, *fib* MC SLD specifically mentions the Rapid Chloride Migration Method (NT BUILD 492, 1999). Notably, MC 2010 states that the models are valid only for uncracked concrete, but does not provide guidance on how to modify the predictions for cracked concrete.

The above aspects have been comprehensively summarised and detailed in [20]. Also, note that *fib* MC 2020 will also be available in the near future, and it is expected to contain significant improvements and elaborations over the 2010 version.

4.7. DEVELOPMENTS IN NATIONAL STANDARDS, AND AVAILABLE SERVICE LIFE MODELS FOR CORROSION-AFFECTED RC STRUCTURES

National standards that include performance requirements usually do so together with prescriptive requirements, and are therefore so-called 'hybrid standards'. Examples are: Canadian Standard A23.1-04/A23.2-04; Swiss Standards SIA 262 and 262/1. In South Africa, where standards are still largely based on prescriptive requirements, performance-based specifications and quality control for concrete durability have been used already for more than 10 years in national bridge infrastructure [12].

Table 1 gives a brief resume of some available service life models (often reflecting specific countries or global regions, i.e. local conditions).

Table 1 - Summary of selected service life models for corrosion in RC structures

Model	**Characteristics**	**Reference**
DuraCrete	Probabilistic modelling of carbonation and chloride ingress. Performance-based approach for material characterization.	[25]
Life-365®	Chloride diffusion model, based on Fick's law. Semi-probabilistic. Provides life-cycle cost analysis.	[26] Free software (www.Life365.org)
Stadium®	Multi-ionic model, based on Nernst-Planck equation. Provides chloride ingress rate and corrosion initiation, carbonation and sulphate profiles. Full probabilistic.	[27] Proprietary software (www.simcotechologies.com)
fib Bulletin 34 – Model code for service life design	Based on Fick's 2nd law. Primarily chloride ingress and carbonation. Used in *fib* Model Code 2010. Full probabilistic. Performance-based approaches are included.	[19]
Concrete Works	Based on Fick's law. Predicts strength, chloride ingress, thermal cracking. Variant of Life-365®	[28] www.texasconcreteworks.com
LIFEPRED	Based on Fick's Law.	[29]
ClinConc	Chloride diffusion model.	[30]
DuraCon	Based on Fick's law and the RCMT; also used for quality control and quality assurance, and condition assessment during operational life.	[31]
Durability Index Approach	Performance-based design and quality control based on durability indicators for carbonation and chloride diffusion	[32, 33]

Some models cover both chloride and carbon dioxide ingress into concrete, such as the European model "DuraCrete" and the North American "LIFE-365". In Spain and South Africa, carbonation and chloride ingress models have also been developed, as well as in Scandinavia, "ClinConc" and DuraCon. An example of a reactive transport model is Stadium® [27], which is multi-ionic and based on the Nernst-Planck equation. It simulates movement of ionic species in time steps using coupled-species diffusion, moisture/temperature coupling, and time-dependent transport properties; a chemistry module simulates pore-solution / hydrated phase reactions, using dissolution / precipitation equilibria. It is also fully probabilistic. For a fuller treatment of available models, see [1].

5. GENERAL CRITIQUE

In addition to the focused critique given earlier regarding prescriptive specifications and service life models, this section provides an abbreviated general critique to guide future thinking. (Interested readers should consult the reference list for more details.)

5.1. SERVICE LIFE MODELS

Service life models for corrosion-affected RC structures are used to predict the rate of chloride penetration or carbonation, thus the time to corrosion initiation [2]. Note the following current problems with many models:

a. Inability to account for spatial and temporal variation of ingress into the structure and its different elements, leading to major differences in time to initiation across the structure
b. Large data scatter, requiring a probabilistic approach taking statistical variability into account; while this is acceptable conceptually, reliable data on actual in situ variability is lacking, and considerable field work is needed in all exposure environments to obtain these data.
c. Inadequacy of taking initiation as the end-of-service life criterion; particularly in carbonation-induced corrosion, considerable extra life is possible during the propagation stage.
d. Lack of inclusion of damage modelling in the current deterioration models, considering that steel de-passivation does not automatically lead to steel corrosion; an example is when carbonation-induced depassivation does not lead to substantial corrosion if the exposure is too dry for active corrosion.
e. 'Accuracy' of SLMs, i.e. their ability to predict the actual state of a structure over time; in this regard, long-term calibration of such models is sorely needed, but actually impossible at this stage, considering the long time-frames involved. Also, lab-based models may be highly inaccurate. Added complexity in modelling does not always justify the results obtained.

Thus, for reliable prediction, a range of trial concretes must still be tested under appropriate conditions to collect data for construction or calibration of the models.

5.2. SERVICE LIFE DESIGN

Since SLD is based on SLMs, the above critique is also relevant here. Further issues are:

a. Relevant material properties should be verified on the as-supplied concrete as well as on the as-built structure, in order to verify the modelling assumptions.
b. Since SLD requires appropriate material parameters to be determined, research is still needed on the use of practical test methods in service life modelling and design. While many test methods exist (see e.g. RILEM TC NEC [34], many are not time-efficient, nor do they deliver the needed material properties that can be integrated in terms of appropriate SLMs.
c. Chloride ingress models in particular are poor at characterising chloride surface concentrations and diffusion coefficients as input parameters, particularly their long-term development. Also, models are lacking for different exposure conditions which set the

boundary parameters, e.g. the atmospheric zone. Likewise, reliable carbonation models are still lacking, especially in regard to the spatial variation of carbonation in structures.

d. Most models do not account for the effects of cracking on durability – this in spite of cracking being prevalent in most concrete structures. This also means that suitable limit state criteria for cracked RC structures in, e.g., chloride conditions, are lacking.
e. The imperative of using a full performance-based framework without which SLD cannot develop its true potential, and linking this with the ability to account for variability in input parameters, such as cover depths, material resistance, environmental factors, etc.

6. CLOSURE

According to [20], service life design requires selection of the predictive models, the concrete tests to be used, the schedule of inspections, and circumstances under which repairs or rehabilitation are required. Our current approaches are understandably simplistic, in view of the complexity of the problem. We need to advocate for a 'best practice' approach utilising the best available knowledge, models, and practical experience. Researchers must play their part in providing these 'best practice' tools, and seek to set up 'feedback loops' in which practitioners provide information on performance of constructed facilities, and researchers build this information into further scientific, analytical and numerical approaches.

SLD and SLM have the two main aims of delivering durable concrete structures, and providing engineering tools for design decisions. While it is necessary that improved models and approaches continue to be developed, these aims must be kept in mind. Unnecessary complications in models should be avoided, and a constant focus must be kept on providing practitioners with usable and reasonably reliable approaches for durability design. Importantly, the developed approaches must continue to grapple with how to assess in-situ properties of the as-built structures. Consequently, the links between 'reality' as achieved in the real structure and 'imagination' as conceived in the models must be strengthened.

Clearly, there is still much room for future research in these important areas. Note in particular, the need inter alia for a better fundamental understanding of deterioration processes affecting reinforced concrete structures; of the correlations between performance test results and the actual durability performance of concrete structures; and of long-term testing and verification of models against actual performance in the field.

Doubtless, much exciting and useful work still remains to be done.

REFERENCES

[1] Alexander M.G., Beushausen H.: Durability, service life prediction, and modelling for reinforced concrete structures – review and critique. ICCC, Prague, Sep. 2019. (Publ. in CCR, 122 (2019), 17-29).

[2] Beushausen H., Torrent R., Alexander M.G.: Performance-based approaches for concrete durability: state of the art and future research needs, Cement & Concrete Research, 119, 2019, 11-20. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.01.003

[3] Alexander M.G., Beushausen H., Otieno M.: Service life and durability design of RC structures: general considerations and selected Southern African perspectives and experiences. Special Issue on Corrosion and Service-life of RC Structures, Journal of Sustainability and Resilience of Infrastructure. 2021.

[4] Alexander M. G.: Service life design and modelling of concrete structures – background, developments, and implementation, *Revista ALCONPAT*, 8(3), 2018, pp. 224–245. doi: http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.325.
[5] Alexander M. G., Bentur A., Mindess, S.: Durability of Concrete: Design and Construction. CRC Press, 2017, (Taylor & Francis Group).
[6] Alexander, M.G., Ballim, Y., Stanish, K.: A framework for use of durability indexes in performance-based design and specifications for reinforced concrete structures, Materials & Structures, Vol. 41, No. 5, June 2008, pp. 921-936.
[7] EN-206, Concrete: Specification, performance, production and conformity, European Standard, 2013.
[8] ACI-318-11, Building code requirements for structural concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, ACI, 2011.
[9] Torrent R., Fernandez Luco, L. (editors), Non-destructive evaluation of the penetrability and thickness of the concrete cover, State-of-the-Art-Report, RILEM TC 189-NEC, RILEM Publications S.A.R.L., France, 2007, 223 pp.
[10] Beushausen H., Hoehlig B., Martin M.: The influence of curing methods on durability indicators & micro- and macro porosity of concrete, Performance-based Approaches for Concrete Structures, Proceedings of the *fib* SyRefs:
[11] Beushausen H., Fernandez-Luco L.: Symposium 2016, edited by H. Beushausen, Cape Town, November 2016, ISBN 978-2-88394-121-2, 2015, 10 pp.
[12] Nganga G., Alexander M.G., Beushausen H.: Practical implementation of the durability index performance-based design approach, Construction & Building Materials, Published online: 6-MAY-2013. Construction and Building Materials. Vol 45 (2013) pp. 251-261. (DOI information: 10.1016/j.conbuildmat.2013.03.069
[13] Buenfeld N.R., Okundi E.: Effect of cement content on transport in concrete, Magazine of Concrete Research, 50(4), 1998, 339-351.
[14] Kolias S., Georgiou C,: The effect of paste volume and of water content on the strength and water absorption of concrete, Cement and Concrete Composites. 27, 2005, 211-216.
[15] Wassermann R., Katz A., Bentur A.: Minimum cement content requirements: a must or a myth? Materials and Structures. 42, 2009, 973-982.
[16] Alexander M.G., Santhanam M.: Achieving durability in reinforced concrete structures: durability indices, durability design and performance-based specifications. Keynote paper at International Conferences on Advances in Building Sciences & Rehabilitation and Restoration of Structures, Feb 2013, IIT Madras, Chennai, India, 21pp.
[17] Somerville G.: Engineering design and service life: a framework for the future. In Prediction of concrete durability: Proceedings of STATS 21st Anniversary Conference. Glanville, J.A.N., Ed. London. E & FN SPON. 1997, 58-76.
[18] Tuutti, K.: Corrosion of steel in concrete, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, Report No. CBI Research 4, 1982, 82.
[19] *fib*: Model code for service life design. Lausanne: fib. 2006, (*fib* bulletin; 34).
[20] Bentur, A.: Chapter 5 in Alexander M. G., Bentur, A., Mindess, S.: Durability of Concrete: Design and Construction. CRC Press, 2017, (Taylor & Francis Group).
[21] Walraven J.: Design for service life: how should it be implemented in future codes?, International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, Proceedings ICCRRR 2008, Cape Town, 24-26 Nov. 2008, pp. 3–10.

[22] Alexander M. G.: Chapter 6, in Alexander M. G., Bentur A., Mindess S.: Durability of Concrete: Design and Construction. CRC Press, 2017 (Taylor & Francis Group).
[23] *fib* Model Code for Concrete Structures 2010. Berlin, Germany: Wilhelm Ernst & Sohn, 2013.
[24] Otieno M., Beushausen H., Alexander M.G.: Chloride-induced corrosion of steel in cracked concrete – Part I: Experimental studies under accelerated and natural marine environments, Cement and Concrete Research, 79, 2016, pp. 373–385.
[25] DuraCreteR17.: Final Technical Report, DuraCrete – Probabilistic performance-based durability design of concrete structures', The European Union–Brite EuRam III, 2000 ((Document BE95-1347/R17)).
[26] LIFE-365.: Service life prediction model, Computer program for predicting the service life and life-cycle costs of reinforced concrete exposed to chlorides, 2005, ACI Committee 365.
[27] STADIUM®, available at: www.simcotechnologies.com (proprietary software).
[28] Folliard, K. J., Juenger, M., Schindler, A., Riding, K., Poole, J., Kallivokas, L. F., Slatnick, S., Whigham, J., and Meadows, J. L.: Prediction Model for Concrete Behavior—Final Report, CTR-Technical Report 0-4653-1, 2008, Center for Transportation Research at the University of Texas, Austin, TX.
[29] Andrade, C. and Tavares, F.: LIFEPRED Service Life Prediction Program, Ingeniera de Seguridal Y Durabilidad S.L., 2012, Madrid, Sp.
[30] Tang, L.: Chloride transport in concrete: measurement and prediction. 1996, Chalmers University of Technology.
[31] Gjørv, O. E.: Durability Design of Concrete Structures in Severe Environments. 2014, London and New York: CRC Press (Taylor & Francis Group).
[32] Mackechnie, J. R.: Predictions of Reinforced Concrete Durability in the Marine Environment (Research Monograph No. 1), 2001, Department of Civil Engineering, University of Cape Town.
[33] Alexander, M., Mackechnie, J. and Ballim, Y.: Guide to the use of durability indexes for achieving durability in concrete structures (Research Monograph No.2), 1999, Universities of Cape Town and Witwatersrand.
[34] Torrent R., Luco L. F. (Editors), Non-Destructive Evaluation of the penetrability and thickness of the concrete cover, State of The Art Report (STAR): RILEM TC 189-NEC, RILEM Publication S.A.R.L, 2007, p. 246.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
U-5 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Milan Veljkovic[1], *Mäel Couchaux*[2], *Ana M. Girão Coelho* [3], *Primož Može* [4], *Aurel Stratan*[5], *František Wald* [6]

PRORAČUN VEZA – KRATKI PREGLED REVIZIJE UKLJUČENE U prEN 1993-1-8:2021

Rezime:

Radovi na reviziji Evrokodova za proračun konstrukcija su započeli 2015. godine na osnovu dogovora Evropske Komisije i CEN-a iz 2012. godine. U sklopu Mandata M/515 formirana su prva dva tima, SC3.PT1 i PT2, koji su bili zaduženi za pripremu revizije standarda EN 1993-1-1 i EN 1993-1-8. U radu je prikazano par karakterističnih promena koje su unešene u revidovani standard za proračun veza čeličnih konstrukcija, pripremljen projektnim timom PT2 u periodu 2015-2018. godine.

Ključne reči: veza sa zavrtnjima, komponentalan metoda, nominalna zglobna veza, proračun veza

DESIGN OF JOINTS - A SHORT REVIEW OF prEN 1993-1-8:2021 REVISION

Summary:

The revision of Eurocodes for design verification of structures started in 2015, following an agreement between the European Commission and CEN from 2012. The revision and further evolution of Eurocodes are being carried out within the Mandate M/515. Two project teams SC3.T1 and SC3.T2, responsible for the drafting of new versions of EN 1993-1-1 and EN 1993-1-8, have carried out their work in the period 2015-2018. This paper addresses a number of key changes introduced in the draft proposal for the new version of EN 1993-1-8.

Key words: bolted connection, component method, nominally pinned connection, design of joints

[1] *Prof., Delft University of Technology, The Netherlands*
[2] *Assoc.Prof., Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Rennes, France.*
[3] *Dr., Director of Engineering British Constructional Steel Association, United Kingdom*
[4] *Assoc.Prof., University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Slovenia*
[5] *Prof., Politehnica University of Timisoara, Romania*
[6] *Prof.,Czech Technical University in Prague, Czech Republic*

1. INTRODUCTION

The members of the Project Team SC3.T2, authors of the paper, completed the work on the revision of EN 1993-1-8 during Spring 2018. In the process of revision of Part 1-8, 1413 questions/comments were collated by national standardisations bodies, conveyed and systematised by DIN to CEN/TC250/SC3. These questions were considered during the technical discussions carried out at Evolution Group WG8 and ECCS Technical Committee TC10 meetings. Representatives of national standardisation bodies accepted the technical draft proposal at SC3 meeting in March 2019, prEN 1993-1-8:2021(E) [1]. About two years after the official end, the final text of the standard, editorially improved by DIN to meet the CEN standards' quality, was circulated for CEN enquiry in March 2021. The CEN Enquiry phase lasts for three months and then a so-called Reference Group will prepare answers on comments for the decision of WG8, planned October 2021. Finally, it is expected that prEN 1993-1-8 will be voted as a standard in November 2022. The last deliverables (EN 1993-1-11 and all other EN 1993-* parts from phase 4) under mandate M/515 will be ready for final vote in October 2025. In parallel with the work of SC3.T2, a working group formed under the auspices of CIDECT prepared a WG8 report, "Proposal for implementation of the component method for tubular joints in EN 1993-1-8" in 2015 [2]. A decision CEN/TC 250 05/2017 from 2017-02-10 adopted a preliminary work item as a separate part of EN 1993-1-8: TS 1993-1-801 "Hollow section joint design according to the component method". A Technical Specification (TS) is a normative document that has the importance of Eurocodes, but three year revision period and the possibility to have conflicting national provisions. CEN formal enquiry is not required for a TS, which allows the document to be formally voted in November 2022. The pre-condition is that the document prepared by CIDECT is updated in line with the provisions included in Chapter 9 [1]. The project team SC3.T2 was assigned with the following sub-tasks:

- Reduction in number of Nationally Determined Parameters (NDPs);
- Enhance ease ease-of-use by improving clarity, simplifying routes through the Eurocode, avoiding or removing rules of little practical use in design and avoiding additional and/or empirical rules for a particular structure or structural-element types;
- Extension of design rules for modern joints and connections;
- Extension of design rules for welded joints and for mixed steel connections;
- Further development of the component models for joints to increase the robustness of joints;
- Extension of design rules to high strength steels ($f_y \leq 700$ N/mm^2);
- Include the most recent CIDECT guidelines for the design of hollow section joints;
- Harmonisation of the design rules in part 1-8 with fabrication and erection requirements set out in EN 1090-2, product standards, and the various parts of Eurocodes.

Many of the requirements for the design of joints were revised and updated. The standard was restructured for improved navigation and ease-of-use. The fundamental principles and concepts are kept in the body of the standard, while the application rules for components and different joint configurations are given in annexes. It was difficult to find a proper balance between requirements of the "standard writing" and intentions to provide clear instructions for the application of the principles behind the component method. Our intention to improve the

clarity of the component method could be illustrated by providing an explanatory figure, see Figure 1.

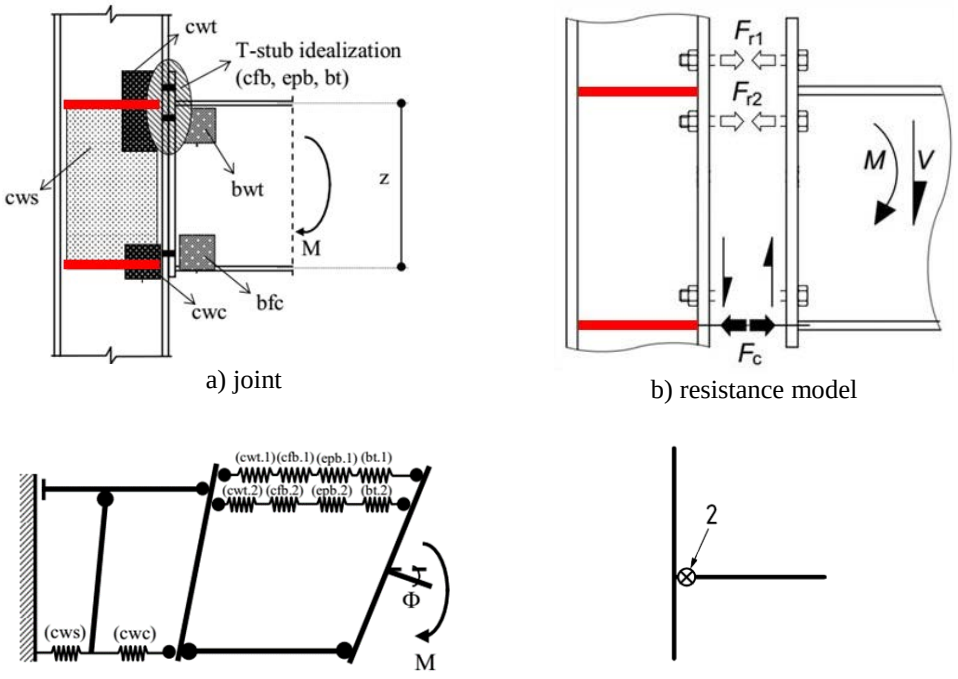


Figure 1 - Example of basic components, resistance model, mechanical and simplified model for a single-sided beam-to-column joint configuration with bolted end plate connection with two-bolt rows in tension, from [1]

The new structure follows the rules in "CEN/CENELEC Internal Regulations Part 3:2017 (E)", which requires a fixed structure consisting of "Scope", "Normative references" and "Terms and definitions", followed by other content. The revised table of contents of [1] is as follows:

1. Scope;
2. Normative references;
3. Terms, definitions and symbols;
4. Basis of design;
5. Connections using bolts, rivets or pins;
6. Welded connections;
7. Structural analysis;
8. Structural joints connecting H or I sections;
9. Hollow section joints;

Annex A. Structural properties of basic components (Normative);
Annex B. Design of moment-resisting beam-to-column joints and splices (Normative);

Annex C. Design of nominally pinned connections (Normative);

Annex D. Design of column bases (Normative).

Former Chapter 5 [3] "Analysis, classification and modelling" became Chapter 7 "Structural Analysis". Chapter 6 [3] "Structural joints connecting H or I sections" became Chapter 8, which now only includes the general principles for determining structural properties of joints using the component method, as well as provisions for equivalent T-stub in tension and equivalent T-stub in compression. Provisions for the design of individual components can be found in normative Annex A and were organised more systematically by listing 21 components with rules for determining strength and stiffness. The indices used for identifying the strength and stiffness of components were harmonised. Improvements were brought to a description of various components to enhance the correct application of the component method. New rules were provided for cases common in practice (e.g. stiffened extended endplates).

Specific rules for moment-resisting joints and splices and nominally pinned joints are given in Annexes B and C, respectively. Requirements for rotation capacity of joints in plastic analysis have been modified by bringing in a material over-strength factor, which depends on the steel grade and varies from 1,45 to 1,20 for S235 to S460, respectively.

The design verification procedure of the column base plate is described in six places in [3]. In new Annex D, the main information required to check the resistance (bending, shear and axial resistance) and the rotational stiffness are provided. The components necessary for the application of Annex D are given in Annex A and specifically:

- Concrete and base plate in compression in A.14.
- Base plate in bending under tension in A.15.
- Anchor bolt in tension and shear in A.16 and A.18, respectively.
- Anchoring components in tension and shear in A.17 and A.19, respectively. This paragraphs refer to the standard for anchorages EN1992-4:2018 [4].

The design criterion for welds in moment-resisting joints has been modified to allow welds to be the weakest components under certain circumstances. EN 1993-1-8:2005 [3] requires that in all joints, the size of the welds should be such that the design moment resistance of the joint $M_{j,Rd}$ is always limited by the design resistance other basic components, and not by the design resistance of the welds. During the Systematic Review, it was argued that this requirement could be too onerous. This subject was discussed at length in WG8, and it was decided to amend the rule such that the design resistance of welds should not limit the joint resistance in following cases:

- If plastic distribution of forces is used in joint design.
- If global plastic analysis is employed.
- If the ductility is not assumed in the joint (see section 5 below).

In other cases, welds are allowed being weaker than other components.

The provisions for the design of welds have been modified to account for the possibility of undermatching filler metals in the case of steel grades not lower than S460 ($f_y \geq 460$ N/mm^2). The section on welding in cold-formed zones has been moved to prEN1993-1-10:202*(E).

A short selection of some of major changes introduced for design verification of connection using bolts, moment resistant beam-to-column joints and nominally pinned connections [1] are given below.

2. BOLTED CONNECTIONS

The following major changes were made for the design of bolted connections:

- The calculations of the bearing resistance were modified,
- Requirements for bearing in two directions were clarified,
- Non-linear model to calculate the deformation of the bolt hole due to the bearing was introduced,
- Provisions for the design and fabrication of connections with bolts in threaded holes were added,
- The requirements for block tearing were clarified and revised,
- Checks for the resistance of angles connected by one leg (particularly the net cross-section resistance) and other asymmetrically connected members in tension were revised.

The new design rules for bearing resistance, bearing resistance of bolt group, block tearing resistance and net cross-section resistance, as well as the values of partial safety factors were validated by a statistical analysis of more than 1200 test results [6].

The bearing resistance at bolt hole is calculated as the average pressure of the force acting on the area projected by the bolt :

$$F_{\mathrm{b,Rd}} = k_{\mathrm{m}} \alpha_{\mathrm{b}} d\, t \frac{f_{\mathrm{u}}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} \tag{1}$$

$$\alpha_{\mathrm{b}} = \begin{cases} \min\left(\dfrac{e_1}{d_0}; 3\dfrac{f_{\mathrm{ub}}}{f_{\mathrm{u}}}; 3 \right) & \text{for end bolt} \\ \min\left(\dfrac{p_1}{d_0} - \dfrac{1}{2}; 3\dfrac{f_{\mathrm{ub}}}{f_{\mathrm{u}}}; 3 \right) & \text{for inner bolt} \end{cases} \tag{2}$$

$$k_m = \begin{cases} 0.9; & \text{for steel grades} \geq \text{S460} \\ 1; & \text{otherwise} \end{cases} \tag{3}$$

where d is the bolt diameter, t is the plate thickness, f_{u} is the nominal tensile strength of the plate, e_1 is the end distance, p_1 is the spacing between bolts and f_{ub} is the nominal tensile strength of the bolt. The bearing resistance is independent of the edge distances e_2, perpendicular to the direction of the resulting bearing force. The definition of the bearing resistance is based on the bearing resistance of a connection with a single bolt [7], [8] . A connection consisting of a plate is defined by distances e_1 and e_2, and bolt diameter d. t represents the lower limit of resistances defined as: a plate with edge distance e_2 exists for each given end distance e_1, The optimal design is achieved if the maximum resistance of the net cross-section and the maximum bearing resistance (for a given e_1) are reached simultaneously.

In case of shorter edge distance e_2, the net cross-section failure is relevant and in case of larger e_2, the bearing resistance increases compared to the lower bound of the bearing resistance. Therefore, the lower bound of bearing resistance is usually represented by end-splitting failure. If bolts with sufficient strength are designed, the load bearing resistance of a group of bolts can be calculated as the sum of the design bearing resistances of the individual bolts. This simple rule for adding resistances requires ductility and deformation capacity, which are considered in the reduction coefficient k_{m} for high strength steels and in the coefficient α_{b} for inner (upstream) bolts. Although the tests confirm that the deformation capacity at a bolt hole with a short end

distance e_1 is sufficient for the remaining bolts to develop an ultimate bearing resistance (e.g. $e_1 = 0.87d_0$, $p_1 = 3.65d_0$, see [9]), it is good design practice to select the end distance e_1 so that it is at least half of bolt spacing. The rule on the addition of the bearing resistances was also confirmed by the tests of long lap joints with 8 to 14 bolts [10] , where the bearing resistances have to be reduced by β_{LF}, taking into account non-uniform distribution of forces between the bolts.

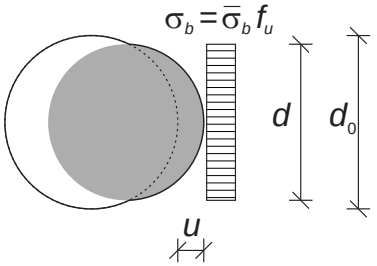


Figure 2 - Bolt hole deformation u

The deformation behavior of the bearing at the bolt holes is nonlinear without actual elastic behavior. The embedding of the bolt induces a local yielding at the edge of the bolt hole. For smaller downstream distances, the embedding is carried out until 80% of the bearing resistance is reached. For larger distances, which provide a greater bearing capacity, the embedding is completed when the average bearing stress reaches $2f_u$. When these limits are exceeded, the yielding advances through the downstream material, which leads to large hole deformations. Although the deformation of the bolt hole is not reversible, the embedding of the bolt is often called nominal elastic behaviour. The non-linear calculation of bolt hole deformation in the nominal elastic range is given in A.13.2(2) [1].

Traditionally, the ductile behavior of bearing-type bolted connections is ensured by the design of bolts that have a higher shear resistance than the bearing resistance. Therefore, the increase of the load bearing resistance increases the load capacity requirements for the bolts under shear. Sufficient ductility is achieved when the bearing force exceeds 80% of the bearing resistance, as this limit is related to the fast increase in the bolt hole deformation. This resulted in approximately same capacity requirements for the bolts as in [3] ($2.4d \cdot t \cdot f_u$ instead of $2.5d \cdot t \cdot f_u$). According to A.13.2(2) the deformation of the bolt hole at average bearing stress of $2.4f_u$ is approximately 1/3 of the bolt diameter and increases to one bolt diameter at average bearing stress of $3f_u$.

If the deformations of the connections are of concern in the serviceability limit state, they should remain elastic. For bearing connections (Category A) this can be achieved by designing to nominal elastic behaviour, i.e. by limiting the shear force per bolt to max 80 % of the bearing resistance, but not more than $2f_u$. Average bearing stress of $2f_u$ causes the deformations of the bolt hole equal to d/6 and the slip due to the initial misalignment should also be taken into account. A preferred option then is the use of slip resistance connections.

3. MOMENT-RESISTING JOINTS AND CONNECTIONS

Various improvements were brought to the code for simplification or extension of rules for determination of characteristics of joint components. One of them concerns the determination of the effective length of an equivalent T-stub for a stiffened column flange or an end plate. In the current version of the code, the effective lengths are obtained graphically using the α coefficient given in Figure 6.11 [3], depending on parameters λ_1 and λ_2. Graphical interpolation is not suitable for implementation in spreadsheets or in software based design. Several proposals available in the literature for analytical formulation of the α coefficient were assessed, and the one formulated by Rodier [11] was selected, as it gives a direct calculation of α parameter:

$$\alpha = 4 + 1.67\frac{e}{m}\left(\frac{m}{m_2}\right)^{0.67} \quad \text{but} \quad \alpha \geq 4 + 1.25\frac{e}{m} \quad \text{and} \quad \alpha \leq 8 \tag{4}$$

where m, e and m_2 are defined in Figure 3.

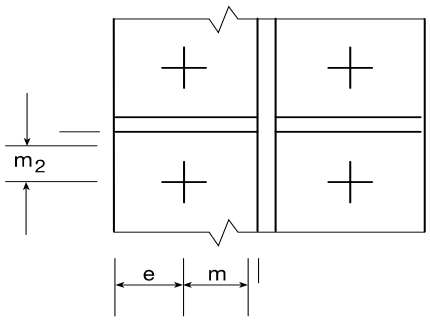


Figure 3 - Definitions of m, e and m_2 for a bolt row adjacent to stiffener

Another change, aiming to improve clarity and easy of use of the standard, concerns effective lengths of a group of bolt rows. Provisions in [3] (Table 6.4, Table 6.5, Table 6.6, Figure 6.9) for determining effective lengths of bolt rows are misleading in the case of inner bolt rows considered as part of a group of bolt rows. For example, all three bolt rows in Figure 3 are "inner bolt rows" according to Table 6.4 and Figure 6.9 of [3]. When applying literally provisions in Table 6.4 of [3], all three bolt rows have the effective length for circular patterns of 2p when considered as a group of bolt rows. This is not true though, as the first and last bolt rows should be assigned an effective length of πm+2p, also shown in [12].

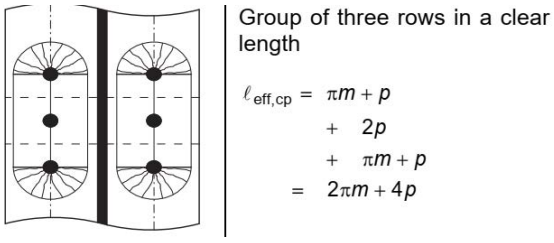
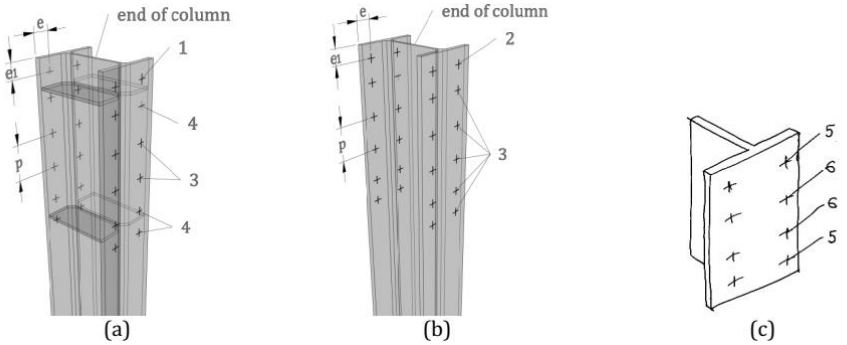


Figure 4 - Effective lengths for circular patterns of a group of bolt rows [12]

Therefore, Tables 6.4, 6.5 and 6.6 [3] were re-arranged to make explicit the distinction between "first/last" and "internal" bolt rows part of bolt groups. Moreover, Table 6.4 (effective lengths for an unstiffened column flange) and Table 6.5 (effective lengths for a stiffened column flange) were merged, as most of the information was redundant. Figure 6.9 (Figure A.5 in [1], see Figure 5) was also improved to aid identification of different types of bolt rows.



Key:
1 End bolt row adjaent to a transverse stiffener
2 End bolt row
3 Inner bolt row
4 Inner bolt row adjacent to a transvers stiffener
5 Firs/Last bolt row
6 Inner bolt row

Figure 5 - Bolt row location for stiffened (a) and unstiffened (b) column flange, and bolt row location within the bolt group (c).

Resistance of unstiffened end plate extension is quite low in comparison with the first bolt row below tension flange. Therefore, stiffeners are often used to increase the strength of the bolt row outside tension flange of beam in extended end plate connections. However, this design situation is currently not covered by [3]. Therefore, design provisions for stiffened extended end plates were added to the standard.

Effective lengths for stiffened end plate extension were introduced in Table A.3 of [1] based on the background information from [12] and [13]. There are more possible plastic mechanisms (and corresponding effective lengths) available in the two publications. As a simplification, only those consistent with existing provisions [3] were retained. Four plastic mechanisms can be identified for circular patterns of an end plate extension, with corresponding effective lengths of: $2\pi m$, $2\pi m_x$, $\pi m + 2e_x$, $\pi m_x + 2e$. However, only two of them were introduced in the standard: $2\pi m$ and $\pi m + 2e_x$. The reason is for being consistent with the approach currently used in the standard for other bolt rows. For example, two plastic mechanisms can be identified for circular patterns of the first bolt row below tension flange of beam, with corresponding effective lengths of: $2\pi m$ and $2\pi m_2$. However, as a simplification, [3] uses just one: $2\pi m$. Similar approach was adopted for non-circular patterns.

4. NOMINALLY PINNED CONNECTIONS

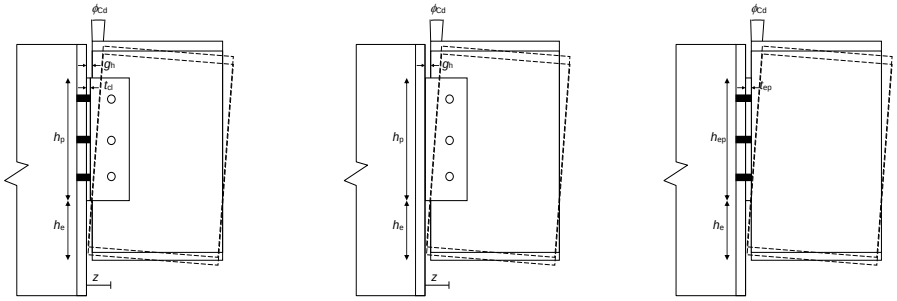
Fin plate, partial depth end-plate and double angle web cleat connections, see Figure 6, are one of the most used structural steel connections but are not dealt with in the current version of the standard [3]. Annex C introduces design rules for these connections based on the ECCS design requirements n°126 [14] developed by ECCS TC10 ten years ago. These requirements are used in many countries now (France [15], UK 0, Germany). Double angle web cleat connections were not directly presented in the ECCS, Annex C provides now detailed rules to avoid possible misinterpretation of [14]. Design rules apply to un-notched beam or column composed of I/H sections, however this annex can be easily applied to other cases (notched beam, column made of CHS/RHS) and existing publications provide enough material on the subject [15], 0. The provisions for the design of these connections are:

- Shear resistance at ultimate limit state,
- Tying resistance for structural integrity according to EN 1991-1-7.

The connections are supposed to transmit a shear force without developing significant bending moment, for this reason ductility criteria should be checked. The ductility is ensured provided that non ductile failure modes are avoided/delayed in the connection such as weld failure (for fin plate and partial end-plates), bolt failure in tension (for partial depth end-plate and double angle web plates) or in shear.

These connections are modelled as pinned in the analysis. Therefore, a rotation capacity based on the development of contact between the beam and the support should be compared to the predicted value of the connection rotation.

Double angle web cleats | Fin plates | Partial depth end plates



- if $z \le z_0$: $\phi_{Cd} = \arcsin\left(\frac{z}{z_0}\right) - \arctan\left(\frac{z - g_h}{\frac{h_p}{2} + h_e}\right)$ $\qquad \phi_{Cd} = \frac{t_{ep}}{h_e}$

- if $z > z_0$: $\phi_{Cd} = \infty$

$$z_0 = \sqrt{\left(z - g_h\right)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_e\right)^2}$$

Figure 6 – Rotation capacity of nominally pinned connection

Concerning the shear resistance, annex C doesn't provide any extra requirement compare to ECCS report [14] but clarify the case of double web cleat connections. The shear resistance of bolts have been deleted as it should be greater than the bearing resistance due to ductility requirements. An important aspect in the evaluation of the shear resistance is that the bending moment is not directly considered in the analysis provided that ductility criteria are checked. For bolts connected to the supporting member a reduction of 0,8 is considered for the shear resistance to account on tensile forces due to the local bending moment. For bolts connected to the supported beam, a local bending moment is included in the design check considering a lever arm z, see Figure 6.

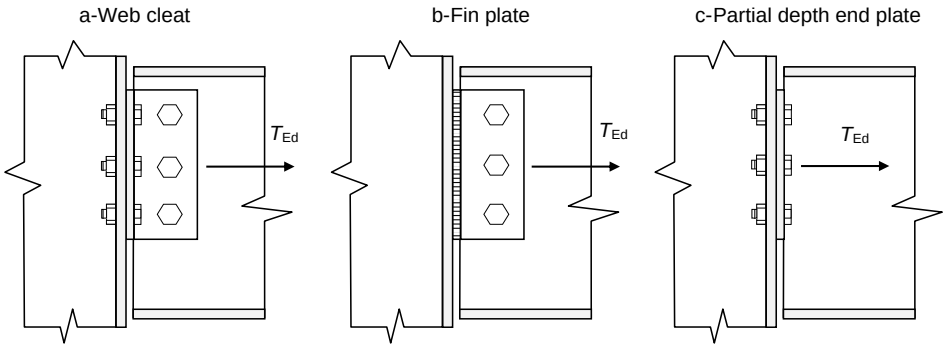


Figure 7 - Nominally pinned connections subjected to tying force

A new aspect of this annex, in comparison to the existing standard [3] concerns tying resistance. The design resistance of the components are calculated according to the different clauses of [1] for T-stubs, bolt bearing and resistance in shear, replacing the yield strength by the ultimate tensile strength, and γ_{M2} by γ_{Mu} (equal to 1,1). In addition to ECCS requirements [14], the case of the end-plate and double angle web cleats attached to the web of the supporting member is proposed.

5. CONCLUDING REMARK

Work on the drafting of a new EN1993-1-8 was exciting because it required technical skills and convincing arguments to get approved changes PT2 agreed on. Certainly, work on updating the standard is never ending. The regular revision are foreseen every 5 years, as the situation is now. Hopefully, some ideas discussed during our mandate will be implemented in coming revisions.

REFERENCES

[1] CEN Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-8: Design of joints, prEN 1993-1-8:2021(E), Belgium. (2021)

[2] CEN/TC 250/SC3/WG8 N42, CIDECT Report WG8: Proposal for implementation of the component method for tubular joints in EN 1993-1-8, 2015

[3] CEN, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, EN 1993-1-8, Belgium (2005)

[4] CEN, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 4 Design of fastenings for use in concrete, EN1992-4, Belgium (2018)

[5] CEN, Design of Steel Structures - Part 1-10: Selection of steel for fracture toughness and through-thickness properties; prEN1993-1-10:202*(E)

[6] P. Može, Statistical evaluation of bearing resistance and related strength functions for bolted connections, J. Constr. Steel Res. 171 (2020) 106–128. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106128.

[7] P. Može, D. Beg, A complete study of bearing stress in single bolt connections, Journal of Constructional Steel Research, 95 (2014) 126-140.

[8] P. Može, Bearing strength at bolt holes in connections with large end distance and bolt pitch, J. Constr. Steel Res. 147 (2018). https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.04.006.

[9] H.J. Kim, J.A. Yura, The effect of ultimate-to-yield ratio on the bearing strength of bolted connections, J Construct Steel Res, 49 (1999) 255-270.

[10] G. Sedlacek, M. Feldmann, K. Weynand, Zur Schertragfahegkeit von langen Schraubverbindungen, Stahlbau, 64 (1995) 1-7.

[11] Rodier A. "Formulation analytique de la longueur efficace pour une rangée de boulons proche d'un raidisseur", Revue Construction Métallique. N°1, 2018.

[12] SCI/BCSA. Joints in steel construction: moment-resisting joints to Eurocode 3. The Steel Construction Institute and The British Constructional Steelwork Association, London, UK, 2013.

[13] Jaspart J.-P. Contributions to recent advances in the field of steel joints. Column bases and further configurations for beam-to-column joints and splices. These aggregation, University of Liege, Belgium, 1997.

[14] European Recommendation for the Design of Simple Joints in Steel Structures, ECCS, Publication n°126, First edition, 2009, J.-P. Jaspart, J.-F. Demonceau, S.Renkin, M.L.Guillaume.

[15] Guide ASCAP N°3, Attaches de poutres réalisées par double cornières, CTICM, 2012.

Joints in steel construction: Simple joints to Eurocode 3, SCI Publication P358, 2014

ДГКС
Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES
Association of Structural Engineers of Serbia
U-6
Simpozijum 2020
Symposium 2020

Marjan Pipenbaher[1]

MOST PELJEŠAC, HRVATSKA – PROJEKITRANJE I GRAĐENJE

Rezime:

Pelješki most je trenutno najveći most u izgradnji u Hrvatskoj i u širem regionu JI Evrope. Izgradnja je započela u julu 2018. godine, a most bi trebalo da bude završen za 36 meseci. Najjužniji deo Hrvatske, uključujući grad Dubrovnik, trenutno je odvojen od ostatka Hrvatske uskim priobalnim teritorijem koji pripada Bosni i Hercegovini. Ideja fiksne putne veze da poveže celu Hrvatsku, bez dvostrukog prelaska državnih granica, proučavala se više od petnaest godina, ali je dobila novi zamah nakon što je Hrvatska postala članicom EU. Novi most koji prelazi morski tesnac između hrvatskog kopna i polu otoka Pelješca ispuniti će ovu svrhu, istovremeno unapređujući razvoj poluostrva Pelješac i obližnjih ostrva.

Ključne reči: most sa kosim zategama, potres, vetar, interakcija tla i konstrukcije

PELJEŠAC BRIDGE, CROATIA – DESIGN AND CONSTRUCTION

Summary:

Pelješac Bridge is currently the largest bridge under construction in Croatia and in the wider S – E European region. The construction began in July 2018, and the bridge should be completed in 36 months. The most southern part of Croatia, including the city of Dubrovnik, is currently separated from the rest of Croatia by a narrow coastal stretch belonging to Bosnia and Herzegovina. The idea of fixed road link to connect the whole of Croatia, without having to cross state borders twice, has been studied for more than fifteen years, but has gained a new momentum after Croatia has become an EU member state. The new bridge crossing the sea strait between Croatian mainland and the Pelješac Peninsula shall fulfil this purpose, while also furthering development of the Pelješac Peninsula and nearby islands.

Key words: multi-span cable-stayed bridge, earthquake, wind, soil-structure interaction

[1] *General manager, Project manager and Main designer*
Ponting d.o.o., Strossmayerjeva 28, SI - 2000 Maribor, marjan.pipenbaher@ponting.si
Pipenbaher Consulting Engineers d.o.o., Žolgarjeva 4a, SI - 2310 Slovenska Bistrica, marjan.pipenbaher@pce.si

1. GENERAL

1.1 BRIDGE LOCATION SPECIFICS

Bridge is located in a highly sensitive and protected area of Ston Bay. It is a bay enclosed by the Pelješac peninsula and the mainland. The entire area is protected by Natura 2000 - comprehensive ecological network of areas designated by the European Union member states. The main objective of the network is to conserve valuable biodiversity for future generations. The Croatian Ministry of Agriculture considers larger part of bay area for the purposes of regulating maricultural, with a length of 28 km (17mi), a maximum breadth of 6.1 km (3.8 mi), and the depth largely between 20 and 29 meters.

Figure 1 – Bridge location

The seabed at the bridge alignment is almost flat at the level -27 m, with the stratigraphic pattern of a series of sub-horizontal layers and an irregular top of the rock along the bridge. The foundation soil alongside the bridge location is of extremely poor quality, as has been confirmed by detailed geophysical surveys and extensive off-shore investigations, including continuous shear wave survey and geotechnical explorations from a specially equipped drill ship. The depth to bedrock is variable along the bridge alignment, ranging from 75 m to 102 m in depth in the central portion of the crossing, and amounting to about 39 m close to the mainland coast. The sea bay crossing is approximately 2200 m wide. The navigation clearance is 200 m wide with vertical clearance of 55 m at the specific request of the neighbouring country of Bosnia and Herzegovina, although there is no navigation channel currently chartered in this area and although the Mali Ston Bay is ecologically an extremely sensitive area, where any larger ship

traffic might disturb delicate environmental balance of one of the last European natural habitats of oyster mussel and clam farms.

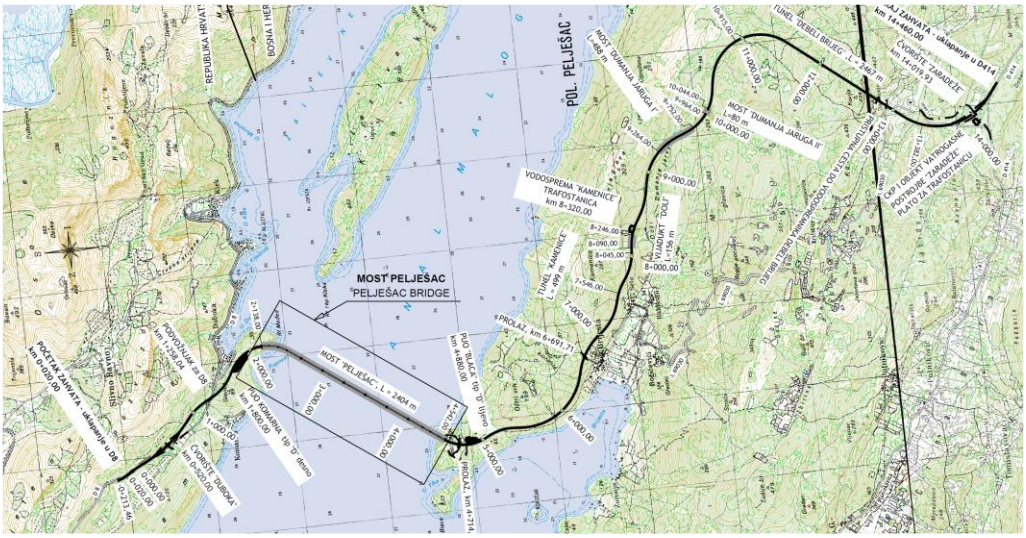


Figure 2 – Road alignment and bridge position

The bridge site lies in a zone of high seismic activity in the vicinity of active seismic faults, where seven significant earthquakes of magnitude M > 6 occurred in the past century within 100 km of the site. The bridge site is also exposed to high winds with maximum average 10-minute wind speeds over 34 m/s and measured wind gust speeds over to 50 m/s. Due to the high seismicity of bridge location (PGA = 0.36g) it was evident that the total bridge dead load, and especially the dead weight of the superstructure had to be reduced as much as possible, which was done by adopting a steel superstructure. Also, relatively long spans were utilized to limit the number of expensive foundations.

Figure 3 – Pelješac bridge (3D computer animation)

2. BRIDGE DESIGN

2.1 GENERAL

The design work for the actual bridge concept started in 2013. Various bridge alternatives were considered during preliminary studies, preliminary design and main design activities. The bridge is located in a high-activity seismic zone with strong winds, and is realised in extremely adverse foundation soil conditions, and in aggressive maritime environment. The multi-span extradosed semi-integral bridge with steel deck was finally chosen for preparing main design and for construction.

Searching for an economical bridge solution the Investor, Croatian Roads, signed the contract for bridge design with the joint venture Faculty of Civil Engineering – University of Zagreb, Ponting and Pipenbaher Consulting Engineers, based on the terms of reference, for a two- lane bridge with median strip, and with wind protection barrier, to be installed on the bridge to avoid bridge closing in case of high-speed winds.

Several types of bridge structure, such as girder bridge, truss bridge and cable-stayed bridge were studied at the preliminary stage and, after a detailed evaluation, two alternative solutions were short-listed for the next design phase – girder bridge with central navigation span of 256 m prepared by Faculty of Civil Engineering and semi-integral extradosed cable-stayed bridge with 5 central spans of 285 m prepared by Ponting - Pipenbaher Consulting Engineers.

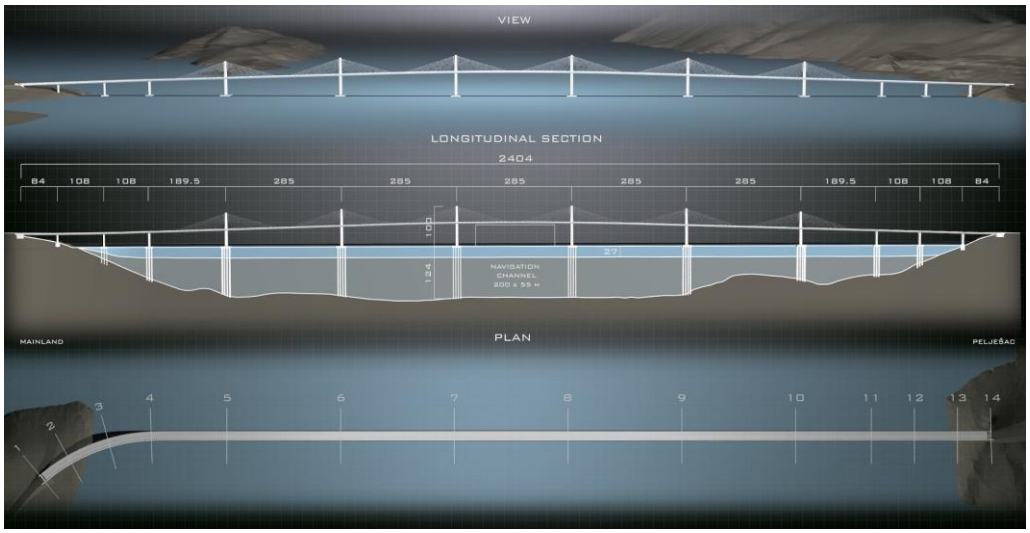


Figure 4 – Pelješac bridge (View, longitudinal section, plan view)

The Committee, appointed by the Croatian Roads, finally selected the multi-span extradosed semi-integral bridge with steel deck as the most appropriate bridge for the Mainland - Pelješac Peninsula Crossing. The choice was based on aesthetical considerations and economic criteria comprising material quantity and complexity of erection technology, but also on predicted future maintenance costs of this large bridge project. The multi-span semi-integral extradosed bridge is structurally up-to date, unique in appearance, and resourcefully economical, and thus constitutes

a very clear reflection of the present times. Such a large and impressive bridge should not be just a high-tech and excellently designed engineering structure without soul and character. Thanks to an inventive approach to the design of this extreme bridge with an integral structure, featuring a hybrid deck suspended on six pylons, the bridge meets crucial design criteria of appearance, stability, durability, serviceability and economy in construction, which should be favourably reflected in subsequent maintenance costs.

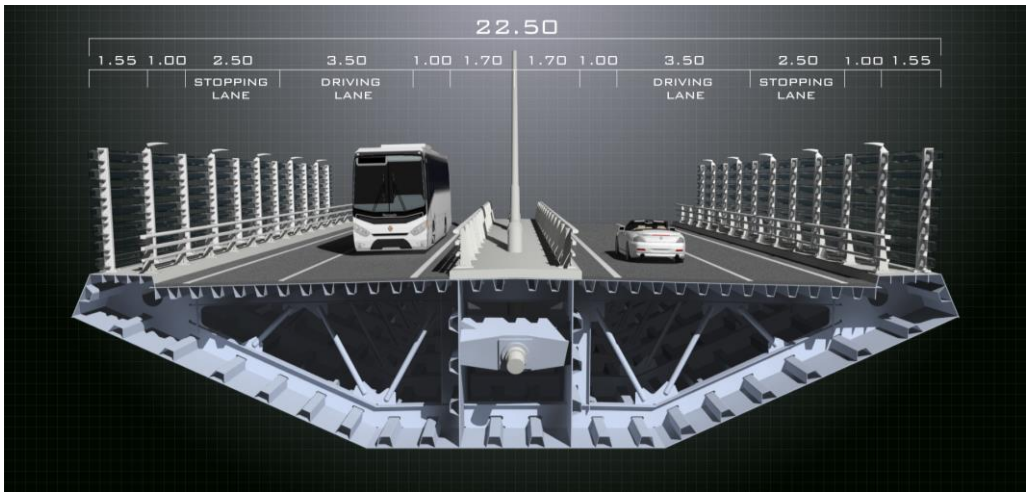


Figure 5 – Bridge characteristic cross section and traffic line alignment

2.2 BRIDGE ARCHITECTURAL AND STRUCTURAL CONCEPT

A comprehensive optimization method was used in the development of structural and architectural concept of the bridge. The central system is a multi-span semi-integral extradosed bridge with six pylons and five 285.0 m spans, so that a full symmetry in space has been achieved. In the surrounding landscape, the bridge appears as a very light and peaceful composition. The extradosed cable-stayed deck and centrally placed reinforced concrete pylons, are elastically linked to piers so that in its central part measuring 1832,0 m (76% of the total bridge length) the bridge is a frame structure without bearings, which provides for additional stability of the bridge in case of seismic and wind action. Bearings and guiders installed on shear keys are designed only at end parts of the bridge – at abutments and piers 2-4 and 11-13. The bridge deck is a continuous hybrid box structure that is suspended in its central part by stays on to six centrally placed reinforced concrete pylons.

The steel box deck extends over 12 spans 84 + 2 x 108 + 189.5 + 5 x 285 + 189.5 + 2 x 108 + 84 = 2,404 m. Pylons are 40.0 m in height so that the pylon height to span ratio is 40.0/285.0=0.14. Typical superstructure cross-sections at cable stay anchoring of the main cable stayed bridge and at approach spans are shown on Figure 5. The streamlined three cell box deck cross section was designed to reduce wind action on the bridge and to provide for high torsional rigidity.

The deck depth is 4.5 m and the orthotropic deck plate is 22.5 m in width. All plates, i.e. the deck plate, the bottom plate, inner webs, and inclined bottom plates, are stiffened by longitudinal trough type closed trapezoidal stiffeners. Transverse frames are spaced at 4.0 m intervals.

Figure 6 – Pylons 5-10 during construction and steel segment installation

Stay-cables are composed of galvanized, individually waxed and HDPE-sheathed 7-wire 150 mm2 strands. HPDE ducts will be delivered with helical ribs to limit potential rain-wind vibrations. The number of strands varies from 55 to 109. Centrally positioned vertical reinforced concrete pylons are elastically linked with the concrete part of the superstructure and are directly connected to piers. They are made of solid concrete grade C70/85 and taper in transverse direction from 5.0 m at the top to 7 m at the deck level, while their width is constant and amounts 2.2 m. Stay-cables are anchored on pylons via pylon links. Piers of supports S5 - S10 represent the bottom part of the pylons. They are elastically fixed to the massive pile caps at the bottom, and to the superstructure and pylons at the top. The height of piers varies from 37.9 to 53.4 m. The piers feature a hollow box cross section with rounded corners. The outer dimensions at the bottom and top of tallest piers are 7.0 m x 11.0 m and 7.0 x 8.1 m, respectively. The wall thickness of piers is 0.80 m. At piers S7 and S8 located near the navigation channel, the wall thickness at bottom was increased to 1.20 m in both directions. Relatively short piers S2-S4 and S11-S13 (19.2 – 31.8 m in height) also feature a hollow box cross section with rounded corners. The outer dimensions at the bottom and top are 4.25 m x 8.0 m (tallest pier) and 4.25 x 10.0 m, respectively. The wall thickness of all piers is 0.60 m. At the top of the piers, enough space is provided for installation of large bearing pads and side guiders / bearings. Also, an appropriate space is provided for positioning the bearing replacement jacks, and for the opening enabling access to piers (inspection and maintenance of bearings). According to the design, all piers S2-13 will be fabricated using concrete grade C50/60.

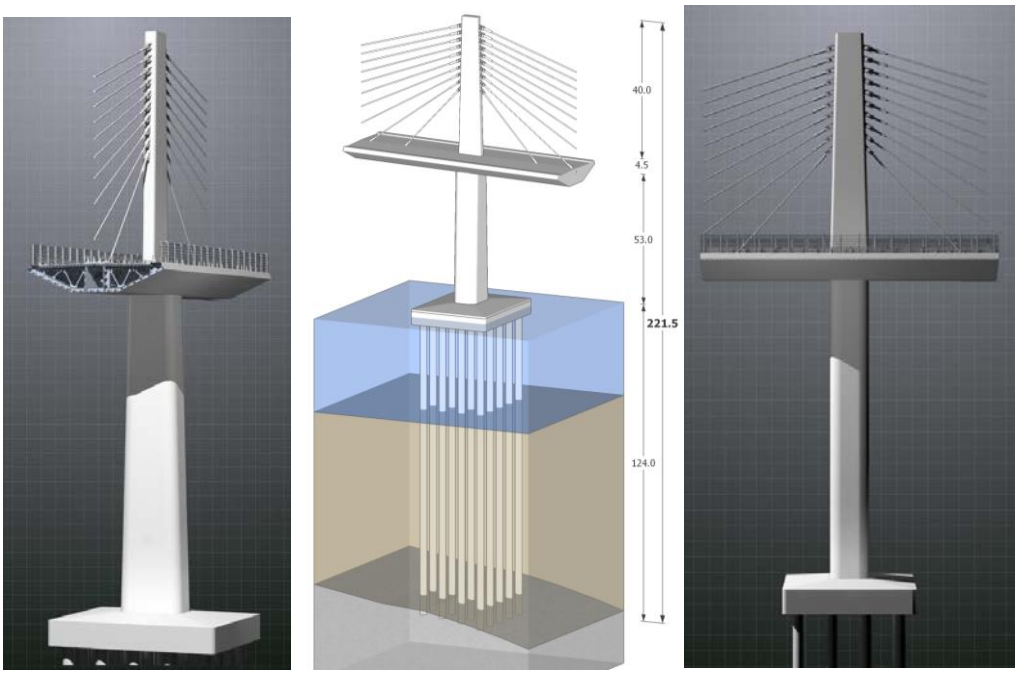


Figure 7 – Pylon S5 – S110 structural concept

2.3 BRIDGE FOUNDATION

Abutments U1, U14 and piers S2, S13 are founded into the compact rock base. Piers S3 – S12, situated in the sea strait, are founded onto driven steel piles measuring 1800 and 2000 mm in diameter. The length of piles varies from 36.0 to 128.6 m. At the sea level, the piles are fixed to the massive concrete pile cap.

Piles at supports S3, S4, S10 - S12 are filled with concrete (composite) in full length and feature an additional concrete socket to enable load transfer into the solid rock base. The foundation work for pylons S5 – S10 is realized with a group of 18 / 20 piles, 2000 mm in diameter, fixed to the RC pile cap at the sea level. Rectangular pile cap dimensions are 29 m x 23 m. The thickness of the cap varies from 4.0 (at the edge) to 5.0 m (in the pier area).

Steel pile wall thickness is constant and amounts 40 mm. In the 2.0 m long tip area (pile driving shoe) the wall thickness increases to 60 mm. At pylons S5 – S9, top pile parts in the length of 40 m are filled with reinforced concrete (composite cress section) to increase their stiffness and bending bearing capacity. As mentioned, the piers S5 to S10 are fixed to the concrete part of the superstructure, so that the total horizontal force in longitudinal direction will be assumed by these six pylon piers.

All-direction movable vertical bearings are foreseen on all other piers and on both abutments. Special bearings (horizontal guiders with prestressed springs) are additionally foreseen on the piers and abutments to transfer large horizontal forces due to wind and earthquake actions.

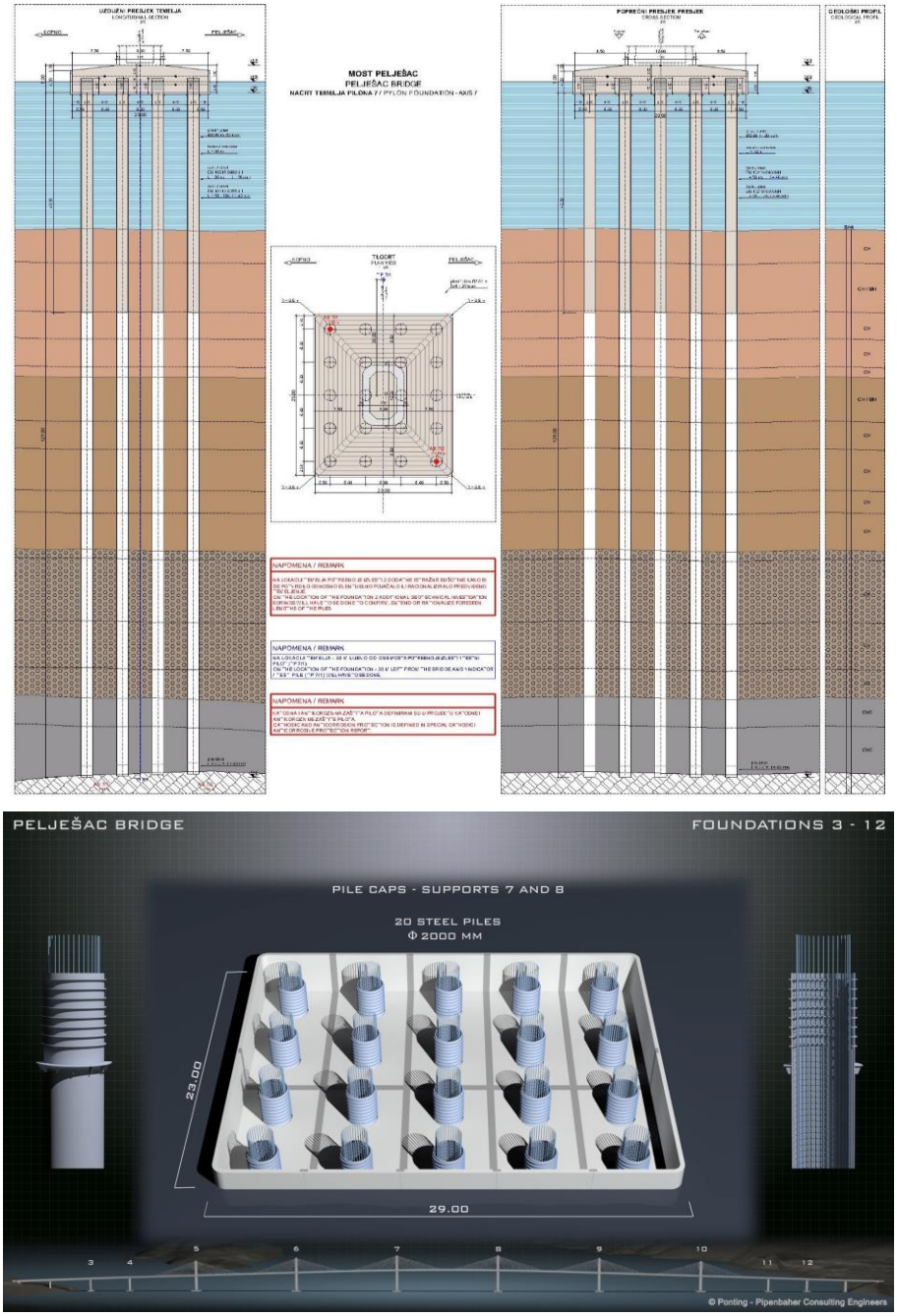


Figure 8 – Pylon S7 and S8 foundation

3. STRUCTURAL ANALYSIS

3.1 NONLINEAR STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS

Complete nonlinear static and dynamic analysis considering SSI – soil-structure-interaction were performed by Pipenbaher Consulting Engineers. Significant non-linear behaviour in soil, and inelastic deformation in foundation elements, were expected as the structure is founded on very long and slender piles passing through layers of soft to medium hard and hard clay soil. Nonlinear static and dynamic bridge analysis considering SSI (Soil Structure Interaction) was performed using several software packages Bentley RM-Bridge, SOFISTIK, Plaxis, ANSYS, OpenFoam, SolidWorks. To enable the Internal Quality Control, two totally independent global static and dynamic analyses were performed by using Bentley RM-Bridge and SOFISTIK software, for construction and service stage.

Figure 9 – SOFISTIK and BENTLEY RM bridge models for performing global analysis

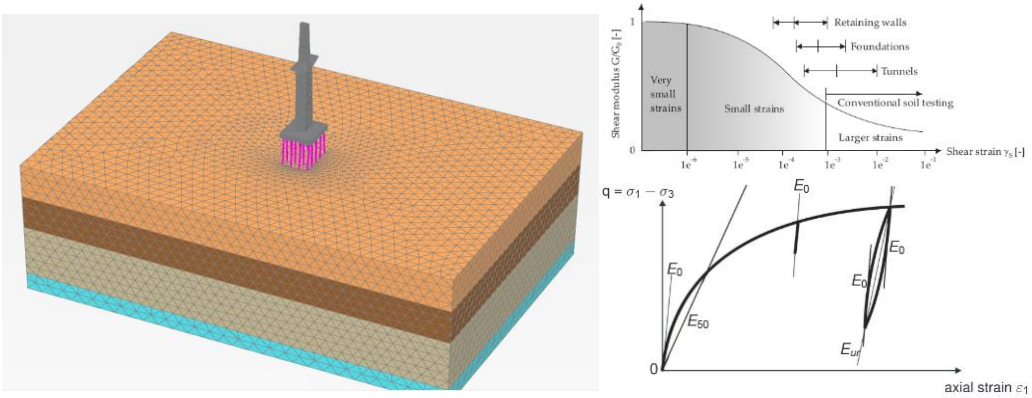


Figure 10 – 3D – FEM model of soil continuum including pylon foundation

A site-specific engineering seismological study, based on the seismic source zone characterization and attenuation relationships for the south of Croatia, was undertaken by the Croatian Seismological Service. The bridge site lies in a zone of large seismicity in the vicinity of active seismic faults, where seven significant earthquakes of magnitude M>6 occurred in the past century within 100 km of the site. The maximum magnitude was estimated at M=6.5 and the maximum seismic intensity at Imax=9.2° MCS. Seventy-two artificial simulated accelerograms for earthquake magnitudes of M = 6.0, 6.5, 7.0, and 7.5 were defined in this report for epicentral distances of 5, 10, 25, 50, 100, and 150 km. The epicentres were always assumed to be at the depth of 10km from the surface, and the records were produced for the level of basic sound rock. Nonlinear time history global analyses were performed using a computer model with nonlinear (p-y) springs.

The detailed analysis of superstructure and pylons were performed with shell and 3D finite / solid elements.

3.2 WIND ANALYSIS AND WIND TUNNEL TESTING

In addition, wind load, dynamic wind stability and wind barrier efficiency analysis were performed in-house using different CFD (Computational Fluid Dynamic) software. Also bridge section model test (scale 1:70) and full bridge model tests (scale 1:150) were performed by Force Technology in Copenhagen wind tunnels.

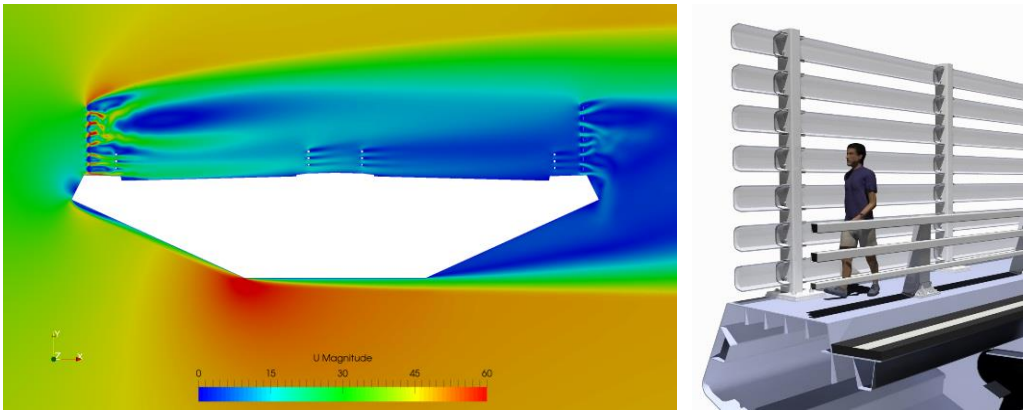


Figure 11 – Results of CFD analysis – cross section with wind barrier

Figure 12 – Full bridge model wind tunnel testing (in service / construction stage)

4. ENSURING BRIDGE DURABILITY

The bridge is designed for a 120-year service life before major maintenance of non-replaceable components will be needed. Because of immense importance of this bridge, solutions that contribute to greater durability have been adopted in all stages of the design process. Quality Assurance Program and Design Specifications require high quality construction and installation of high-quality materials and products. All measures that ensure the maximum durability, are specified in design criteria prepared by the main designer. These measures are also strictly implemented in the scope of quality control.

The "Concept of bridge management, monitoring and maintenance" provides guidelines for the monitoring, inspection, testing, data processing, and regular maintenance of the bridge. It also describes and clarifies basic features of the bridge, necessary for planning repairs. The assessment of degradation and damage of the bridge elements is of crucial importance for the maintenance of the bridge in service stage, and it is based on monitoring, inspection, testing and expertise. The most important factor are estimates given on the basis of continuous monitoring and regular inspections, which may result in the conduct of detailed inspections, repairs, and maintenance works.

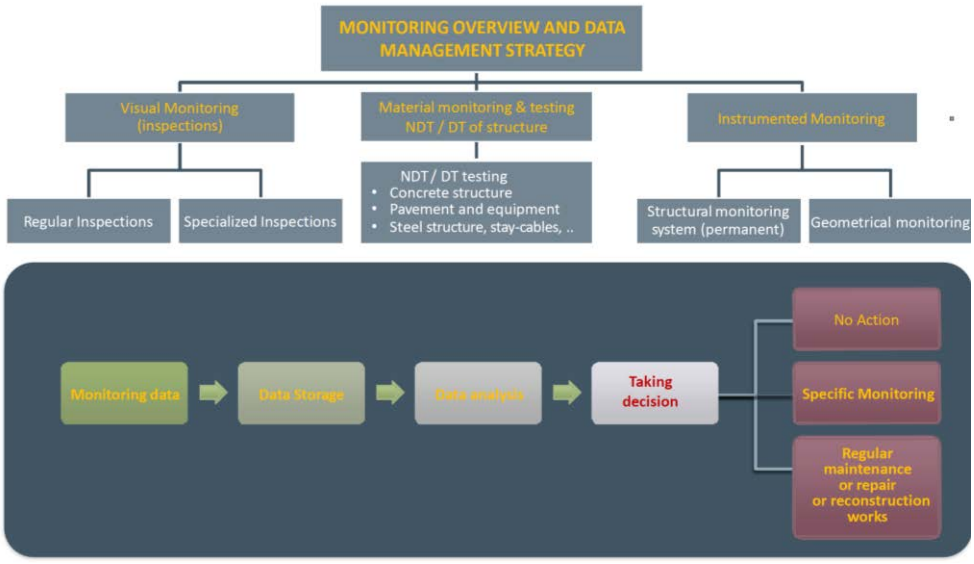


Figure 13 – Monitoring overview and data management strategy on Pelješac bridge

Continuous bridge monitoring system in construction and service stage, and monitoring of durability of structure enable:

- Analysis of short and long-term structure behavior
- Early registration of potential damages
- Effective planning of maintenance work
- Assessment of the rest of serviceability
- Increasing safety and reliability

5. BRIDGE CONSTRUCTION

In July 2018, the bridge construction contract was signed between the Croatian Roads and the joint venture China Road and Bridge Corporation, CCCC Highway Consultants Co., CCCC Second Harbour Engineering Co., CCC Second Highway Engineering Co. Ltd., China.

Up to 128.6 m long tubular steel piles were transported from China by special ships and driven by a hydraulic hammer operated from a large derrick barge, utilizing the latest offshore technology. The excavation of soil from the piles were performed by RCD drilling. Piers and pylons were constructed using the self-climbing formwork. Foundations, pile caps, piers and pylons are already completed. The approach bridge part steel superstructure segments were installed by heavy floating crane, capacity of 1000 tons. Steel superstructure segment installation by derrick crane, stay cable installation and stressing is currently in progress.

The bridge is scheduled for completion in July 2021, but due to Corona virus, bridge completion is expected early in the spring 2022.

Numerous inventive design solutions and solutions contributing to bridge durability have been performed during the design procedure. Also, real-time bridge monitoring and maintenance guidelines will greatly contribute to the extended durability and successful maintenance of the bridge.

Figure 14 – Pelješac bridge (January 2021)

6. SOME BRIDGE DATA

Investor:	Republic of Croatia, Croatian Roads d.o.o., Zagreb
Designer:	Joint Venture Faculty of Civil Engineering, Zagreb + Pipenbaher Consulting Engineers + Ponting
Main designer:	Marjan Pipenbaher, MSCE
Contractor:	JV CRBC / China Road and Bridge Corporation + CCCC Co
Engineer:	IGH d. d., Zagreb
Steel superstructure:	34.800 tons
Weight of steel piles:	31.000 tons
Concrete:	72.000 m3
Reinforcing steel:	18.000 tons

ДГКС ASES

S1 – S44

SAOPŠTENJA SA NACIONALNOG SIMPOZIJUMA

Jelena Ristić[1], Miloš Vučinić[2], Danilo Ristić[3], Milutin Vučinić[4]

NEKA UPOREĐENJA KONVENCIONALNOG I SEIZMIČKI IZOLOVANOG OBJEKTA

Rezime:

Iz bogatog opusa analitičkih i eksperimentalnih istraživanja autora za ublažavanje dejstva zemljotresa na objekte, realizovanih u okviru međunarodnih projekata, prikazan je dio analitičkih istraživanja komparacije konvencionalne i seizmički izolovane ramovske konstrukcije. Odgovori primijenjenog izolacionog sistema "HC-RMS-GOSEB" na ulaznu pobudu tri zemljotresa, intenziteta 0,50g, pokazali su da je veoma efikasan za gradnju vibro-izolovanih i seizmički otpornih zgrada, obezbjeđujući, aktiviran višestepeni seizmički odgovor i globalno optimizirajući seizmoenergetski balans. Njegovom primjenom postiže se povećanje perioda vibracija objekta, dovoljno daleko od područja dominantne seizmičke pobude. Rezultati istraživanja, potvrđuju da ovaj sistem predstavlja potencijalno rješenje za ostvarivanje ekonomične i mnogo efikasnije zaštite objekata visokogradnje.

Ključne riječi: Zemljotres, zgrada, seizmička izolacija, sigurnost

COMPARATIVE ANALYSIS OF CONVENCIAL AND SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURE

Summary:

From the extensive analytical and experimental research done by the authors directed to mitigation of the effects of earthquakes on structures, as parts of international projects, selected part of the analytical studies of the comparison of conventional and seismically isolated frame structures is presented. The responses of the applied seismic isolation system "HC-RMS-GOSEB" to the input excitation of three earthquakes, intensity 0.50g, have shown that it is very effective for the construction of vibro-isolated and seismically resistant buildings, providing, activated multistage seismic response and globally optimized seismic energy balance. Its application achieves an increase in the vibration period of the structure, far enough from dominant period of seismic excitation. The results of the research confirm that this system is a potential solution for achieving economical and highly efficient protection of buildings.

Key words: Earthquake, building, seismic isolation, safety

---

[1] *Asst. prof. dr, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, International Balkan University (IBU), Skopje, R.N.Macedonia, jelena.ristic.ibu@gmail.com, jelena.ristic@ibu.edu.mk*
[2] *Spec. Sci. građ., Institut za građevinarstvo, Sima Barovića 16-18, Podgorica, milos.vucinic17@gmail.com*
[3] *Prof. dr, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), University Ss Cyril and Methodius, Skopje, R.N.Macedonia, danilo.ristic@gmail.com*
[4] *Dr, dipl. inž. građ., GP Planum, Beograd, DSD, Podgorica, Veljka Vlahovića 24, seizmo-konstruktor@t-com.me*

1. UVODNE NAPOMENE

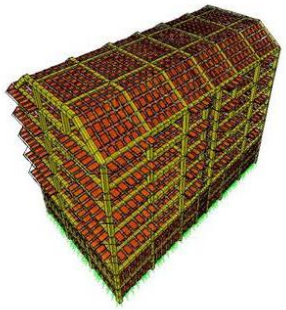
Koristeći originalne rezultate sopstvenih analitičkih i eksperimentalnih istraživanja fokusiranih na ublažavanje dejstva zemljotresa na inženjerske objekte koja su realizovanana u okviru nekoliko međunarodnih projekata, prikazani su specifični rezultati novih analitičkih istraživanja realizovanih sa ciljem komparacije osnovnih preduslova gradjenja konvencionalnih i inovativno seizmički izolovanih AB konstrukcija zgrada. Povoljno ponašanje primijenjenog inovativnog izolacionog "HC-RMS-GOSEB" sistema na jaku ulaznu pobudu tri zemljotresa, intenziteta PGA=0,50g, ukazuje da je isti veoma efikasan za gradnju vibro-izolovanih i seizmički otpornih zgrada, obezbjeđujući, aktiviran višestepeni seizmički odgovor i globalno optimizirajući seizmoenergetski balans. Njegovom primjenom postiže se povećanje perioda vibracija objekta i izbjegava područje dominantnih perioda seizmičke pobude. Rezultati istraživanja potvrđuju da ovaj sistem predstavlja potencijalno široko primjenljivo rješenje za ostvarivanje ekonomične i mnogo efikasnije zaštite postojećih i novih objekata visokogradnje.

U ovom radu prikazan je reprezentativan dio komparativnih rezultata izvršenih obimnih analitičkih istraživanja dinamičkog ponašanja, seizmičke sigurnosti i cijene gradjenja odabranog prototipskog stambenog objekta izgrađenog u Skoplju, tretirajući konstrukciju alternativno, prvo kao originalno izgrađenu sa konvencionalnim sistemom, a zatim kao seizmički izolovanu zgradu primjenjujući originalno koncipiran novi "HC-RMS-GOSEB" sistem.

2. OPIS PROTOTIPSKOG OBJEKTA

Objekat se sastoji iz podruma, suterena, prizemlja i 5 spratova, gabarita: podrum, suteren i prizemlje 68.00x18,50m, bruto površine 1258,00 m^2 u osnovi, slika 1. Spoljne dimenzije karakterističnog sprata 69,80x20,90, bruto površine 1371,00 m^2 po osnovi. Ukupna površina objekta je 3x1258 + 5x1371 = 10629,00 m^2. Spratne visine podruma i suterena su 2,65 m, prizemlja 3,20 m, a karakterističnog sprata 2,88 m.

Slika 1 – Izgled odabranog izgrađenog prototipskog objekta u Skoplju



Slika 2 – Formulisan linearan 3D matematički model (SAP2000)

Zbog velike dužine dilatiran je u dvije jednake lamele, od kojih je samo jedna analizirana, a u krajnjim zaključcima obuhvaćene su obje. Osnovni konstruktivni sistem čini armiranobetonska skeletna konstrukcija sa ramovima u oba ortogonalna pravca. Stepenišni prostor je oivičen armiranobetonskim zidovima. Zbog sprječavanja negativnog torzionog dejstva od seizmičkih sila, na krajevima objekta su umetnuta zidna platna do polovine modula. Podrumski i suterenski zidovi su amiranobetonski. Temeljna ploča je debljine 80 cm. Svi armiranobetonski zidovi-platna su debljine 25 cm. Fasadni zidovi su "sendvič" debljine 30 cm, a unutrašnji zidovi su od opekarskih blokova debljine 12 cm. Armiranobetonski stubovi su: u podrumu dimenzija 50x60 cm, u suterenu 50x70 cm, u prizemlju su kružnog oblika Ø 55 cm, a po spratovima 50x50 cm. Armiranobetonske grede su dimenzija 50x40 cm. Međuspratna konstrukcija je armiranobetonska ploča, u podrumu i suterenu debljine 16 cm, a po sratovima 14 cm, koliko su i kose krovne i stepenišne ploče. Zidovi i ploče su armirani mrežastom armaturom, sem temeljne ploče koja je armirana rebrastom armaturom. Grede i stubovi su armirani rebrastom armaturom kvaliteta RA-400/500-2. Marka betona svih elemenata je 30 MPa. Nosivost tla je 0,30 MPa. Lokacija objekta pripada seizmičkoj zoni IX stepena prema MCS skali. Na slici 1 prikazan je izgled izgrađene zgrade.

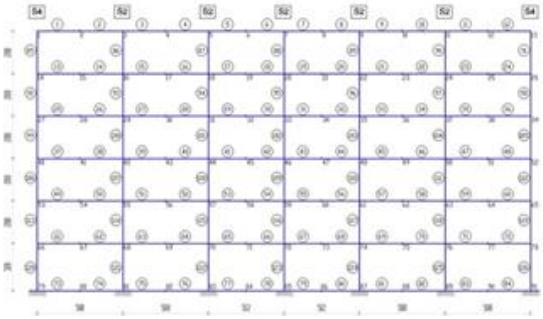
3. SEIZMIČKI ODGOVOR KLASIČNOG SISTEMA

a) Linearan matematički model-0 (M0) klasičnog sistema: Linearan matematički model M0 klasičnog sistema objekta je konstruisan i analiziran pomoću softvera "SAP2000", pri čemu su korišćeni "frame" elementi za opisivanje armiranobetonskih greda i stubova i "shell" elementi za opisivanje armiranobetonskih ploča i zidova-platana, slika 2. Koristeći standardnu projektnu proceduru po važećim propisima, urađena je seizmička analiza konstruktivnog sistema po teoriji granične nosivosti. Na osnovu dobijenih mjerodavnih rezultata kompjuterskog programa SAP2000, izvršeno je dimenzionisanje svih AB elemenata i usvojena je potrebna armatura.

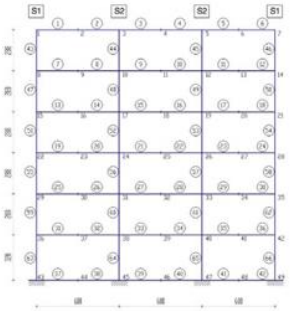
b) Nelinearan matematički model-1 (M1) klasičnog sistema: Dosadašnja iskustva dovode do zaključka da se teška oštećenja ili rušenja konstrukcija od dejstva zemljotresa javljaju zbog koncentracije oštećenja u nekim kritičnim tačkama konstrukcije. Takva kritična mjesta, obično, nastaju zbog neodgovarajućeg projektovanja konstruktivnih elemenata i njihovih veza u čvorovima, ili zbog koncentracije seizmičkih sila u tim i takvim vezama. Jedan od preduslova za proračun realnog seizmičkog odgovora konstrukcije za određenu registraciju zemljotresa je formulisanje nelinearnog modela, koji uključuje realne nelinearne efekte, koji se javljaju u konstruktivnim i nekonstruktivnim elementima konstrukcije. Sa druge strane, tako formulisan matematički model uvijek treba da bude dovoljno jednostavan, a ujedno da sadrži i optimalni broj stepeni slobode, da bi bio pogodan za realnu analizu dinamičkog odgovora sistema od dejstva odabranih registrovanih karakterističnih zemljotresa.

Uzimajući u obzir gore navedeno, usvojen je dvodimenzionalni analitički model konstrukcije sa smanjenim brojem stepeni slobode. U odnosu na matematički model za linearnu analizu, izostavljena su sva AB platna. To je urađeno u cilju, da se za analizu dobije model sa istim skeletnim sistemom, koji će moći da se upoređuje sa novim sistemom za seizmičku izolaciju "HC-RMS-GOSEB", koji isto tako ima isti skeletni sistem, a platna nisu potrebna. Nelinearan model konstrukcija je formulisan u specijalnom softverskom programu NORA2005, razvijenog od strane trećeg autora. Simuliran je uticaj svih konstruktivnih elemenata kao i njihova realna raspodjela duž visine spratova uz zadovoljenje prethodno

opisanih kriterijuma. Matematički model prototipske konstrukcije je tipa modela smicanja ("shear type"). Kod ovakvog modela napravljene su sljedeće inženjerske pretpostavke. Ukupna masa konstrukcije je koncentrisana u nivou AB ploča i to u karakterističnim čvorovima greda, a horizontalna deformacija konstrukcije je nezavisna od aksijalnih sila u stubovima. Nelinearni matematički model klasičnog sistema sa ukliještenom osnovom za selektovani reprezentativni prototip stambenog objekta (Pr+5), predstavljen je sa njegova dva reprezentativna AB rama Rh3, slika 3, i Ru6, slika 4. Ovako formulisani matematički modeli su poslužili za uporednu analizu ekonomskih parametara, odnosno cijene građenja, što je i osnovni cilj kratkog razmatranja u okviru ovog rada.



Slika 3 – Formulisan nelinearan matematički model za karakterističan klasičan-ram RX (NORA2005)



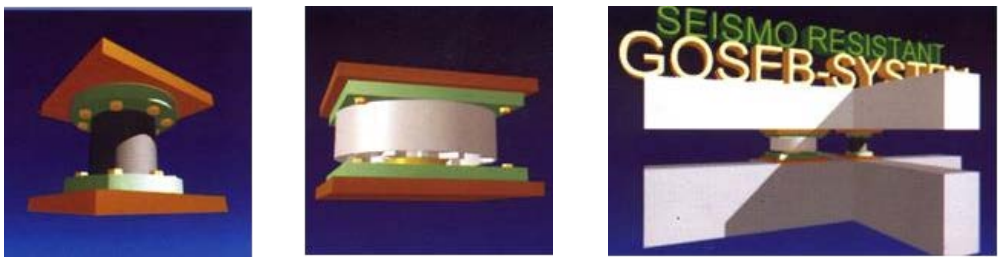
Slika 4 – Formulisan nelinearan model za k-ram RZ (NORA2005)

Pomoću formulisanog nelinearnog matematičkog modela izvršene su sve parametarske analize seizmičkog odgovora konvencionalne (klasične) konstrukcije, uzimajući u obzir odabrane tri reprezentativne registracije zemljotresa koje su skalirane na nekoliko različitih intenziteta. Za realno modeliranje nelinearnog ponašanja konstruktivnih elemenata zgrade primijenjen je poznati kompletan histerezisni "TAKEDA" model. Histerezisni model "TAKEDA" se definiše sa tri para podataka koji određuju karakteristične tačke skeletne krive: C (M_c, F_c); Y (M_y, F_y) i U (M_u, F_u). Karakteristike efektivne distribuirane nelinearnosti konstruktivnih elemenata za svaki sprat su modelirane preko prethodno definisanih realnih sumarnih M-ϕ dijagrama.

4. SEIZMIČKI ODGOVOR NOVOG "HC-RMS-GOSEB" SISTEMA

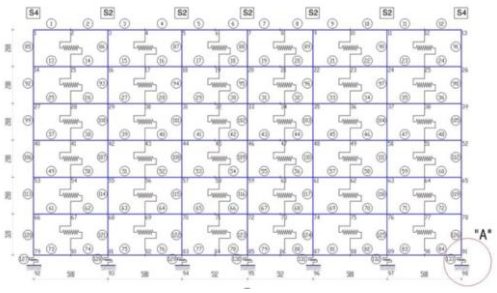
"HC-RMS-GOSEB" sistem predstavlja veoma efikasan sistem za građenje vibro-izolovanih i seizmički otpornih zgrada, obezbjeđujući, aktiviran višestepeni seizmički odgovor i globalno optimizirani seizmo-energetski balans. Zasniva se na kombinovanoj primjeni optimalnih seizmičkih izolatora i optimalnih višestepenih prigušivača-disipatora energije, instalisanih u osnovi konstrukcije ili u odgovarajućem prostoru između definisane potkonstrukcije (donji dio) i natkonstrukcije (gornji dio), slika 5. Svrha inventivnog "HC-RMS-GOSEB" sistema je da se: (a) podstakne praktična primjena mnogo sigurnijeg sistema građenja vibro-izolovanih i seizmički otpornih konstrukcija; (b) promoviše industrijalizovano građenje zasnovano na optimalnim komponentama i (c) obezbijedi fleksibilno arhitektonsko formiranje objekata u

osnovi i po visini, sa zadovoljavanjem najviših standarda specifičnih arhitektonskih zahtjeva. Sa ovim inventivnim sistemom se postiže ekonomično investiranje u građenju i održavanju konstrukcija za vrijeme njihovog dugog vijeka trajanja i izloženosti riziku od pojave snažnih zemljotresa. Formulisani adekvatan nelinearni matematički model "HC-RMS-GOSEB" sistema za selektovani reprezentativni prototip stambene zgrade (Pr+5) predstavljen je preko formulisanih nelinearnih modela za dva reprezentativna AB rama Rh3 i Ru6, slika 6 i slika 7.

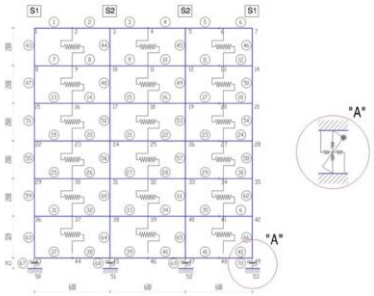


Slika 5 – Primarni bazni izolator; Energetski apsorber; Izgled i način postavljanja komponenti "HC-RMS-GOSEB" sistema

Primijenjeni integralni nelinearni model novog sistema, slika 6 i slika 7, za seizmičku izolaciju sadrži potrebne komponente kao što su primarni bazni izolatori i energetski apsorberi sa nivoima aktiviranja 1 i 2.



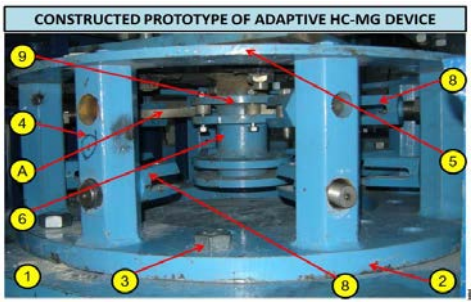
Slika 6 – Formulisan nelinearan matematički model za karakterističan izolovan-ram RX (NORA2005)



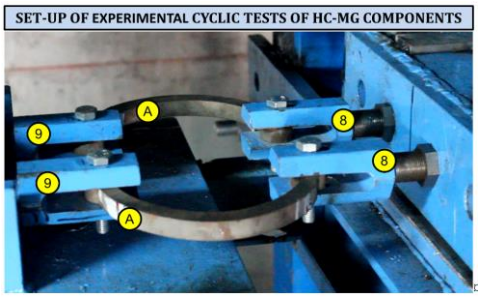
Slika 7 – Formulisan nelinearan model za izolovan-ram RY (NORA2005)

Primijenjeni novi unapređeni apsorberi energije sa dva nivoa aktiviranja, slika 8, su originalno razvijeni i eksperimentalno atestirani, slika 9, od strane prvog i trećeg autora. Oznake na slikama označavaju pojedine originalno definisane komponente u opisima. Izgled i način postavljanja komponenti "HC-RMS-GOSEB" sistema dati su na slici 7. Upoređivanjem geometrijskih i krutosnih karakteristika oba konstruktivna sistema, uočava se da novi inventivni sistem za seizmičku izolaciju “HC-RMS-GOSEB” ima smanjene dimenzije većeg dijela svojih konstruktivnih elemenata (AB stubova i greda). Tako, sve AB grede koje su bile poprečnog presjeka 50/40 cm, sada su dimenzija 30/30 cm. AB stubovi u prizemlju koji su bili 50/60 cm, u novom konstruktivnom sistemu su 50/50 cm. U klasičnom konstruktivnom sistemu, stubovi od prvog do posljednjeg sprata su konstantnog poprečnog presjeka 50/50 cm.

U novom sistemu napravljena je njihova redukcija i to: na prvom spratu AB stubovi su 45/45 cm, na drugom 40/40 cm, na trećem 35/35 cm, a na ostalim spratovima dimenzija 30/30 cm. Novi specifični nelinearni histerezisni modeli za simulaciju nelinearnog ponašanja pojedinih komponenti ugradjeni su u kompjuterskom softveru NORA2005. Bitno je naglasiti da postupak projektovanja novih izolatora objekta obuhvata definisanje njihovih preliminarnih krutosnih karakteristika, dinamičku analizu izolovane konstrukcije i finalno određivanje krutosti ležišta. Kao ulazni parameter potrebno je da se definiše ciljna perioda konstrukcije, perioda pri kojoj će konstrukcija imati mali odgovor na seizmičku pobudu, a svakako da njeno horizontalno pomjeranje bude u dozvoljenim granicama. Tako je, za ovaj model ciljna perioda uzeta T_1 = 3,00 s. Poznato je da intenzitet dinamičkog odgovora konstrukcije, uglavnom, zavisi od frerkventnog sastava ulazne pobude i njenog intenziteta. Za realno prezentovanje dominantnog frekventnog domena očekivanih zemljotresnih kretanja za datu lokaciju objekta, neophodna su odgovarajuća poznavanja regionalnih, a posebno lokalnih uslova tla. U nekim slučajevima lokalno tlo može da izazove značajnu modifikaciju ulaznog seizmičkog talasa.



Slika 8 – Originalni apsorberi energije sa dva nivoa aktiviranja (Ristic J.; Ristic, D)



Slika 9 – Originalni atestni testovi novih apsorbera energije (Ristic J.; Ristic, D)

Od moguće dvije opcije izbora selektovanih ulaznih pobuda, za ovaj rad, primijenjen je reprezentativni set od tri registrovana zemljotresa koji obuhvataju približno širok opseg frekvencija. To su: (a) El Centro, komponenta S00E, SAD, 1940; (b) Ulcinj-Albatros, komponenta N-S, Crna Gora, 1979; (c) Parkfild komponenta N85E, SAD, 1966. Sa ciljem da se što suptilnije izvrši određivanje pojave plastičnih zglobova, u modelu, zavisno od intenziteta ulazne dinamičke pobude, selektovana tri zemljotresa su skalirana na pet intenziteta i to: EQI = 0,10g, 0,20g, 0,30g, 0,40g i 0,50g. To znači da je izvršeno 3x5=15 nelinearnih dinamičkih analiza za jedan pravac, tj. 30 nelinearnih analiza za ”klasični” model cijelog objekta. Takođe, izvršeno je i 30 nelinearnih analiza za ”izolovan” model cijelog objekta. Tačnije, za detaljnije sagledavanje karakteristika dinamičkog odgovora oba konstruktivna sistema, u okviru predmetnih obimnih inovativnih istraživanja izvršeno je ukupno, čak, 60 nelinearnih dinamičkih analiza. Dinamički odgovori modela su određeni za prvih 20 s, a korak proračunavanja iznosio je 0,0005 s. To znači da je bilo potrebno izvršiti 40 000 koraka numeričke integracije za realizaciju jedne nelinearne analize. U konkretnom slučaju, analize nelinearnog seizmičkog odgovora konstrukcija izvršene su specijalnim programom razvijenim za takvu namjenu NORA2005, od strane trećeg autora ovog rada. Prva tri tona, oba konstruktivna sistema u pravcu oscilovanja objekta data su u tabeli 1. Od svake nelinearne

dinamičke analize dobijenu su vremenski odgovori fizičkih parametara i to: (1) apsolutna pomjeranja čvorova; (2) brzine čvorova; (3) ubrzanje čvorova; (4) globalne reakcije; (5) relativna pomjeranja nelinearnih konstruktivnih i nekonstruktivnih elemenata; (6) histerezisni odgovori nelinearnih konstruktivnih i nekonstruktivnih elemenata; (6) histerezisni odgovori elemenata za izolaciju i disipaciju seizmičke energije, i slično. Primijenjen je konsekventni postupak koji obuhvata tri koraka. Prvo je izvršena analiza stambenog objekta (Pr+5) u vidu klasičnog sistema gradnje sa određenim gore navedenim parametrima.

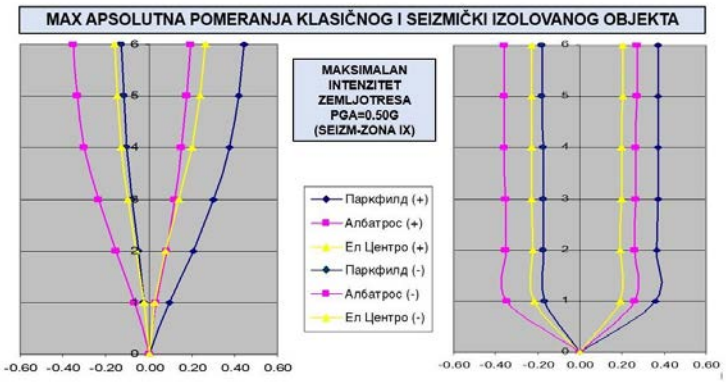
Tabela 1 – Prve periode oscilacija klasičnog i bazno izolovanog "HC-RMS-GOSEB" sistema

Ton	**Klasičan sistem**		**Bazno izolovani sistem**	
	T (sec)	Pravac	T (sec)	Pravac
1	0.960	poprečni	2.962	poprečni
2	0.896	podužni	2.934	podužni
3	0.852	rotacija	0.452	rotacija

Zatim je urađena analiza istog objekta (Pr+5) izvedenog kao ”HC-RMS-GOSEB” konstruktivan sistem. Konačno, napravljena je veoma detaljna komparativna analiza cijene građenja kao i seizmičkog ponašanja klasičnog i novog “HC-RSM-GOSEB” sistema.

5. REZULTATI: KLASIČAN I “HC-RMS-GOSEB” SISTEM

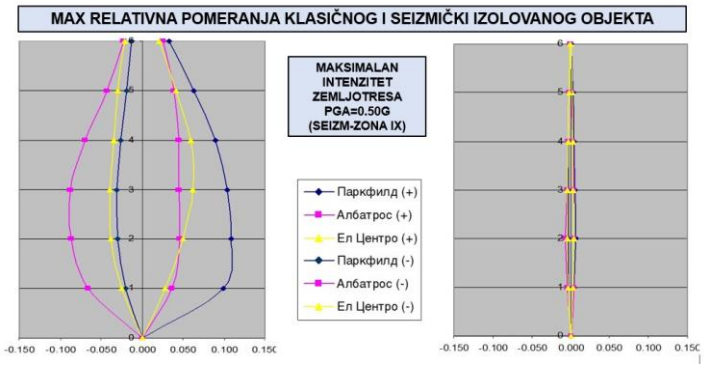
Specifična i veoma obimna analitička i eksperimentalna istraživanja, izložena u ovom radu, obavljana su u minulom višegodišnjem periodu sa ciljem, da se utvrdi potencijalna praktična primjenljivost novog "HC-RMS-GOSEB" sistema za efikasniju seizmičku zaštitu armiranobetonskih i drugih konstrukcija u visokogradnji.



Slika 10 – Maksimalna apsolutna pomjeranja klasičnog i seizmički izolovanog objekta usljed dejstva tri zemljotresa sa maksimalnim intenzitetom PGA=0.5g (zona IX)

Potvrđeno je da isti obezbjeđuje efikasnu kontrolu dinamičkog ponašanja i uspješnu seizmičku zaštitu konstrukcija i pri najsnažnijim seizmičkim dejstvima. Na slici 10 prikazana su sračunata maksimalna apsolutna pomjeranja za klasičan i seizmički izolovan objekat usljed

dejstva tri zemljotresa sa maksimalnim intenzitetom PGA=0.5g (zona IX). Vidi se da su kod klasičnog sistema spratne deformacije velike, zbog kojih nastaju velika oštećenja ili totalna rušenja objekata. Upotrebom novog "HC-RMS-GOSEB" sistema, velike deformacije se kompenzuju izolatorima i disipatorima energije koji su locirani u bazi objekta, dok svi spratovi ostaju cjelosno zaštićeni, bez ijedne prsline ili oštećenja. Ista konstatacija je potvrđena i na slici 11 na kojoj su prezentovana maksimalna relativna pomjeranja klasičnog i seizmički izolovanog objekta usljed dejstva tri zemljotresa sa maksimalnim intenzitetom PGA=0.5g (zona IX). Konačno, navedene karakteristike seizmičkog odgovora su cjelosno potvrđene i eksperimentalno, putem dinamičkog testiranja originalno izgrađenog modela HC-RMS-GOSEB sistema u laboratoriji (DIN-LAB) Instituta za zemljotresno inženjerstvo i inženjersku seizmologiju (IZIIS-a) u Skoplju, slika 13.



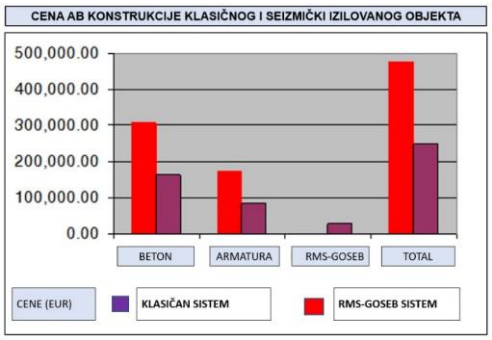
Slika 11 – Maksimalna relativna pomjeranja klasičnog i seizmički izolovanog objekta usljed dejstva tri zemljotresa sa maksimalnim intenzitetom PGA=0.5g (zona IX)

Mnogobrojni eksperimentalni testovi su veoma uspješno realizovani jer je na seizmičkoj platformi ostvarena precizna simulacija odabranih jakih realnih registrovanih zemljotresa. Kao jedan posebno važan parameter je i cijena izgradnje. Konkretno, za analizirani prototipski objekat, izvršena je detaljna analiza cijene građenja po principu "element po element". Finalni rezultati pomenute komparativne analize cijena građenja klasičnog i seizmički izolovanog AB sistema prikazani su uporedno u tabeli 2 i grafički na slici 12. Prije prelaska na značajnije zaključke iz originalnih predmetnih istraživanja, potrebno je navesti nekoliko evidentnih razloga zašto je poželjna primjena ovog vida konstrukcija. Detaljni opisi moguće koristi od primjene "HC-RMS-GOSEB" sistema izloženi su u publikovanim obimnim naučnim izvještajima. Autori su svjesni, da objekti nijesu sami sebi svrha, nego sušta potreba, i da iz humanosti prema korisnicima i uslovima njihovog bitisanja, čine posebne napore da objekti budu postojani, trajni, jasne kompozicije i koncepcije. To se može postići upotrebom "HC-RMS-GOSEB" sistema, što potvrđuju bogata istraživačka iskustva autora i sami rezultati sprovedenih istraživanja. Poseban doprinos pomenutom razvoju dao je prvi autor, koji, zahvaljujući posvećenosti inovativnom radu u oblasti seizmičke izolacije mostovskih konstrukcija pri izradi svoje doktorske disertacije, nastavlja istraživanja u oblasti razvoja originalnih naprednih tehnologija u oblasti seizmičke izolacije objekata visokogradnje, kao autor i rukovodilac tekućih međunarodnih inovativnih projekata finansiranih od Evropske

unije, Svjetske banke i iz nacionalnih inovativnih fondova Republike Sjeverne Makedonije. Ovdje izdvajamo konstataciju da, gradeći izolovani objekat, u suštini se, gradi aseizmička konstrukcija koja posjeduje veliku otpornost i ne trpi oštećenja pri dejstvu zemljotresa, u upoređenju sa konvencionalno izgrađenom armiranobetonskom konstrukcijom. U najrazvijenim zemljama, veoma je čest slučaj, zamjene koncepta građenja klasične konstrukcije, novim konceptom građenja seizmički izolovane konstrukcije, naročito za objekte od posebnog društvenog značaja, koji moraju očuvati neometano funkcionisanje i nakon dejstva najjačeg zemljotresa.

Tabela 2 – Komparativna cijena gradnje klasičnog i seizmički izolovanog AB sistema objekta

KOMPARATIVNA CIJENA GRADNJE KLASIČNOG I SEIZMIČKI IZOLOVANOG AB SISTEMA					
SISTEM GRAĐENJA OBJEKTA		BETON (eur)	ARMATURA (eur)	IZOLATORI I DISIPATORI	UKUPNO (eur)
S1	Klasičan sistem	305 887,29	171 198,00	0.00	477 085,29
S2	RMS-GOSEB sistem	163 858,31	85 466,00	-28 000,00	221 324,31
Ušteda materijala		142 029,00	85 732,00	-28000,00	255 761,00
SEIZMIČKA SIGURNOST: ~90% (S1) odnosno ~100% (S2)					53.6%



Slika 12 – Uporedne cijene izgradnje AB konstrukcija klasičnog i seizmički izolovanog objekta

Slika 13 – Testiranje HC-RMS-GOSEB sistema: (DIN-LAB) IZIIS-Skoplje)

Tu spadaju i objekti u kojima je instalisana oprema, koja je ponekad i nekoliko puta skuplja od same izgradnje konstrukcije. Iz ovog proizilazi, da su Investitori primorani, na neki način, da povećavaju stepen seizmičke otpornosti i sigurnosti konstrukcije radi zaštite svoje investicije. Ostvarene visoke seizmičke performanse novog "HC-RMS-GOSEB" sistema, otvaraju mogućnosti da se razmatraju potencijali za njegovu buduću praktičnu primjenu.

6. HC-RMS-GOSEB SISTEM: MOĆNA TEHNOLOŠKA NADGRADNJA

Osnovna saznanja iz izvršenih intenzivnih istraživanja mogu se ukratko svesti na sljedeće segmente: (1) Osnovna saznanja iz izvršenih inovativnih istraživanja; (2) Sistematizacija projektnog procesa elemenata sistema; (3) Ostvarena visoka pouzdanost kvaliteta; (4) Mogućnosti kreiranja industijalizovanih procesa.

1. Osnovna saznanja iz izvršenih inovativnih istraživanja: (1) Ugradnjom izolacionog sistema "HC-RMS-GOSEB" izjbegnuto je poklapanje osnovne periode vibracija konstrukcije i frekventnog sastava seizmičke pobude; (2)"HC-RMS-GOSEB" sistem preko specifične dinamičke interakcije, ima direktan doprinos u izolaciji prenosa vibracija između gornje i donje konstrukcije, kao rezultat ostvarenog diskontinuiteta krutosti ugradnjom elemenata za izolaciju; (3) I pored smanjenih dimenzija i armature stubova i greda novi "HC-RMS-GOSEB" sistem je siguran i pri najvećem intenzitetu (0.50g) bilo kojeg od tri reprezentativna zemljotresa. Za razliku od njega, kod klasičnog sistema prvi “plastični” zglobovi i iskorišćavanje kapaciteta nosivosti nekih konstruktivnih elemenata pojavljuju se još pri intenzitetu od 0,20g, a totalni kolaps konstrukcije nastaje pri PIK akceleraciji od 0,40g; (4) Novi "HC-RMS-GOSEB" konstruktivni sistem posjeduje smanjene dimenzije svojih AB stubova i greda u odnosu na klasični sistem; (5) Analizirajući ponašanje konstrukcija sa ugrađenim izolacionim "HC-RMS-GOSEB" sistemom, izloženih dejstvu i najsnažnijih zemljotresa, nije iscrpljen kapacitet nosivosti armiranobetonskih stubova i greda. Ova konstatacija je potkrijepljena faktom, da dobijeni maksimalni momenti u stubovima i gredama su u granicama kapaciteta nosivosti presjeka, tj. stubovi i grede kao osnovni nosivi elementi konstrukcije se nalaze u linearnom području rada; (6) Svi potrebni projektni parametri bili su zadovoljeni. Relativno spratno pomjeranje je u dozvoljenim granicama. Maksimalno (relativno) spratno pomjeranje je najveće na drugom spratu i iznosi d_{max}=0.0089m, za ram Ru, pri pobudi od zemjotresa Parkfild, intenziteta od 0.50g. Maksimalno dozvoljeno pomjeranje iznosi Hspr/150 = 0.0192m, što znači da očekivano spratno pomjeranje je skoro 2 puta manje od dozvoljenog spratnog pomjeranja; (7) Maksimalno (apsolutno) pomjeranje najviše tačke nelinearnog sistema iznosi D_{max}=0.357m, pri sili smicanja od 40.71kN, pri pobudi od zemljotresa Parkfild sa intenzitetom od 0.50g. S obzirom da maksimalno dozvoljno pomjeranje definisano od strane proizvođača iznosi 0.3800m, proizilazi da je sigurnost izolatora obezbijeđena.

2. Sistematizacija projektnog procesa elemenata sistema: Projektni proces novog "HC-RMS-GOSEB" sistema za kontrolu vibracija i redukciju seizmičkog rizika se svodi na sljedeće: (1) Izbor dimenzija, krutosne i deformabilne karakteristike elemenata za izolaciju i kontrolu vibracija, direktno je uslovljeno dinamičkim i konstruktivnim karakteristikama svake konkretne AB konstrukcije; (2) Da bi se obezbijedila efikasna kontrola dinamičkog ponašanja AB konstrukcija pri snažnim zemljotresnim dejstvima, primijenjeni elementi za izolaciju i apsorbciju seizmičke energije moraju da budu projetovani sa optimalno usaglašenim krutosnim i deformacionim karakteristikama; (3) Projektovanje elemenata "HC-RMS-GOSEB" sistema može uspješno da se izvrši i verifikuje na bazi direktnih dinamičkih analiza, korišćenjem adekvatnih kompjuterskih programa razvijenih za te svrhe, kao što je npr. razvijen kompjuterski program "NORA2005" primijenjen za izvršavanje analitičkih istraživanja prezentovanih u ovom radu; (4) Korišćenjem komercijalno dostupnih tipiziranih elemenata za izolaciju i kontrolu vibracija, praktično projektovanje istih za konkretnu konstrukciju može da

bude svedeno samo na izbor potrebnog broja seizmičkih izolatora koji obezbjeđuju najpovoljnije karakteristike za svaki konkretan slučaj; (5) Sa aspekta praktične primjene, projektovanje i ugrađivanje elemenata "HC-RMS-GOSEB" sistema je jednostavno, a posebno ekonomski opravdano, budući da danas, u eri razvijene tehnologije, nije uslovljeno značanijim troškovima; (6) Gumeni elementi "HC-RMS-GOSEB" sistema ne trpe značajnije promjene njihovih osnovnih karakteristika nelinearnog ponašanja i pri velikim serijama ponovljenih dinamičkih udara. Zbog toga osnovni kriterijum za njihovu eventualnu zamjenu može da bude vremenski period eksploatacije propisan atestima; (7) Rezultati izvršenih istraživanja i zaključci daju mogućnost za uspješnu praktičnu primenu "HC-RMS-GOSEB" sistema pri projektovanju armiranobetonskih konstrukcija.

3. Ostvarena visoka pouzdanost kvaliteta: Za novi "HC-RMS-GOSEB" sistem potvrđena je visoka pouzdanost i kvalitet postignutih efekata kao što su: (1) Obezbijeđena je adekvatna seizmička zaštita objekata; (2) Postignuta je ekonomičnost u gradnji i održavanju konstrukcija za vrijeme njihovog dugog vijeka eksploatacije i izloženosti riziku od pojave snažnih zemljotresa.

4. Mogućnosti za kreiranje industrijalizovanih procesa: Sistem obezbjeđuje uspješnu kontrolu dinamičkog ponašanja i seizmičke zaštite AB konstrukcija u visokogradnji i pri najsnažnijim zemljotresima, omogućavajući: (1) Da se uvede u praktičnu primjenu mnogo sigurniji sistem građenja seizmički otpornih objekata; (2) Da promoviše industrijalizovano građenje zasnovano na optimiziranim komponentama, i (3) Da obezbijedi fleksibilno arhitektonsko formiranje objekata u osnovi i po visini, zadovoljavajući najviše standarde specifičnih arhitektonskih zahtjeva.

7. ZAKLJUČCI

Dosadašnja originalna inovativna istraživanja karakteristična su po izvanredno postignutim rezultatima. U narednoj fazi javlja se jedna prioritetna potreba da se stvore uslovi i da se obezbijedi cjelosno informisanje Proektanata i Investitora za principe i prednosti primjene novog inventivnog "HC-RMS-GOSEB" sistema za seizmičku izolaciju. Potreba i opravdanost primjene seizmički izolovane konstrukcije u našem regionu je evidentna jer su zemljotresi veoma često iznenađujući fenomen, a novi sistem obezbjeđuje potpunu seizmičku zaštitu objekata u takvim slučajevima. Osim toga, dosadašnje iskustvo u visoko razvijenim zemljama u domenu seizmičke izolacije je dosta veliko i veoma pozitivno. Kao najbitniji dobitak iz dosadašnjeg inovacijskog razvoja predstavlja uspješno otvoreno naučno-istraživačko područje koje nudi inovativna i kvalitetno unaprijeđena rješenja za direktnu praktičnu primjenu u projektovanju seizmički sigurnih objekata. Istovremeno, obezbijeđeno je i značajno smanjenje seizmičkog rizika postojećih i novih inženerskih konstrukcija sa ugrađivanjem "HC-RMS-GOSEB" sistema. Osim toga, povećava se i funkcionalnost konstrukcija, posebno onih objekata od vitalnog značaja. Dosadašnja razvojna i inovacijska istraživanja predstavljaju početak jedne nove i dugotrajne strategije koja praktično predstavlja novi potencijal za veliku redukciju seizmičkog rizika u regionu jugoistočne Evrope.

LITERATURA

1 Ristic, J. (*Innovative Project Suppored by NATO (Brussels) Science For Peace Program* 2010-2014): Modern Technology for Seismic Protection of Bridge Structures Applying Advanced System for Modification of Earthquake Response, PhD Thesis, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), University "SS Cyril and Methodius", Skopje, Macedonia, Skopje 2016.

2 Ristic, J. (*Author and Project Leader* 2019-2020): System for Protection of Buildings Against Strong Earthquakes With Uniform HS-MG Energy Control, International Innovative Project Suppored by European Union, World Bank and FITR, National Fund For Innovations and Technology Development, Republic of North Macedonia.

3 Ristic, J., Misini, M., Ristic, D., Guri, Z., Pllana, N. (2017): Seismic upgrading of isolated bridges with SF-ED devices: Shaking table tests of large-scale model, *Gradevinar*, 2147-2017. https://doi.org/10.14256/JCE.2147.2017.

4 Ristic, D., Ristic J. (2012): Advanced Integrated 2G3 Response Modification Method for Seismic Upgrading of Advanced and Existing Bridges, 15th World Conf. on Earthquake Engineering, (WCEE), Lisbon.

2 Candeias, P., Costa, A. C., Coelho, E. (2004): Shaking table tests of 1:3 reduced scale models of four-story unreinforced masonry buildings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper: 2199.

3 Ristic, D. (1988): Nonlinear Behavior and Stress-Strain Based Modeling of Reinforced Concrete Structures Under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Loads, Doctoral Dissertation, School of Civil Engineering, Kyoto University, Japan.

6 E. L. Wilson: "Static and Dynamic Analysis of Structures: A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering", Computers and Structures Inc., 2002.

7 A. Chopra: "Dynamics of Structures", Pearson, 2016.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-2 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Ivan Dimitrov[1], Golubka Nechevska Cvetanovska[2]

UTICAJ FLEKSIBILNOG SPRATA NA AB ZGRADE PRI DEJSTVU ZEMJOTRESA

Rezime:

Svrha ovog rada je da prikaže negativne efekte koje fleksibilni sprat ima na celokupno ponašanje AB zgrade ramovskog sistema. Linearna i nelinearna statička analiza četvorospratne AB zgrade ramovskog sistema sa fleksibilnom spratom i petospratne AB zgrade ramovskog sistema bez fleksibilnog sprata urađena je prema Pravilniku tehničkih normi za projektovanje zgrada u seizmički aktivnim područijima '81 (važeći pravilnik u Makedoniji) i prema Evrokodu 2 i Evrokodu 8 i izvršeno je poređenje dobijenih rezultata.

Ključne reči: Fleksibilni sprat, Nelinearna statička analiza - Pushover

INFLUENCE OF A SOFT STOREY IN RC BUILDING DURING AN EARTHQUAKE

Summary:

The purpose of this paper is to reveal the negative effects that the soft storey has on the overall behaviour of a RC frame building. Linear and non-linear analysis of a four-storey RC frame building with a soft storey and a five-storey RC frame building without a soft storey are made according to the Rulebook of technical norms for building design in seismic prone areas ’81 (current rulebook in Macedonia) and according to Eurocode 2 & Eurocode 8 and comparison of the obtained results was made.

Key words: Soft story, Non-linear static analysis – Pushover

[1] *MSc Structural Engineer, Chakar & Partners – Skopje; e-mail: ivedimit@yahoo.com*
[2] *Prof. PhD, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology IZIIS, Ss. Cyril and Methodius University, Skopje; e-mail: golubka@pluto.iziis.ukim.edu.mk*

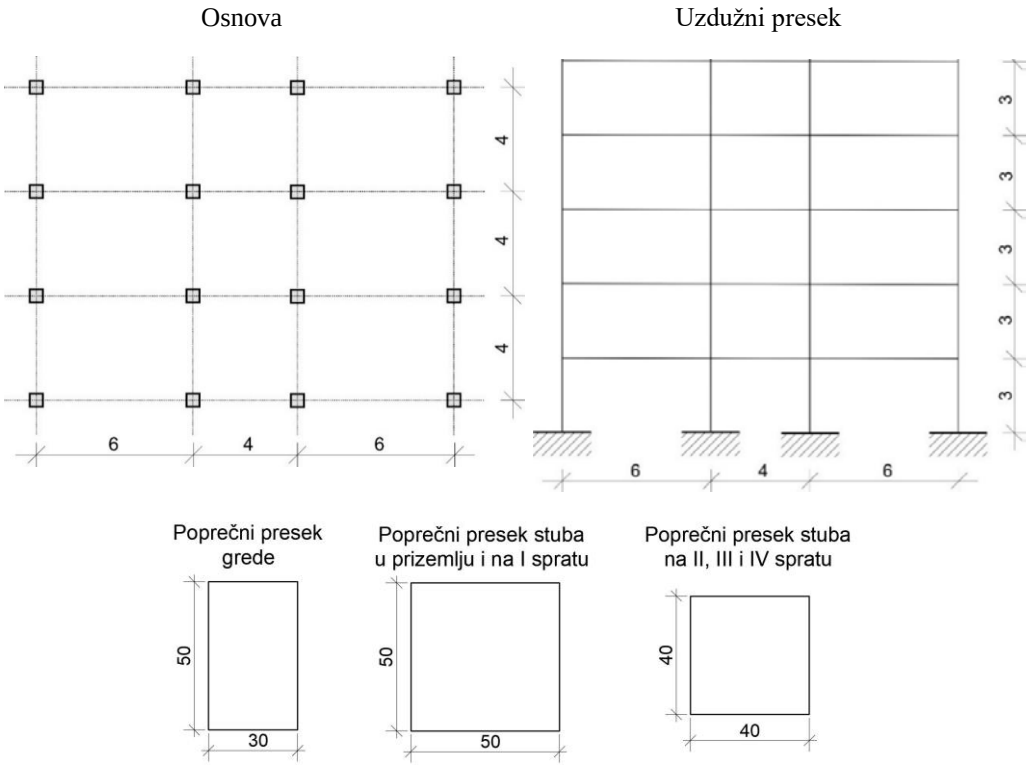
1. KARAKTERISTIKE MODELE

Kako bi se pokazale razlike kod AB zgrada sa fleksibilnim katom i bez fleksibilnog kata, i zgrade sa fleksibilnim katom projektovanih prema različitim propisima (MK propise i Evrokod), urađena je linearna statička analiza regularne AB po visine I AB zgrade sa fleksibilnim katom projektovana prema pomenutim propisima:

- Model M1 - regularna AB zgrada projektovana prema MK propisima;
- Model M2 - AB zgrada sa fleksibilnim katom projektovana prema MK propisima sa Kp=1 - koeficijent duktilnosti i prigušenja;
- Model M3 - AB zgrada sa fleksibilnim katom projektovana prema MK propisima sa Kp=2;
- Model M4 - AB zgrada sa fleksibilnim katom projektovana prema Evrokodu.

Fundiranje je na tlu II kategorije, klasa B, u devetoj seizmičkoj zoni.

Dimenzije gabarita su 20x14,7m, sa visinom kata od 3m. Zgrada koja će biti projektovana je skeletni strukturni sistem koji se sastoji od armiranobetonskih greda i stubova, od po 4 trobrodna okvira u oba smera, sa dimenzijama prikazanim niže:



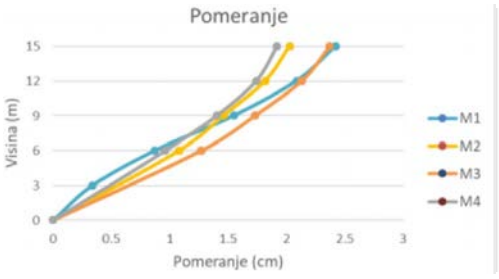
Slika 1 - Geometrijske karakteristike modela M1

Slika 2 - Geometrijske karakteristike modela M2

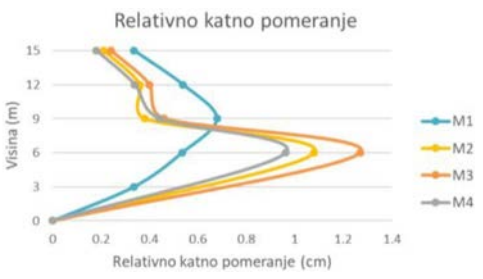
Slika 3 - Geometrijske karakteristike modela M3

Slika 4 - Geometrijske karakteristike modela M4

2. UPOREDBA REZULTATA DOBIJENIH IZ LINEARNE ANALIZE



Slika 5 - Dijagram pomeranja modela M1, M2, M3 i M4



Slika 6 - Dijagram relativnih katnih pomeranja modela M1, M2, M3 i M4

Prikazani dijagrami pokazuju da se velika relativna katna pomeranja pojavljuju u AB zgradama sa fleksibilnim katom koji negativno utiču na ponašanje konstrukcije u celini, uprkos povećanju dimenzija stubova. Povećanje dimenzija stubova rezultat je većih momenata u stubovima zbog prisustva fleksibilnog kata, kao i zbog ograničenja da je ukupno pomerenje manje od dozvoljenog.

Tabela u nastavku prikazuje pomeranja i krutost po katovima:

Tabela 1 - Tabelarni prikaz krutosti po katovima modela M1, M2, M3 i M4

Model M1, Pravac X-X, T=0.65s, S=0.1G				
Kat	Q	Vk. Pomer.	Rel.Kat.Pomer.	Krutost
	kN	cm	cm	kN/cm
1	1270.68	0.26	0.26	4887.23
2	1186.20	0.67	0.41	2893.17
3	1029.36	1.19	0.52	1979.54
4	798.54	1.61	0.42	1901.29
5	491.62	1.86	0.25	1966.48

Model M1, Pravac Y-Y, T=0.65s, S=0.1G				
Kat	Q	Vk. Pomer.	Rel.Kat.Pomer.	Krutost
	kN	cm	cm	kN/cm
1	1270.68	0.23	0.23	5430.26
2	1186.20	0.59	0.35	3350.85
3	1029.36	1.05	0.46	2228.05
4	798.54	1.42	0.37	2158.22
5	491.62	1.65	0.23	2137.48

Model M2, Pravac X-X, T=0.77s, S=0.091G (Kp=1)				
Kat	Q	Vk. Pomer.	Rel.Kat.Pomer.	Krutost
	kN	cm	cm	kN/cm
1	974.24	1.02	1.02	955.14
2	835.64	1.38	0.36	2321.22
3	661.90	1.73	0.35	1891.14
4	435.12	1.96	0.23	1891.83

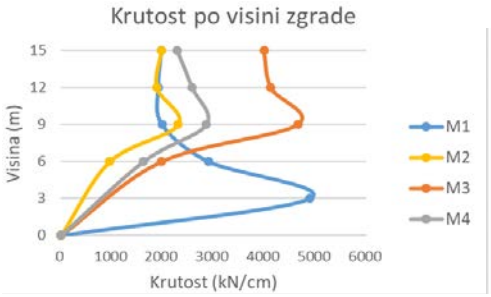
Model M2, Pravac Y-Y, T=0.74s, S=0.095G (Kp=1)				
Kat	Q	Vk. Pomer.	Rel.Kat.Pomer.	Krutost
	kN	cm	cm	kN/cm
1	1017.04	1.00	1.00	1017.04
2	872.32	1.32	0.32	2726.00
3	690.92	1.65	0.33	2093.70
4	454.24	1.86	0.21	2163.05

Model M3, Pravac X-X, T=0.56s, S=0.2G				
Kat	Q	Vk. Pomer.	Rel.Kat.Pomer.	Krutost
	kN	cm	cm	kN/cm
1	2505.50	1.27	1.27	1972.83
2	2138.98	1.73	0.46	4649.96
3	1648.70	2.13	0.40	4121.75
4	996.14	2.38	0.25	3984.56

Model M3, Pravac Y-Y, T=0.56s, S=0.2G				
Kat	Q	Vk. Pomer.	Rel.Kat.Pomer.	Krutost
	kN	cm	cm	kN/cm
1	2505.50	1.20	1.20	2087.92
2	2138.98	1.59	0.39	5484.56
3	1648.70	1.94	0.35	4710.57
4	996.14	2.16	0.22	4527.91

Model M4, Pravac X-X, T=0.62s, S=0.146G				
Kat	Q	Vk. Pomer.	Rel.Kat.Pomer.	Krutost
	kN	cm	cm	kN/cm
1	1553.32	0.96	0.96	1618.04
2	1255.88	1.40	0.44	2854.27
3	876.68	1.74	0.34	2578.47
4	410.88	1.92	0.18	2282.67

Model M4, Pravac Y-Y, T=0.62s, S=0.155G				
Kat	Q	Vk. Pomer.	Rel.Kat.Pomer.	Krutost
	kN	cm	cm	kN/cm
1	1648.00	0.94	0.94	1753.19
2	1322.36	1.34	0.40	3305.90
3	917.12	1.64	0.30	3057.07
4	425.40	1.80	0.16	2658.75



Slika 7 - Dijagram krutosti po visine zgrade modela M1, M2, M3 i M4

Slika 8 - Dijagram intenziteta seizmičke sile po visine zgrade modela M1, M2, M3 i M4

Uprkos povećanju dimenzija stubova u modelu M3 (slika 3), krutost prizemlja je gotovo 50% manja od krutosti modela M1 što je rezultat velike visine prizemlja i iz tabela se može primetiti da postoje velike promene krutost katova po visini. Dok je krutost prizemlja u modelu M2 50% krutosti prizemlja u modelu M3 što dovodi do još fleksibilnije konstrukcije u modelu M2 i ista ne bi imala kapacitet da izdrži projektne seizmičke sile koje bi se primenjivale ukoliko se poštuju propisi, tj. ako je Kp=2. I kod ovog modela postoje velike promene krutosti katova po visini, odnosno je nepravilna po visini. Model M4 projektovan prema Eurocode-u je fleksibilniji, ali zbog niže primenjene seizmičke sile zadovoljava dozvoljena pomeranja. Kod M3 i M4 prizemlje ima mnogo nižu krutost u poređenju sa ostalim podovima, s tim što je ta razlika mnogo manja u modelu dizajniranom prema Evrokodu (Tabela 1).

Uprkos uočenim razlikama u ponašanju modela, iz linearne analize ne može se zaključiti koja AB zgrada bi bolje funkcionisala u slučaju zemljotresa, odnosno da li poseduju potrebnu duktilnost i koji će mehanizmi loma biti razvijeni. Zbog toga će se izvršiti nelinearna statička analiza (Pushover) kako bi se pokazalo ponašanje dve AB zgrade u nelinearnom području.

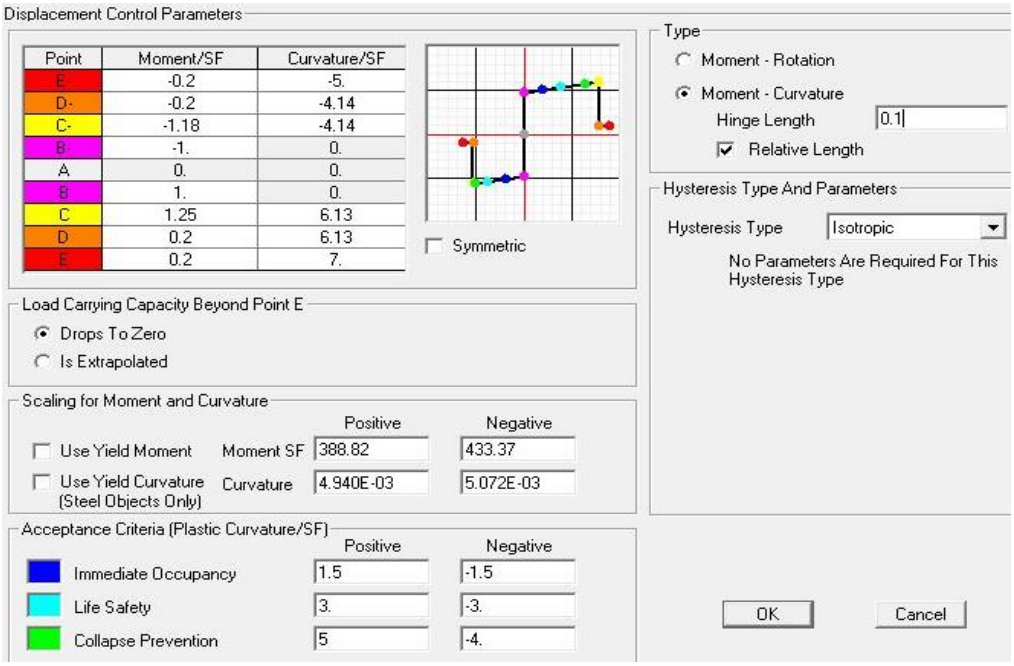
3. UPOREDBA REZULTATA DOBIJENIH IZ NELINEARNE ANALIZE AB ZGRADA SA FLEKSIBILNIM KATOM PROJEKTOVANIM PREMA MAKEDONSKIM PROPISIMA I EVROKODA

Početna faza nelinearne statičke analize je definisanje nelinearnih karakteristika upotrebljenih materijala i preseka elemenata. Korišćeni materijali su beton MB30 i armatura RA 400-500/2. Nelinearne karakteristike preseka su dobijeni kroz dijagrame moment - zakrivljenost, kao i moment - aksijalna sila za stubove, znajući da će ponašanje ovih preseka u velikoj meri zavisiti od nivoa aksijalne sile. Iz istog razloga, korišćeni su dijagrami moment – aksijalna sila za tri nivoa aksijalne sile. Analiza je izvršena pomoću softverskog paketa SAP2000.

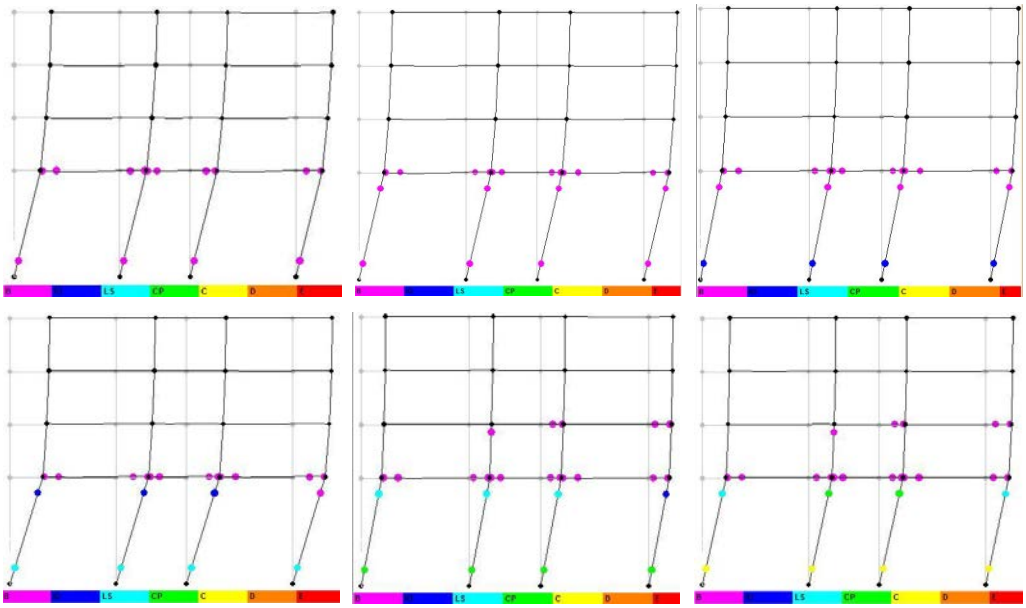
Za ulazak u programski paket SAP2000 potrebne su 4 karakteristične tačke B, C, D i E koje definišu ponašanje konstrukcije u nelinearnom polju. Tačka B predstavlja tačku tečenja, odnosno početak nelinearnog ponašanja preseka, tačka C označava potpunu plastifikaciju preseka, dok tačka D definiše relaksacije preseka gde se za konstantnu vrednost krive momenat drastično smanjuje. U tački E već dolazi do lom u preseka pri isti momenat kao u tački D, sa dostignutom maksimalnom krivom. Između tačaka B i C nalaze se tri tačke koje ukazuju na različite nivoe sigurnosti: trenutna evakuacija, spasavanje života i sprečavanje rušenja.

Za analiziranu konstrukciju, plastični zglobovi su definisani na krajevima stubova i na krajevima i u sredini greda. Usvojeni faktor smanjenja krutosti za grede je 0,4, dok se faktor smanjenja krutosti za stubove primenjuje prema aksijalnoj sili i kreće se od 0,3 do 0,7. Model je opterećen sa dva različita tipa utovara, u skladu sa Eurocode 8 (EN 1998.1, 4.3.3.4.2.2.). Prva raspodjela opterećenja je jednolike po visini, dok je druga raspodjela opterećenja prema tonove forme. Oba tipa opterećenja primenjuju se na model nakon što se izvrši nelinearna analiza sa vertikalnim opterećenjima, nakon čega se efekti horizontalnih opterećenja nastavljaju.

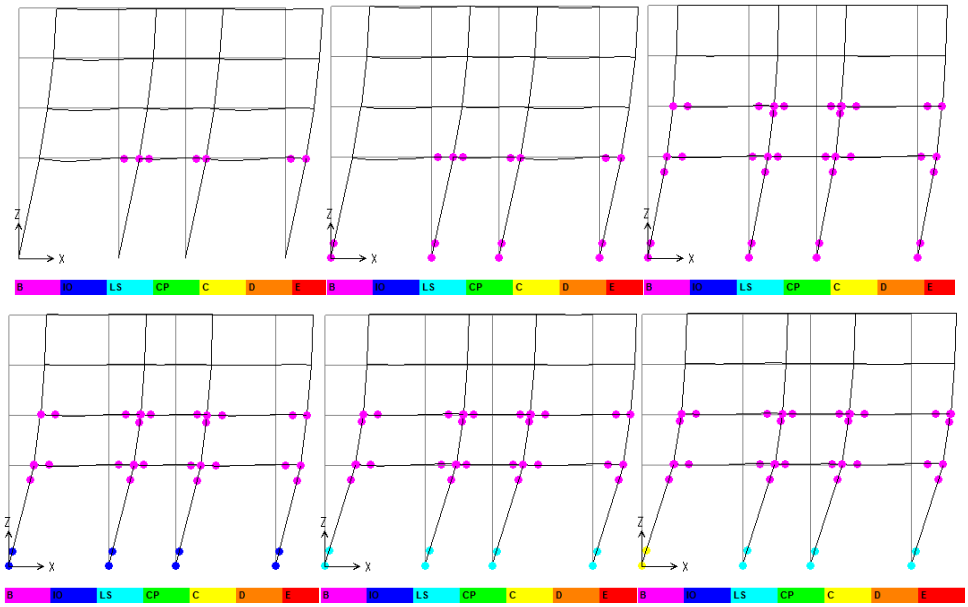
Izvršena je nelinearna statička analiza modela M3 i M4, a u nastavku su prikazani ulazni parametri i formiranje nelinearnih zglobova u oba modela:



Slika 9 – Ulazni parametri za nelinearnu analizu (Pushover)

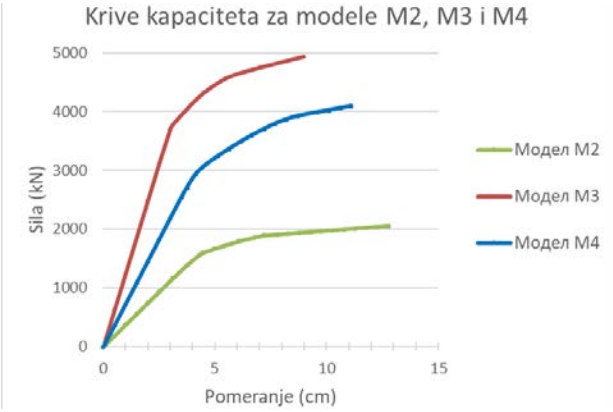


Slika 10 - Razvoj plastičnih zglobova okvira Rk1 projektovanih prema MK propisima - model M3 - od delovanja ravnomerne raspodele sile - korak 9, 13, 16, 23, 29 i 35



Slika 11 - Razvoj plastičnih zglobova Rk1 okvira projektovanih prema Evrokodu - model M4 iz dejstva ravnomerne raspodele sile - korak 8, 10, 17, 21, 25 i 27

Iako je kod oba modela došlo do loma kroz fleksibilnog kata, prema prikazanim šemama formiranja plastičnih zglobova, može se zaključiti da model dizajniran prema Eurocode-u ima određenu najavu loma, sa formiranjem plastičnih zglobova u većini greda u prizemlju pre nego plastični zglobovi kod stubova u prizemlju dostignu svoju maksimalnu nosivost. U modelu projektovanom prema nacionalnim propisima, u gredama se formira vrlo mali broj plastičnih zglobovi pre nego što plastični zglobovi u prizemnim stubovima dostignu maksimalnu nosivost. Do pojave loma kroz fleksibilni kat došlo je zbog velike visine prizemlja, koja je dvostruko veća od visine ostalih spratova, a samim tim i krutost je znatno niža u poređenju sa ostalim katovima. Dalja istraživanja su došla do zaključka da bi, kako bi se sprečio lom kroz fleksibilni kat, dimenzije stubova u prizemlju trebale biti veće od 100/100cm, što dovodi u pitanje ekonomičnost ovog dizajna, pa je na takvim visinama poda najbolje kombinovati stubove sa AB platnima.



Slika 12 - Nelinearna zavisnost poprečne sile - pomeranje, kriva kapaciteta za ravnomerni raspored sila modela M2, M3 i M4 do tačke Life Safety (LS)

Iz sl. 12 može se zaključiti da model M3 analiziran prema makedonskim propisima [1] [2] [3] može da primi 45% veću silu pre nego što započne plastifikacija elemenata, u poređenju sa modelom M4 analiziranim prema Evrokodu [4] [5] [6] [7], što znači da su makedonski propisi na sigurnoj strani pri projektovanja AB zgrada ovog tipa. M2 model je najfleksibilniji i sa najvećom duktilnošću, ali nema kapacitet da izdrži predviđene seizmičke sile pri doslednom praćenju propisa. Model M4 je fleksibilniji od modela M3, sa većim pomeranjima kada se dostigne LS tačka sa M-F dijagrama. Model M3 dizajniran prema makedonskim propisima ima najveću krutost, dostižući LS tačku pri najvećoj horizontalnoj sili.

4. ZAKLJUČAK

Da bi se definisalo ponašanje AB zgrada sa fleksibilnim katom tokom seizmičkih dejstava, izvršeno je nekoliko analiza AB zgrada projektovanih prema važećim propisima u Makedoniji [1] [2] [3] i Evrokodovima [4] [5] [6] [7]. Analizirane su AB zgrade pravilne visine ката, zgrada sa fleksibilnog kata od 4,5m, kao i AB zgrada sa fleksibilnog kata od 6m u prizemlju. Donijeće se opšti zaključci o dimenzijama i ponašanju konstrukcija, kao i konkretni zaključci doneti prilikom upoređivanja ponašanja konstrukcija dimenzionisanih prema različitim propisima i odgovarajućih modela (M1, M2, M3, M4).

- Dobijena perioda oscilovanja zgrade sa fleksibilnim katom (model M3) od 0,56sek. je za 16% manji od perioda dobijena u zgradi bez fleksibilnog poda (model M1) koja iznosi 0,65sek. To je zbog većih dimenzija stubova koji su povećani sa 50/50cm na 60/60cm na prva dva sprata gde se nalazi fleksibilni kat i sa 40/40cm na 50/50cm na ostalim katovima (sl. 3), kao rezultat prihvatanja momenata zbog postojanja fleksibilnog kata.
- Seizmička sila modela M3 je za 143% veća od seizmičke sile modela M2, zbog poštovanja uslova propisa da koeficijent Kp za duktilnost i prigušivanje iznosi 2,0, kao i zbog kraće periode, što ima veliki uticaj na dalje dimenzionisanje zgrade.
- Uprkos povećanju dimenzija stubova u modelu M3 (slika 3), krutost prizemlja je gotovo 50% niža od krutosti modela M1 zbog velike visine prizemlja, a takođe i zbog velikih

promena krutosti katove po visini. Dok je krutost prizemlja u modelu M2 50% krutosti prizemlja u modelu M3, što dovodi do fleksibilnije konstrukcije u modelu M2 i ne bi imao kapacitet da izdrži projektne seizmičke sile koje bi se primenjivale ukoliko se poštuju propisi, tj. Kp=2. U ovom modelu takođe postoje velike promene u krutosti katova po visini, odnosno je neregularna po visini.

- Analizirana je zgrada sa visinom prizemlja od 4,5m i koeficijentom duktilnosti i slabljenja Kp=1, što se često može naći u našim projektima gde projektanti jednostavno zanemaruju ovaj koeficijent. Izračunata krutost prizemlja iznosi 1853kN/cm, dok je krutost prvog sprata 2689kN/cm, odnosno krutost prizemlja iznosi 69% krutosti prvog sprata, što znači da se može i treba klasifikovati kao fleksibilni kat, i prema tome tretirati.
- Tokom analize modela dobijene su različite seizmičke sile u zavisnosti od geometrije elemenata i upotrebljenih propisa o projektovanju. Tako je u modelu M1 ukupna seizmička sila 10%G, u modelu M2 9,1%G, u modelu M3 20%G, u modelu M4 14,6%G, dok je u modelu sa visinom prizemlja 4,5m je 10% od G. Model M3 ima najveću seizmičku silu, zbog koeficijenta Kp=2, a najmanja sila je kod modela M2, zbog manje krutosti i zbog toga što je Kp=1.
- Sa periodom od 0,62sek. možemo zaključiti da je AB zgrada projektovana prema Evrokodu (model M4) fleksibilnija od one projektovane prema MK propisima (model M3) gde je perioda 0,56sek. Međutim, u smislu pomeranja, u zgradi projektovanoj prema Evrokodu oni su manji, ali je seizmička sila koja deluje na zgradu manja, zbog manje mase i načina određivanja seizmičke sile. Odnosno, prema Evrokodu, seizmička sila je niža, ali u dizajnu postoji mnogo verifikacija kako bi se osigurala pojava zglobova u stubovima, kao i da bi se sprečilo lom transverzalnih sila koje bi nastale tokom zemljotresa. U oba modela prizemlje ima mnogo nižu krutost u poređenju sa ostalim podovima, s tim što je ta razlika manja u modelu projektovanom prema Eurocode-u.
- Relativno katno pomerenje M3 modela je 1,27cm, što je 32% više od relativnog pomeranja poda modela M4 gde iznosi 0,96cm, dok je ukupno pomerenje modela M3 2,36cm, što je 23% više od ukupnog pomeranje u modelu M4 koje iznosi 1,92cm, gde se najveća razlika u pomeranju pojavljuje na prvom spratu. Razlika pomeranja nastaje usled različite seizmičke sile koja u modelu M3 iznosi 2505,5kN, a u modelu M4 1785,4kN. Dobijena pomeranja zadovoljavaju maksimalna pomeranja prema oba propisa, što znači da su obe konstrukcije dobro projektovane u skladu sa propisima.
- Za detaljnija istraživanja ponašanja konstrukcija u nelinearnoj zoni urađena je nelinearna statička analiza modela M3 i M4, odnosno modela sa fleksibilnim katom projektovanih prema MK propisima i Evrokodovima. Iako je u oba modela došlo do lom kroz fleksibilnog kata, prema prikazanim šemama oblikovanja plastičnih zglobova, može se zaključiti da model M4 projektovan prema Eurocode-u ima određenu najavu loma, uz formiranje plastičnih zglobova u većini greda pre plastičnih zglobova u stubovi u prizemlju da dostignu svoju maksimalnu nosivost. U modelu M3 dizajniranom prema Makedonskim propisima, u gredama se formira vrlo mali broj plastičnih zglobova pre nego što plastični zglobovi u stubovima prizemlja dostignu svoju maksimalnu nosivost. Upoređujući rezultate dobijene nelinearnom statičkom analizom, može se zaključiti da preporuke za projektovanje AB zgrada sa vertikalnom nepravilnošću (formiranje tzv. Fleksibilnog kata) date u članu 27. PIOVS '81, pružaju veću seizmičku otpornost na objekata, ali u poređenju sa rezultatima dobijenim za model M4 projektovan prema

Evrokodu, može se zaključiti da zgrade projektovane u skladu sa evropskim propisima takođe imaju dovoljnu seizmičku otpornost, i sa većom mogućnošću disipacija energije tokom zemljotresa. Projektna seizmička sila je manja (slika 8), pa samim tim konstrukcija ima ekonomičnije dimenzije elemenata i manje armature u poređenju sa modelom M3 (slike 3 i 4).

Opsežnom analizom izvedenom u ovom radu može se zaključiti da pri projektovanju AB zgrada nepravilne visine u seizmički aktivnim područjima ne smeju se zanemariti osiguranja za sprečavanja loma kroz fleksibilni kat predviđeni propisima. U slučaju ekstremnih razlika u krutosti i visini katova po visini, preporučuje se kontrola nelinearnom analizom, jer za određene krutosne razliked osiguranja propisana propisima nisu dovoljna, kao u predstavljenom slučaju. Dok kod manje razlike krutosti po visine može se osigurati dobro ponašanje tokom zemljotresa povećanjem dimenzija stubova, veće razlike krutosti moraju obezbediti dodatne noseće elemente kao što su AB platna.

LITERATURA

[1] Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima - PIOVS ’81 (Službeni glasnik 31/81)

[2] Pravilnik o tehničkim normativima za beton i armirani beton PBAB '87 (Službeni glasnik 11/87)

[3] Pravilnik o tehničkim normativima za opterećenja na nosive građevinske konstrukcije (Službeni glasnik 26/88)

[4] Eurocode – Basis of structural design (2002)

[5] Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings (2002)

[6] Eurocode 2: Design of concrete structures –Part 1-1: General rules and rules for buildings (2004)

[7] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (2004)

[8] Ivan Dimitrov (2019) - Ponašanje AB zgrada sa fleksibilnim katom tokom seizmičkih dejstava (Magisterski rad pod mentorstvom Prof. D-r Golubka Nechevska-Cvetanovska)

[9] R. Apostolska, Golubka Nechevska-Cvetanovska (2016) - Seismic Perfomance Assessment of Soft-Story RC Frame Buildings

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-3 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Marta Šavor Novak[1], Mario Uroš[2], Josip Atalić[3], Marija Demšić[4], Maja Baničekk[5]

ZEMLJOTRES U ZAGREBU 22. MARTA 2020. GODINE

Rezime

Zagreb, glavni grad Hrvatske, je u nedelju 22.3.2020. u 06:24 pogodio zemljotres lokalne magnitude 5,5 te četrdesetak minuta kasnije i naknadni udar magnitude 4,9. Epicentar glavnog potresa je bio manje od 10 km udaljen od istorijskog središta grada i na dubini od oko 10 km. Jedna osoba je izgubila život, 26 ih je povređeno, a mnoge zgrade su pretrpele oštećenja. Posebno je nastradao istorijski centar grada u kojem većinu fonda građevina čine zidane zgrade izvedene krajem 19. i početkom 20. veka, te vredna kulturna baština. Zahtevnost situacije je dodatno bila povećana niskim temperaturama i pandemijom Covida-19 zbog koje je cela država bila u *lockdown*-u, što je posebno uticalo na preglede oštećenja i upotrebljivosti zgrada kojih je u konačnici izvršeno preko 25.000. U ovom radu je ukratko dat pregled situacije i aktivnosti nakon potresa.

Ključne reči: zemljotres, Covid-19, oštećenja, zidane zgrade, istorijski centar, efekti

MARCH 22, 2020 ZAGREB EARTHQUAKE

Summary:

On Sunday, March 22, 2020 at 06:24 am, Zagreb, the capital of Croatia, was struck by a M_L5.5 earthquake, followed by a M_L4.9 aftershock forty minutes later. The epicenter of the mainshock was less than 10 km from the historic city center and at a depth of about 10 km. It caused one fatality, 26 injured and widespread building damage. The city's historic center, in which most of the building stock consists of unreinforced masonry buildings built at the end of the 19th and the beginning of the 20th century, and valuable cultural heritage, was particularly hit. The complexity of the situation was further aggravated by low temperatures and the Covid-19 pandemic that left the entire country in a lockdown, particularly affecting inspections of the damage and usability of buildings (ultimately, more than 25,000 of inspections have been performed). This paper provides a brief overview of the post-earthquake situation and activities.

Key words: earthquake, Covid-19, damage, masonry buildings, historic center, impacts

[1] *Doc. dr. sc., dipl. ing. građ, Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Kačićeva 26, Zagreb, msavor@grad.hr*
[2] *Doc. dr. sc., dipl. ing. građ, Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Kačićeva 26, Zagreb, uros@grad.hr*
[3] *Izv. prof. dr. sc., dipl. ing. građ, Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Kačićeva 26, Zagreb, atalic@grad.hr*
[4] *Doc. dr. sc., dipl. ing. građ, Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Kačićeva 26, Zagreb, mdemsic@grad.hr*
[5] *Doktorand, mag. ing. aedif., Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Kačićeva 26, Zagreb, mbanicek@grad.hr*

1. UVOD

U rano nedjeljno jutro, 22. ožujka 2020. godine u 6:24, Zagreb je pogodio potres lokalne magnitude 5,5, s epicentrom na sjevernom dijelu grada (područje Markuševca) što je oko 7 km udaljeno od povijesnog središta. Žarište je bilo na dubini od oko svega 10 km [1], a intenzitet u epicentru je prema podacima Seizmološke službe [2] ocijenjen s VII° europske makroseizmičke ljestvice (EMS). Nakon približno četrdeset minuta uslijedio je naknadni potres lokalne magnitude 4,9. U trenutku djelovanja potresa Hrvatska i Zagreb su se nalazili u *lockdown*-u zbog pandemije COVID-19 virusa. S obzirom da potres nije uzrokovao urušavanje zgrada, sretna okolnost jest da je većina stanovnika Zagreba to jutro bila kod kuće, a ne na ulicama ili misnim slavljima koje se u to doba dana obično održavaju. Stoga, nitko nije stradao uslijed rušenja stropova crkava, ali ni na ulicama uslijed pada dimnjaka, zabatnih zidova i ostalih nepridržanih dijelova zgrada. Nažalost, jedna djevojka je izgubila život kao posljedica oštećenja u zgradi koja je značajno stradala, a i 26 osoba je ozlijeđeno. Velike štete su nastale u zaštićenoj kulturno-povijesno urbanoj sredini grada (Slika 1), te oko epicentralnog područja. Zahvaćeno je više od 20.000 zgrada, a treba istaknuti da je u Zoni A kulturno-povijesne cjeline Grada Zagreba oštećeno preko 70 % zgrada. Potres je ostavio ogromne posljedice na skoro 500 zgrada zaštićene graditeljske baštine koje daju kulturni identitet gradu. Nadalje, oštećene su i brojne zgrade kritične infrastrukture kao što su bolnice, škole, zgrada Sabora, Vlade i mnoge druge, a šokantne prizore trudnica te majki i bebi evakuiranih po velikoj hladnoći iz najveće hrvatske klinike za ženske bolesti i porode na cestu će stanovnici grada dugo pamtiti.

Slika 1 – Povijesni centar grada nakon potresa [3].

Iako je poznato da je područje grada u seizmički aktivnom području o čemu posebno svjedoči razorni povijesni potres iz 1880. godine procijenjene magnitude 6,2, svijest zajednice o riziku od potresa je nažalost već dugi niz godina na vrlo niskoj razini [4]. Usprkos potresima koji su zadesili okruženje i dugogodišnjih upozorenja hrvatskih stručnjaka, od kojih se ističu nacionalne procjene rizika [5], vlasti, ali i građani, nisu poduzimali potrebne mjere njegova ublažavanja. O tome posebice svjedoči Zakon o postupanju s nezakonito izgrađenim zgradama koji je donesen 2012. godine, kojim je omogućena legalizacija bespravno izvedenih/rekonstruiranih zgrada kako bi se „uveo red u prostor“. Samo u Zagrebu je zaprimljeno preko 100,000 zahtjeva. Pri tome je važno je istaknuti da je dokaz mehaničke otpornosti i stabilnosti u postupku ozakonjenja sveden na izjavu građevinskog inženjera. Kako će biti kasnije pokazano, velik broj kuća u epicentralnom

području je značajno stradao u potresu, posebice one koje su građene po principu „uradi sam“ i one koje su nadograđivane bez pojačanja postojećih katova.

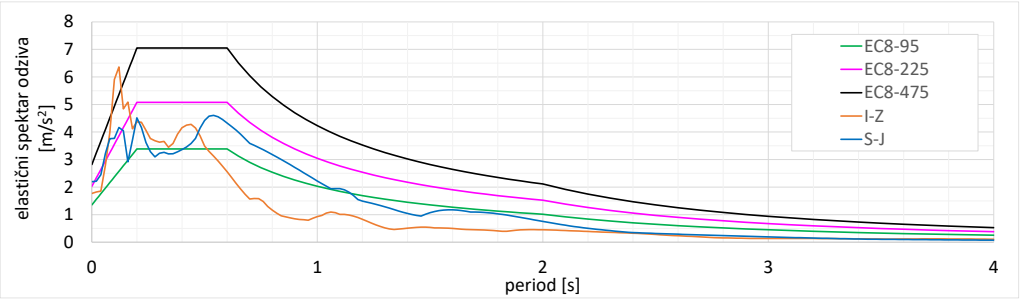
U ovom se radu kratko prikazuju učinci samog potresa na glavni grad Hrvatske te organizacija pregleda oštećenja i uporabljivosti zgrada, a detaljni preliminarni izvještaj o seizmološkim aspektima i oštećenjima zgrada je objavljen u studenom 2020. godine [6].

2. UKRATKO O RIZIKU OD POTRESA U GRADU ZAGREBU

Grad Zagreb smješten je u sjeverozapadnom dijelu Hrvatske, podno južnih padina planine Medvednice. Upravo iz Medvedničkog epicentralnog područja uglavnom potječe seizmički hazard grada u kojem se prema Karti potresnih područja Republike Hrvatske [7] mogu očekivati poredbena vršna ubrzanja temeljnog tla tipa A od 0,2-0,28 g za povratni period od 475 godina. Može se pretpostaviti da većina tala odgovara tipovima B i C (uz rijeku Savu) prema klasifikaciji u skladu s normom za projektiranje potresne otpornosti HRN EN 1998, iako seizmičko mikrozoniranje nije provedeno na cijelom području grada (pogledati primjerice [8]). Uz umjereni do veliki seizmički hazard, treba istaknuti da je skoro trećina svih stambenih jedinica izgrađena prije donošenja prvih propisa za protupotresno projektiranje 1964. godine, a dodatno oko polovica svih jedinica izgrađenih nakon 1964. godine je projektirana na potresno opterećenje koje je značajno manje od opterećenja prema trenutno važećim propisima. Uz starost stambenog fonda, treba imati na umu i često lošu kvalitetu izvedbe, loše održavanje i naknadne nestručne preinake (rekonstrukcije). Sa druge strane oko 20 % stanovništva cijele države živi u Zagrebu, u njemu se generira oko trećina BDP-a, a smještena je i većina državne administracije. Prema zadnjoj službenoj nacionalnoj procjeni rizika od potresa, za najgori mogući događaj na području grada možemo očekivati direktni novčani gubitak do skoro 16 milijardi EUR-a na stambenom fondu, uz velika oštećenja i rušenja zgrada, što uvelike premašuje financijski kapacitet države [5]. Nadalje, zbog izrazite važnosti Zagreba kao središta državne uprave, gospodarskog središta, te kulturnog, umjetničkog, obrazovnog i zdravstvenog središta, snažan potres u Zagrebu može imati dalekosežne posljedice na cijelo hrvatsko društvo i stabilnost države, što je pokazao i ovaj potres od 22. ožujka 2020. godine samo umjerene jakosti.

3. POTRES OD 22. OŽUJKA 2020. GODINE

Osnovni podaci o potresu su dati u Uvodu, a detaljnije informacije se mogu naći na stranicama Seizmološke službe [2] te u radovima kolega seizmologa (primjerice, [1] i seizmološki dio rada [6]). Ovdje će se samo istaknuti elastični spektar odziva horizontalnih komponenti glavnog udara zabilježenog na akcelerografskoj postaji UHS koja je udaljena od glavnog gradskog trga svega 1,75 km, u odnosu na elastične spektre za različita povratna razdoblja i tlo tipa C sukladno važećoj normi HRN EN 1998-1 (Slika 2). Vršno ubrzanje zabilježeno na toj postaji za vrijeme glavnog udara iznosi 0,22g za komponentu sjever-jug (S-J) i 0,18 g za istok-zapad (I-Z). Trenutni rezultati detaljnih analiza pokazuju [9] da očekivana amplifikacija vršne akceleracije, zbog lokalnih uvjeta tla, na te dvije lokacije vjerojatno nije veća od 20%.



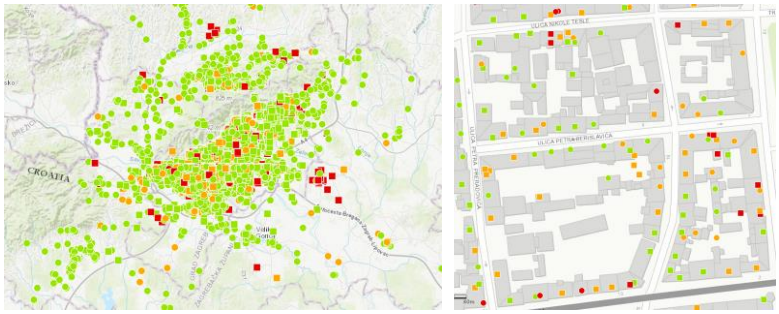
Slika 2 - Elastični spektri odziva zabilježenih zapisa za vrijeme glavnog udara na postaji UHS i spektri odziva prema važećoj normi HRN EN 1998-1 za lokaciju A uz pretpostavljeni tip tla C.

4. PREGLEDI OŠTEĆENJA I UPORABLJIVOSTI ZGRADA

U ovom poglavlju će se kratko osvrnuti na preglede oštećenja i uporabljivosti građevina nakon potresa u Zagrebu koji su bili jedan dio sustava odgovora na katastrofe. Kada govorimo o katastrofi bitno je opet istaknuti da se potres dogodio za vrijeme COVID-19 krize koja je već napregnula sustav, a nakon potresa i značajno ograničavala organizaciju pregleda oštećenja. Početno je bilo ključno opremiti sve volontere zaštitnom opremom, a potom ih adekvatno educirati o procedurama ponašanja prilikom pregleda pri čemu su bili ključni savjeti epidemiologa. Nadalje, zbog mjere strogog ograničavanja zadržavanja na ulicama i drugim javnim mjestima te privremene zabrane kretanja odnosno zabrani napuštanja mjesta prebivališta nije bilo moguće aktivirati pomoć stručnjaka iz drugih gradova ili međunarodnu pomoć. Srećom se za preglede odazvao veliki broj inženjera volontera pa nisu došli do izražaja brojni nedostaci pripremne faze sustava, posebice u organizaciji i kapacitetima.

Možda je najveći problem bio što prije potresa u Zagrebu nisu postojali službeni obrasci za preglede građevina niti je provedena sustavna izobrazba stručnjaka koji mogu sudjelovati u pregledima građevina nakon potresa. Postojale su pojedinačne inicijative koje su na kraju bile od neprocjenjivog značaja za postavljanje organizacije sustave za preglede zgrada. Primjerice, odmah nakon potresa paralelno s aktiviranjem službi civilne zaštite u Ured za upravljanje u hitnim situacijama Grada Zagreba i u Ravnateljstvo civilne zaštite Ministarstva unutarnjih poslova, uputili su se djelatnici Građevinskog fakulteta na temelju dugogodišnje suradnje s tim institucijama, radi pomoći u organizaciji sustava i uspostavi kriznoga stožera za operativno upravljanje procjenama oštećenja zgrada na terenu. U tim trenucima nisu bili poznati razmjeri katastrofe pa je odlučeno da sjedište stožera bude u Uredu za upravljanje u hitnim situacijama, a sama organizacija sustava je improvizirana prema znanjima stečenim u europskim projektima i brojnim vježbama prilagođavajući se trenutnoj situaciji na terenu. Prvi sati i dani su bili vrlo zahtjevni za organizaciju sustava s obzirom na manjak prethodne pripreme i uvježbanosti, ali uz pomoć brojnih volontera, institucija i ljudi unutar gradskih i državnih službi svakim danom je sustav sve bolje funkcionirao. U konačnici, vrlo brzo su opremljeni svi stručnjaci, pripremljeni su obrasci za preglede, napravljena je edukacija, pregledane sve zgrade kritične infrastrukture (primjerice bolnice), organiziran je sustav za zaprimanje prijava građana (telefon, elektronička pošta, internet aplikacija i slično), isprogramirana aplikacija za preglede koja je radila na

pametnim telefonima, savjetovanje i usklađivanje procjena je napravljeno preko WhatsApp grupa, uspostavljen je GIS sustav i slično. Korištenje GIS platforme (Slika 3) je bilo od presudne važnosti s obzirom na COVID-19 krizu jer je omogućilo izravno praćenje rezultata procjena i povezivanje (prikaz rezultata) sa svim odgovornim institucijama bez nepotrebnih kontakata (sadržavala je i podatke o izoliranim i samoizoliranim osobama), a usput je omogućena je i koordinacija odnosno usmjeravanje stručnjaka na terenu, korištenje postojećih GIS podloge poput katastarskih izmjera ili topografskih karata i slično.



Slika 3 – GIS baza s pregleda oštećenja i uporabljivosti zgrada: područje zahvata i prikaz nekoliko blokova u Donjem gradu u Zagrebu [3].

Osim pregleda oštećenja, od gradskog i državnog stožera je organizirano raščišćavanje i uklanjanje potencijalno opasnih dijelova zgrada pod vodstvom Javne vatrogasne postrojbe Grada Zagreba, kojima su se pridružili i volonteri alpinisti, odnosno penjači za rad na visinama. Primjerice, prema službenom izvještaju Gradskog ureda za strategijsko planiranje i razvoj Grada od 30.6.2020. godine bilo je potrebno uklanjanje dimnjaka na 5.166 zgrada. Hrvatski Crveni križ je osiguravao smještaj, prehranu i zbrinjavanje osoba čiji su domovi stradali, a podignuto je i šatorsko naselje. Brojne aktivnosti su se radile paralelno, a organizirali su ih gradski i državni stožeri formirani nakon potresa.

U prvim danima je fokus bio na procjeni uporabljivosti građevina jer je trebalo u što kraćem vremenu odrediti i provesti hitne mjere ublažavanja rizika od rušenja dijelova zgrada na susjedne zgrade i/ili prilaze, privremeno zbrinuti ljude i dobiti preliminarni uvid u razmjere štete. Procjenama oštećenja zgrade su dobivale oznake (popularne "naljepnice/markice") koje su postale identitet grada i predmet brojnih rasprava: zelenu (uporabljiva bez ograničenja - U1 ili s preporukom o postupanju - U2), žutu (privremeno neuporabljiva koju treba detaljno pregledati - PN1 ili može postati uporabljiva uz mjere hitne intervencije - PN2) i crvenu (neuporabljiva zbog vanjskih utjecaja - N1 ili zbog oštećenja - N2). Bitno je istaknuti da su kulturna dobra dodatno detaljno pregledavana, po posebnim obrascima, od strane Ministarstva kulture, a po hitnoj proceduri je Vlada početkom travnja donijela Odluku o provedbi popisa štete na nepokretnim kulturnim dobrima, a ubrzo i odluku za pokretna kulturna dobra.

Ukupno je zaprimljeno preko 42.000 prijava za pregled zgrada od strane građana, od kojih su se mnoge odnosile na iste zgrade kako su građani često prijavljivali posebno svoje stanove, a neke zgrade su trebale biti više puta pregledane (primjerice, nakon uklanjanja određene opasnosti). U konačnici, oko tri mjeseca nakon potresa pregledi su službeno prekinuti, a pritom je napravljeno nešto više od 25.000 pregleda pri čemu je oko 75% dobilo zelenu oznaku, oko

20% žutu i oko 5 % crvenu. Baza s pregleda uporabljivosti je još uvijek jedina baza koja pokriva većinu problematike oštećenja nakon potresa, pa su se na nju naslonile razne odluke institucija (sufinanciranje troškova za dimnjake/krovove, organizacija zamjenskog smještaja, podjela materijala za sanacije, krediti za banke, preliminarna procjena šteta i troškova obnove kao podloga za donošenje Zakona o obnovi zgrada oštećenih potresom, pomoć iz fondova i slično). Bitno je istaknuti da je početna ideja pregleda bila povećati sigurnost građana, pa primjena takve baze izvan tog okvira krije svoje opasnosti, posebice kod odluka koje se odnose na izdvajanje značajnih financijskih sredstava.

5. UČINCI POTRESA

Potresi su seizmološki gledano bili umjerene magnitude, ali su prouzročili gubitak jednog života i velike materijalne štete (trenutačne se procjene troškova obnove kreću oko 10 milijardi EUR-a). Nije bilo većeg broja žrtava jer su nastala uglavnom manja do umjerena oštećenja nosivih sustava stambenih zgrada, a povoljna je bila i smanjena aktivnost stanovništva zbog istodobne pandemije virusa COVID-19. Nažalost, velika oštećenja su pretrpjele neke zgrade javne namjene kao što su bolnice, škole i vrtići. Primjerice, gotovo 200 građevina iz područja zdravstvene zaštite je zahvaćeno potresom (domovi zdravlja, klinički bolnički centri, klinički centri, klinike, poliklinike, specijalne bolnice, ljekarne, instituti) od kojih je umjereno do značajno oštećenje zabilježeno na 39, a značajno na 8 zgrada. Bitno je istaknuti da je procjena uporabljivosti bolnica predstavljala vrlo težak zadatak za stručnjake jer je o njihovoj odluci ovisilo da li će se bolesnici skinuti s aparata koji su im davali medicinsku pomoć što je moglo ugroziti njihove živote. Postavlja se pitanje gdje bi se u slučaju potresa većeg intenziteta primili i liječili ozlijeđeni. Ako se uzme u obzir i činjenica da su više od 60 % svih bolnica u gradu zidane zgrade izvedene prije pojave prvih seizmičkih propisa i da kasnije nisu pojačavane, razvidno je da je stanje zabrinjavajuće. Nadalje, ništa bolja situacija nije ni sa zgradama iz područja obrazovanja gdje je više od 500 zgrada oštećeno u potresu, od kojih gotovo 40 % otpada na škole. Pukom srećom se potres dogodio dok su te ustanove bile prazne i također se postavlja pitanje sigurnosti djece u slučaju ponovne pojave potresa. O svijesti i razumijevanju rizika od potresa, govore i aktivnosti u mjesecima poslije potresa kad su građani i državne institucije napravile hitne mjere u kojima se uglavnom nije povećala razina sigurnosti zgrada.

Slika 4 – Oštećenja zgrada kulturne baštine: Zagrebačka katedrala, Arkade na Mirogoju, Bazilika Presvetog Srca Isusova i Hrvatski restauratorski zavod

Kao što je već rečeno u Uvodu, u potresu je stradala i kulturna baština neprocjenjive vrijednosti, kao što je i najveća hrvatska sakralna građevina, zagrebačka katedrala. Ona je u potresu ostala bez vrha tornja, dok je drugi naknadno trebao biti uklonjen zbog oštećenja. Oštećene su i brojne druge crkve, muzeji i druge zgrade pojedinačno zaštićene kao kulturna dobra (gotovo 500 takvih zgrada). Neke su prikazane na slici 4. Osim konstrukcijskih oštećenja, u potresu su srušili i brojni ukrasni elementi na zgradama koji daju identitet gradu pa će obnova biti zahtjevna i sa stajališta konzervatorske struke.

Ipak, najpogođeniji potresom je bio stambeni fond zgrada na koji otpada gotovo dvije trećine ukupne štete prema procjeni [10]. Značajnija oštećenja su uglavnom nastala na zidanim zgradama bez serklaža s drvenim međukatnim konstrukcijama, no i drugi konstrukcijski tipovi su stradali (primjerice, okviri s ispunama ili zgrade koje nisu u skladu s pravilima protupotresne gradnje). Osim koncepcije zidanih zgrada starije gradnje koja nije namijenjena preuzimanju horizontalnih opterećenja, u Zagrebu se nažalost zgrade često loše održavaju pa je i izraženo propadanje materijala, posebice kod zgrada koje nemaju fasadu.

U povijesnom središtu je tipična gradnja zidanih tradicijskih zgrada u relativno velikim blokovima pri čemu su zgrade međusobno naslonjene jedna na drugu. Može se reći da se zgrade koje nisu na rubu bloka ponašaju kao međusobno povezane zgrade u nizu. Treba napomenuti da je koncept gradnje takav da se uglavnom drveni grednici međukatnih konstrukcija oslanjaju na uzdužne zidove paralelne sa ulicom. To je uglavnom jači nosivi smjer i za horizontalna djelovanja, a slabiji smjer predstavlja smjer okomit na ulicu gdje su najčešće nosivi samo zidovi stubišta i zabatni zidovi koji nemaju znatno vertikalno opterećenje. Takva koncepcija zgrada u nizu se pokazala manje štetnom pri djelovanju potresa jer su primijećena manja oštećenja. Problem nastaje ukoliko zgrada visinom iskače od okolnih što potencira oštećenje istaknutih "slobodnih" katova. S druge strane, čest je slučaj prekid niza zgrada zbog kojekakvih razloga (rušenje derutnih zgrada, otvaranje prostora za parking i pristup automobile itd.). Na takvim zgradama koje nemaju s jedne strane susjednu zgradu primijećena su veća oštećenja. Zgrade na rubovima blokova (uglovnice) su građene da uglavnom imaju sustav zidova nosivih u dva smjera. One inicijalno imaju veću otpornost na djelovanje potresa. Međutim, zbog interakcije sa susjednim zgradama te intervencijama koje su oslabile nosivu konstrukciju, često su i na njima zamijećena značajna oštećenja.

Tipična oštećenja obuhvaćaju rušenja i oštećenja dimnjaka, zabatnih zidova potkrovlja i različitih drugih nepridržanih elemenata (atike, kupole, itd.) [11], odvajanje zabatnih zidova po visini, oštećenja krovišta, oštećenja ziđa u ravnini s karakterističnim dijagonalnim pukotinama (često po sljubnicama morta), nadvoja i svodova, stubišta te pregradnih zidova. Ona su detaljno opisana u radu [6], a na slici 5 su redom prikazani primjeri.

Što epicentralnog područja, mora se istaknuti da se često radi o oštećenjima zidanih kuća slabe kvalitete izvedbe. Oštećenja su primijećena najviše na onim kućama kojima je koncepcija narušena brojnim rekonstrukcijama ili je početno sadržavala pogreške u koncepciji. Istaknuta nezakonita gradnja u Zagrebu se posebno odnosi na ovo područje. Vrlo često su kuće izvođene bez vertikalnih serklaža uz korištenje detalja koji nisu u skladu s pravilima struke. Na slici 6 je istaknuto nekoliko karakterističnih primjera.

Slika 5 – Karakteristična oštećenja [3].

Slika 6 –Oštećenja kuća u epicentralnom području [3].

6. OBNOVA

Ubrzo nakon potresa počelo se raditi na Zakonu o obnovi zgrada oštećenih potresom, no političkom voljom je Zakon donijet tek u rujnu (NN 102/2020). Kako su inženjeri što prije trebali pristupiti detaljnim pregledima i projektiranju, stručne smjernice za obnovu koje su trebale biti dio Zakona su krajem lipnja objavljene kao izmjene i dopune Tehničkog propisa za građevinske konstrukcije (NN 75/2020). Sastavila ih je radna skupina od tridesetak stručnjaka na temelju svog bogatog iskustva u rekonstrukcijama zgrada, pregleda zgrada na terenu te općenito znanja iz područja potresnog inženjerstva. Nadalje, pri izradi su uzete u obzir smjernice za obnovu iz mnogih zemalja koja imaju više iskustva od Hrvatske u obnovi nakon potresa (primjerice, Italije i Novog Zelanda), no vodeći računa, osim o sigurnosti korisnika građevina i tehničkih mogućnosti same obnove, i o financijskom kapacitetu te specifičnosti države. Uzeta je u obzir i činjenica da je većina oštećenih zgrada izvedena prije pojave suvremenih propisa za projektiranje konstrukcija pa je i njihova otpornost na djelovanje potresa bila i izvorno (prije potresa) mala te ih gotovo nije moguće podići na otpornost koju zahtijevaju trenutno važeći propisi. U skladu sa svime navedenim, propisana su četiri razine obnove koji ovise o stupnju oštećenja i namjeni zgrade. Prva razina se odnosi na popravak nekonstrukcijskih elemenata. Druga razina podrazumijeva popravak konstrukcije zgrade uz određena lokalna pojačanja kako bi se uklanjanjem nekih osnovnih nedostataka donekle unaprijedilo ponašanje zgrade pri sljedećem potresu. Treća razina obnove se odnosi na pojačanje konstrukcije čime se zgrada uz značajnije zahvate dovodi u stanje poboljšane razine nosivosti. Četvrta razina podrazumijeva cjelovitu obnovu zgrade pri čemu se izvođenjem sveobuhvatnih radova treba postići potresna otpornost zgrade u skladu s važećim propisima za projektiranje potresne otpornosti. Za sve zgrade koje se obnavljaju na razine 2-4 mora se utvrditi (projektom konstrukcije) razina potresne otpornosti zgrada nakon provedenih mjera obnove u odnosu na potresnu otpornost prema važećim propisima, kako bi se, među ostalim, osvijestilo korisnike odnosno vlasnike zgrada o postignutoj razini sigurnosti.

Iako je zakonodavni okvir za obnovu donesen, u trenutku pisanja ovog rada, 8 mjeseci nakon potresa, (studeni 2020.) može se konstatirati da obnova grada još nije započela (osim pojedinačnih inicijativa), iako je zima na vratima.

7. ZAKLJUČAK

Iako stručnjaci već dugi niz godina upozoravaju na velik rizik od potresa grada Zagreba, ali i Hrvatske, potres koji je 22. ožujka 2020. godine pogodio Zagreb, uhvatio je i građane i sustav potpuno nespremnima. Iako je potres bio značajno manje jakosti (samo 5,5) od one koja se na lokaciji može očekivati (oko 6,3-6,5 prema procjeni seizmologa), uzrokovao je i jednu žrtvu, 26 ozlijeđenih i veliku materijalnu štetu. Najveća oštećenja pretrpjele su zidane zgrade u povijesnom središtu grada i u epicentralnom području, no oštećene su i brojne zgrade kritične infrastrukture i kulturna baština. Za očekivati je da će oporavak trajati dugi niz godina. Organizacija pregleda oštećenja i uporabljivosti zgrada improvizirana je nakon potresa i može se reći da je usprkos manjkavostima pripremne faze dobro funkcionirala, prvenstveno zahvaljujući požrtvovnosti brojnih pojedinaca koji su svojom žrtvom nadomjestili manjkavosti sustava. Takav obrazac ponašanja ima i svoje prednosti jer se u kratko vrijeme maksimalno iskoristilo sva raspoloživa sredstva (primjerice moderne tehnologe), a nisu se slijepo slijedili

unaprijed predviđeni obrasci ponašanja koji su možda zastarjeli ili nisu predvidjeli djelovanje potresa u uvjetima pandemije. Ipak, nadamo se da je ovaj potres samo umjerene jačine bio jedno veliko upozorenje svima u Hrvatskoj, ali i regiji, koje će se ozbiljno shvatiti i koje će potaknuti dodatni napor u unapređenju otpornosti naše zajednice na katastrofe što u konačnici treba biti prioritet.

LITERATURA

[1] Dasović I., Herak D., Herak M., Latečki H., Mustać M., Tomljenović B.: O potresima u Hrvatskoj, Vijesti Hrvatskog geološkog društva, 57 (1), 2020, 4–27

[2] Seizmološka služba Geofizičkog odsjeka Prirodoslovno-matematičkog fakulteta Sveučilišta u Zagrebu, www.pmf.unizg.hr/geof/seizmoloska_sluzba/o_zagrebackom_potresu_2020 , pristupljeno 15.11.2020.

[3] HCPI: Baza podataka s pregleda uporabljivosti zgrada, Hrvatski centar za potresno inženjerstvo, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, Grad Zagreb, studeni 2020.

[4] Atalić J., Šavor Novak M., Uroš M.: Rizik od potresa za Hrvatsku: pregled istraživanja i postojećih procjena sa smjernicama za budućnost, GRAĐEVINAR, 71 (10), 2019, 923-947, doi: https://doi.org/10.14256/JCE.2732.2019

[5] Atalić J., Šavor Novak M., Uroš M.: Procjena rizika od katastrofa u Republici Hrvatskoj, Ažuriranje procjene rizika od potresa, Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet u suradnji s Ministarstvom graditeljstva i prostornog uređenja i Državnom upravom za zaštitu i spašavanje, 2018.

[6] Šavor Novak M., Uroš M., Atalić J., Herak M., Demšić M., Baniček M., Lazarević D., Bijelić N., Crnogorac M., Todorić M.: Potres u Zagrebu od 22. ožujka 2020. - preliminarni izvještaj o seizmološkim istraživanjima i oštećenjima zgrada, GRAĐEVINAR, 72 (10), 2020, 843-867, doi: https://doi.org/10.14256/JCE.2966.2020

[7] Herak M., Allegretti I., Herak D., Ivančić I., Kuk V., Marić K., Markušić S., Sović I.: Republika Hrvatska, Karta potresnih područja, http://seizkarta.gfz.hr, 2011.

[8] Miklin Ž. et al.: Seizmička i geološka mikrozonacija dijela grada Zagreba, Knjiga 1 – Seizmička i geološka mikrozonacija, Hrvatski geološki institut, Zagreb, 2019.

[9] Prevolnik S., Herak M., Markušić S., Ivančić I.: Strong ground motion records of the Zagreb earthquake of 22 March 2020. U pripremi za objavu u časopisu GEOFIZIKA, (2020).

[10] Government of the Republic of Croatia: Croatia Earthquake Rapid Damage and Needs Assessment 2020, Croatia, 2020

[11] Crnogorac M., Todorić M., Uroš M., Atalić J.: Urgentni program potresne obnove – UPPO, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu i Hrvatska komora inženjera građevinarstva, Zagreb, 2020.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-4 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Ivan Milićević[1], Marko Marinković[2], Nikola Blagojević[3], Svetlana Nikolić-Brzev[4]

PONAŠANJE AB RAMOVA TOKOM ZEMLJOTRESA U ALBANIJI 26.11.2019: UTICAJ NEREGULARNOSTI I NAČINA ARMIRANJA

Rezime:

Rušenje i oštećenja velikog broja objekata nakon zemljotresa magnutide M_w 6,4 koji je pogodio Albaniju u 26.11.2019. godine prouzrokovali su 51 ljudsku žrtvu i preko 910 povređenih ljudi. Konstruktivni sistem najvećeg broja zgrada koje su doživele kolaps ili značajna oštećenja bio je AB ramovski sistem. Iako ovaj konstruktivni sistem spada u najduktilnije AB sisteme za suprostavljanje seizmičkom dejstvu, njegovo ponašanje tokom zemljotresa suštinski zavisi od: (1) regularnosti sistema po visini i u osnovi, i (2) globalne i lokalne duktilnosti. Nakon posete autora pogođenim područjima, organizovane od strane Srpskog Udruženja za Zemljotresno Inženjerstvo, i analize srušenih i oštećenih objekata, utvrđeno je da su među glavnim razlozima za nepredviđeno ponašanje ovih fleksibilnih sistema bili neadekvatna analiza interakcije zidane ispune i AB ramova, kao i neadekvatno oblikovanje detalja za lokalnu duktilnost AB elemenata.

Ključne reči: AB ramovi, neregularnosti, detalji armiranja, duktilnost, zemljotres u Albaniji

PERFORMANCE OF RC FRAMES IN 26.11.2019. ALBANIA EARTHQUAKE: EFFECTS OF IRREGULARITIES AND DETAILING

Summary:

The collapse and damage of large number of buildings during the November 26, 2019 (M_w 6,4) Albania earthquake caused 51 fatalities and injuries to at least 910 people. Most of collapsed or heavily damaged buildings were RC frame buildings. Although RC frame system is considered as very ductile seismic force-resisting system, its behaviour during earthquake highly depends on: (1) regularity in plan and elevation, and (2) global and local ductility. Based on the authors' visit to the earthquake-affected area on behalf of the Serbian Association of Earthquake Engineering and observations of collapsed and damaged buildings, it was concluded that among main reasons for underperformance of these flexible systems were inadequate analysis of interaction between infill walls and RC frames and reinforcement detailing of RC members.

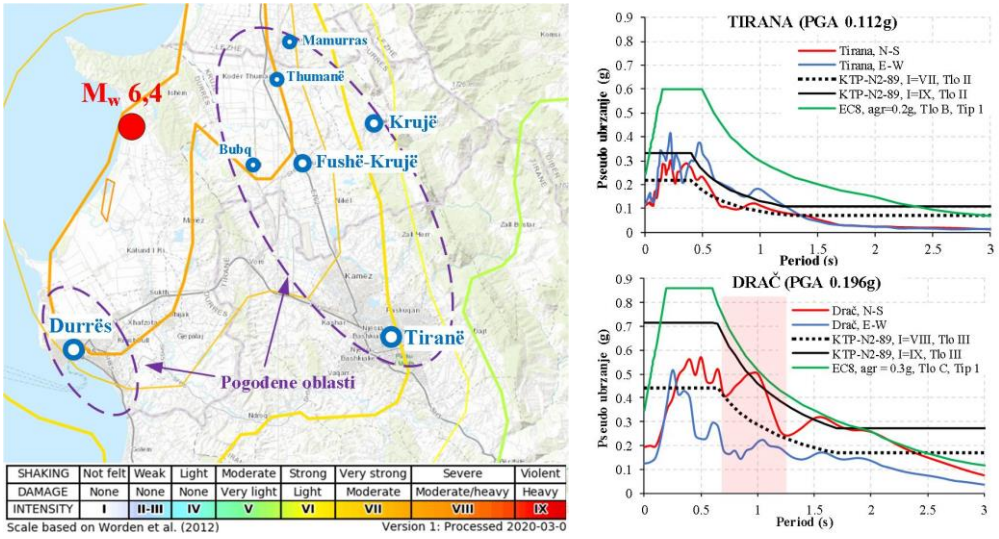
Key words: RC frames, irregularities, reinforcement detailing, ductility, Albania earthquake

[1] *Mast.inž.građ., asistent, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, ivanm@imk.grf.bg.ac.rs*
[2] *Dr, docent, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, mmarinkovic@grf.bg.ac.rs*
[3] *Mast.inž.građ, doktorant, Švajcarski Federalni Institut za Tehnologiju – ETH Cirih, blagojevic@ibk.baug.ethz.ch*
[4] *Dr, Adjunct Professor, University of British Columbia, Vancouver, Canada, svetlana.brzev@gmail.com*

1. UVOD

Locirana u seizmički aktivnom području, teritorija Albanije bila je izložena dejstvu čak 7 zemljotresa magnitude veće od 6,0 u poslednjih 100 godina, sa epicentralnim rastojanjem manjim od 150 km. Samo dva meseca nakon zemljotresa magnitude M_w veće od 5,0 koji su se dogodili u septembru 2019. godine (M_w = 5,6 i M_w = 5,1), zapadni deo centralne Albanije je 26. novembra 2019. godine pogodio zemljotres magnitude M_w 6,4, u 3:45 časova ujutru [1]. Ovaj zemljotres bio je i najsnažniji zemljotres koji je pogodio Albaniju u poslednjih 40 godina. Epicentar zemljotresa, sa dubinom žarišta od 22 km, bio je na 15 km udaljenosti od mesta Mamurras, 22 km od grada Drača (Durrës) i 30 km od glavnog grada Tirane (Slika 1a). Glavni zemljotres pratilo je oko 20 naknadnih zemljotresa (eng. *aftershock*) magnitude veće od 4,0.

Usled rušenja i oštećenja velikog broja objekata 51 ljudi je poginulo i preko 910 je povređeno, a ugroženo je preko 200 hiljada ljudi [2]. Ukupno, oštećeno je oko 95000 stambenih jedinica (18% od ukupnog broja u zemlji), 321 obrazovne ustanove (24%) i 36 zdravstvenih ustanova, sa ukupnim gubicima od 985 miliona evra. Najveći broj srušenih i značajno oštećenih zgrada zabeležen je u gradu Draču (Durrës), koje su dominantno bile izgrađene od armiranog betona, i mestu Tumane (Thumanë), koje su dominantno bile zidane zgrade, sa montažnim ošupljenim AB tavanicama.



a) **b)**

Slika 1 – Zemljotres u Albaniji 26.11.2019: a) Mapa područja pogođeno zemljotresom [1], b) Poređenje spektra za događeni zemljotres sa elastičnim spektrima, prema [3],[4] i [5]

Srpsko Udruženje za Zemljotresno Inženjerstvo (SUZI-SAEE) formiralo je četvoročlani tim koji je mesec dana nakon zemljotresa posetio područja pogođena zemljotresom (Slika 1a). SUZI tim, kojeg su činili autori ovog rada, obišao je nekoliko sela i gradova: Tiranu (Tiranë), Drač (Durrës), Kruju (Krujë), Fuše-Kruju (Fushë-Krujë), Tumane (Thumanë) i Bubč (Bubq).

Nakon pregleda oštećenih objekata, ustanovljeno je da je konstruktivni sistem najvećeg broja zgrada koje su doživele kolaps ili značajna oštećenja bio sistem monolitnih AB ramova. Ovi fleksibilni sistemi imali su više konstrukcijskih nedostataka. Međutim, mnogi objekti u Draču, koji su pretrpeli velika oštećenja tokom zemljotresa 26. novembra 2019. godine, nisu bili oštećeni nakon zemljotresa koji su se dogodili samo dva meseca ranije [6]. Glavni razlog za to bila su visoka spektralna ubrzanja za fleksibilne konstrukcije u ovom zemljotresu, približno jednaka proračunskim spektralnim ubrzanjima prema KTP-N.2-89 (Slika 1b), pa su konstrukcijski nedostaci AB ramovskih sistema došli do izražaja. Za ovaj zemljotres, predominantni periodi oscilovanja bili su u granicama od 0,8 do 1,2 sekunde, sa maksimalnim ubrzanjem tla od 0,196g i maksimalnim spektralnim ubrzanjem iznad 0,5g. Treba napomenuti da je spektar odgovora za Drač na Slici 1b formiran na osnovu zapisa ubrzanja tla u trajanju od samo (prvih) 15 sekundi, zbog nestanka struje u stanici tokom zemljotresa [3].

U ovom radu predstavljena su zapažanja i zaključci članova SUZI tima o glavnim razlozima rušenja i oštećenja objekata sa AB ramovskim konstrukcijama nakon zemljotresa koji se 26.11.2019. dogodio u Albaniji. S obzirom da je pre dolaska SUZI tima u Albaniju preko 30 oštećenih/srušenih objekata bilo potpuno demolirano a ruševine raščišćene, zaključci su izvedeni na osnovu vizuelnog pregleda preostalih oštećenih objekata i informacija prikupljenih na terenu, različitih izveštaja kao i analize aseizmičkih propisa i građevinske prakse u Albaniji. Cilj rada je da ukaže na moguće posledice neadekvatnog oblikovanja detalja armiranja za lokalnu duktilnost AB elemenata i neadekvatne analize neregularnosti kod fleksibilnih AB ramovskih sistema, prouzrokovane usvajanjem loših dispozicionih rešenja i nepovoljnim uticajem elemenata koji se obično ne razmatraju pri aseizmičkom projektovanju (kao što su zidana ispuna, stepeništa, itd.).

2. GRAĐEVINSKA PRAKSA I PROPISI U ALBANIJI: AB RAMOVI

Početkom devedesetih godina prošlog veka u Albaniji, veliku zastupljenost zidanih zgrada sa ili (češće) bez AB serklaža i prefabrikovanih armiranobetonskih zgrada sa krupnopanelnim sistemom gradnje počela je postepeno da umanjuje izgradnja zgrada sa monolitnim armiranobetonskim ramovskim konstrukcijama. Ovaj tip konstruktivnog sistema zgrada postao je dominantan u građevinskoj praksi nakon usvajanja albanskog aseizmičkog propisa KTP-N.2-89 [5]. Međuspratne tavanice obično su tipa kasetiranih AB ploča kod kojih se za oplatu koriste šuplji blokovi ili ploče od stiropora, kao što je prikazano na Slikama 2a i 2b, respektivno. Zbog ovakvog tipa međuspratne tavanice, stubovi u unutrašnjosti objekata su uglavnom povezani širokim „plitkim“ gredama (tzv. *shallow beams*) a fasadni stubovi dubljim gredama, u pojedinim slučajevima. Visina „plitkih“ greda jednaka je ukupnoj debljini međuspratne tavanice (oko 30 cm, što je minimalna visina greda prema propisu [5]) a širina je veća ili jednaka odgovarajućoj dimenziji stuba. U albanskoj inženjerskoj praksi, ove grede se često analiziraju i dimenzionišu kao klasične AB grede. S obzirom da su ove zgrade najčešće izvedene bez AB zidova ili sa relativno malim brojem AB zidova, čak i u slučaju višespratnih zgrada (i preko 10 spratova), sistem za prijem seizmičkog dejstva predstavljaju fleksibilni AB ramovi, formirani od stubova, greda i „plitkih“ greda.

Zidana ispuna, korišćena za pregradne zidove i fasadu, najčešće je formirana od blokova sa šupljinama koje su horizontalno orijentisane, što nije uobičajena to praksa u drugim zemljama (npr. u Srbiji). Raspored zidane ispune po visini i u osnovi zavisi od namene i položaja objekta u odnosu na druge objekte. Česti su slučajevi zgrada sa „otvorenim“ prizemljem i prvim spratom.

U tom slučaju, zidana ispuna postoji samo na višim etažama. U drugim slučajevima, zidana ispuna je raspoređena neravnomerno u osnovi zgrade koja na jednoj ili dve strane ima susedne objekte.

a) **b)**

Slika 2 – Primeri tipičnog konstruktivnog sistema zgrada sa AB ramovima u Albaniji: a) zgrada u toku izvođenja, b) unutrašnjost postojeće zgrade

Ovaj konstruktivni sistem je obuhvaćen aseizmičkim propisom KTP-N.2-89, iz 1989. godine. Prema KTP-N.2-89 [5], analiza i proračun konstrukcija zasniva se na redukciji seizmičkog opterećenja koje deluje na sistem sa elastičnim ponašanjem, faktorom redukcije čija vrednost zavisi od tipa (duktilnosti) konstruktivnog sistema. Za AB ramove sa zidanom ispunom koja ne učestvuje u prijemu horizontalnih sila, u zavisnosti od fleksibilnosti stubova, vrednost faktora redukcije iznosi 2,63-4,0. Pretpostavljena duktilnost sistema obezbeđuje se ispunjavanjem relativno strogih zahteva za armiranje AB stubova i greda, npr. zahtevi za progušćenje uzengija u kritičnim oblastima i na mestima nastavljanja armature, minimalni prečnici uzengija, maksimalni razmaci pridržanih i nepridržanih vertikalnih šipki u stubovima, dužine preklapanja, itd. Za neregularne sisteme u osnovi/po visini, propis zahteva primenu tačnije metode proračuna, koja uzima u obzir doprinos viših tonova oscliovanja putem multimodalne analize (bez uvećanja seizmičkog opterećenja). Kontrola pomeranja se sprovodi na osnovu ograničenja stvarnih pomeranja (princip „jednakih pomeranja“), sa ciljem održanja funkcionalnosti objekta pri dejstvu zemljotresa (međutim, nema eksplicitno propisanih ograničenja).

Važno je naglasiti da je, prema mišljenju lokalnih stručnjaka, propis KTP-N.2-89 u albanskoj inženjerskog praksi u periodu 1990-2000. godine primenjivan sporadično (iako je primena bila obavezna) kao i da je nivo primenjenosti propisa u periodu 2001-2012. nepoznat. Pored KTP-N.2-89, na dobrovoljnoj bazi primenjivani su i svetski propisi, kao što su američki propisi (od 1995. godine) i Evrokodovi (od 2005. godine).

3. TIPOVI I UZROCI OŠTEĆENJA ZGRADA SA AB RAMOVIMA

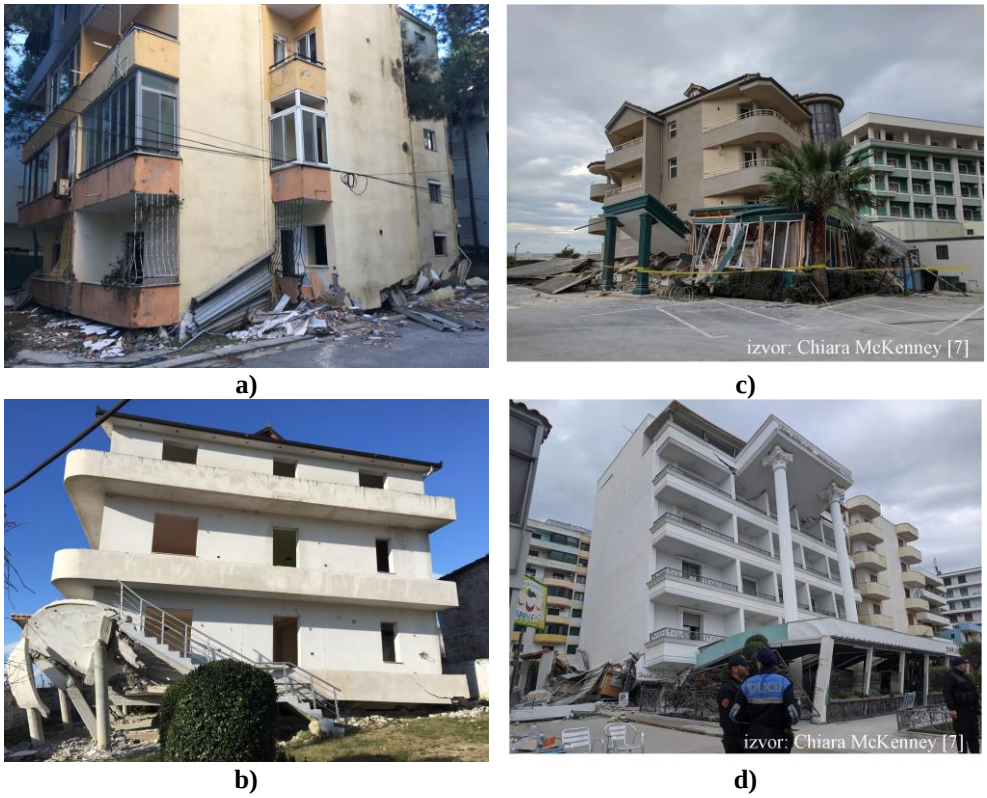
Visoka spektralna ubrzanja, u kombinaciji sa karakterističnim konstrukcijskim nedostacima, doveli su do kolapsa i oštećenja velikog broja zgrada sa AB ramovskim konstrukcijama nakon zemljotresa 26.11.2019. godine. Iako pojedinačno svaki od ovih nedostataka potencijalno

ugrožavaju ciljano ponašanje konstrukcija tokom zemljotresa, pri pregledu oštećenih zgrada obično je uočeno dva ili više nedostataka. Najzastupljeniji nedostaci i uzroci oštećenja zgrada sa AB ramovskim konstrukcijama bili su:

- Neregularnost fleksibilnog osnovnog nosećeg sistema za prijem seizmičkog opterećenja,
- Neadekvatno oblikovanje detalja za lokalnu duktilnost elemenata AB ramova,
- Interakcija AB ramova i zidane ispune, i
- Nedovoljna širina seizmičkih dilatacija.

3.1. UTICAJ NEREGULARNOSTI FLEKSIBILNIH RAMOVSKIH KONSTRUKCIJA

U mnogim slučajevima, oštećenja objekata nastala tokom zemljotresa posledica su neregularnosti konstrukcija koje su proistekle iz interakcije elemenata izrazito fleksibilnih AB ramovskih sistema za prijem seizmičkog opterećenja sa zidanom ispunom ili stepeništima, čije se krutosti obično zanemaruju pri aseizmičkom projektovanju. Najčešći tipovi uočenih neregularnosti su bili „fleksibilni“ („meki“) prizemni spratovi (eng. *soft storey*), nepredviđena skraćenja visine stubova (eng. „*short column effect*“) i nepredviđena promena rasporeda krutosti u osnovi koja je izazvala nepovoljne torzione efekte pri dejstvu zemljotresa.



a) **c)**

b) **d)**

Slika 3 – Primeri kolapsa zgrada sa „fleksibilnim spratom“ usled zemljotresa u Albaniji 26.11.2019.

Primeri srušenih zgrada sa „fleksibilnim spratom“ u Albaniji nakon zemljotresa 26. novembra 2019. godine prikazani su na Slici 3. Pojava „fleksibilnog sprata“ posledica je velike razlike u krutostima pojedinih spratova, obično prizemnih spratova koji su fleksibilniji u odnosu na ostale spratove. Ovakvo ponašanje tipično je za fleksibilne AB ramovske sisteme za prijem seizmičkog opterećenja, koji su česti u Albaniji. U ovom slučaju, pojava fleksibilnog sprata (vertikalne neregularnosti) prouzrokovana je neravnomerno raspoređenom zidanom ispunom u zgradama, koje su imale otvoreni prostor na prizemnim spratovima (garaže, poslovni prostor, prodavnice, restorani i sl.), dok je na ostalim spratovima postojala zidana ispuna (obično stambene jedinice). Zbog prisustva zidane ispune i povećane krutosti konstrukcija na višim spratovima, uticaji u AB stubovima na „otvorenim“ prizemnim spratovima bili su značajno uvećani, što je rezultovalo oštećenjima i kolapsom konstrukcija. Treba napomenuti i da je Hotel Lubjana (Slika 3d) imao tri nadograđena sprata! Drugi razlog velikih oštećenja stubova su manje dimenzije stubove u odnosu na grede, kao što je to prikazano na Slici 4b i Slici 6a.

Efekat skraćenja visine stuba najčešće nastaje u slučajevima oslanjanja delova stepeništa na stubove (obično podesta) ili postavljanja parcijalne zidane ispune do određene visine stuba zbog otvora, a oštećenja dve zgrade usled ovog efekta prikazana su na Slikama 4a i 4b, respektivno. Zbog sprečenog pomeranja na mestu oslanjanja stepeništa ili postavljene zidane ispune, dolazi do skraćenja visine stuba, povećane lokalne krutosti i uticaja u stubu (najčešće smičućih sila), za koje stub nije dimenzionisan.

a) **b)**

Slika 4 – Primeri oštećenja usled „efekta skraćenog stuba“ nakon zemljotresa u Albaniji: a) uticaj oslanjanja stepeništa na stubove, b) uticaj parcijalne zidane ispune po visini stuba

Na Slici 5 prikazana su značajna oštećenja i kolaps fleksibilnih konstrukcija usled torzionih efekata pri dejstvu zemljotresa prouzrokovanih uticajem „sekundarnih elemenata“ – zidane ispune i stepeništa, koji se u praksi pri aseizmičkom projektovanju često zanemaruje. Slika 5a ilustruje efekat pomeranja položaja centra krutosti konstrukcije usled pridržavanja stubova na mestu oslanjanja stepeništa (povećanja njihove krutosti) i pojave torzionih uticaja na suprotnoj strani, koja je prouzrokovala značajna oštećenja stubova u toj fasadi. Oštećenja stubova na koje se oslanja stepenište u ovoj zgradi prikazana su na Slici 4a. Zgrada je takođe imala otvoreni prostor u prizemlju. Slika 5b prikazuje kolaps konstrukcije zgrade koja je u prizemlju imala dve susedne otvorene strane dok je na ostalim stranama postojala zidana ispuna. Ruševine su

raščišćene pre posete SUZI tima a veruje se da je kolaps konstrukcije rezultat torzionih efekata pri dejstvu zemljotresa (i loših detalja armiranja), izazvanih značajnim povećanjem krutosti na zazidanim stranama i pomeranjem centra krutosti u odnosu na pretpostavljeni.

a) **b)**

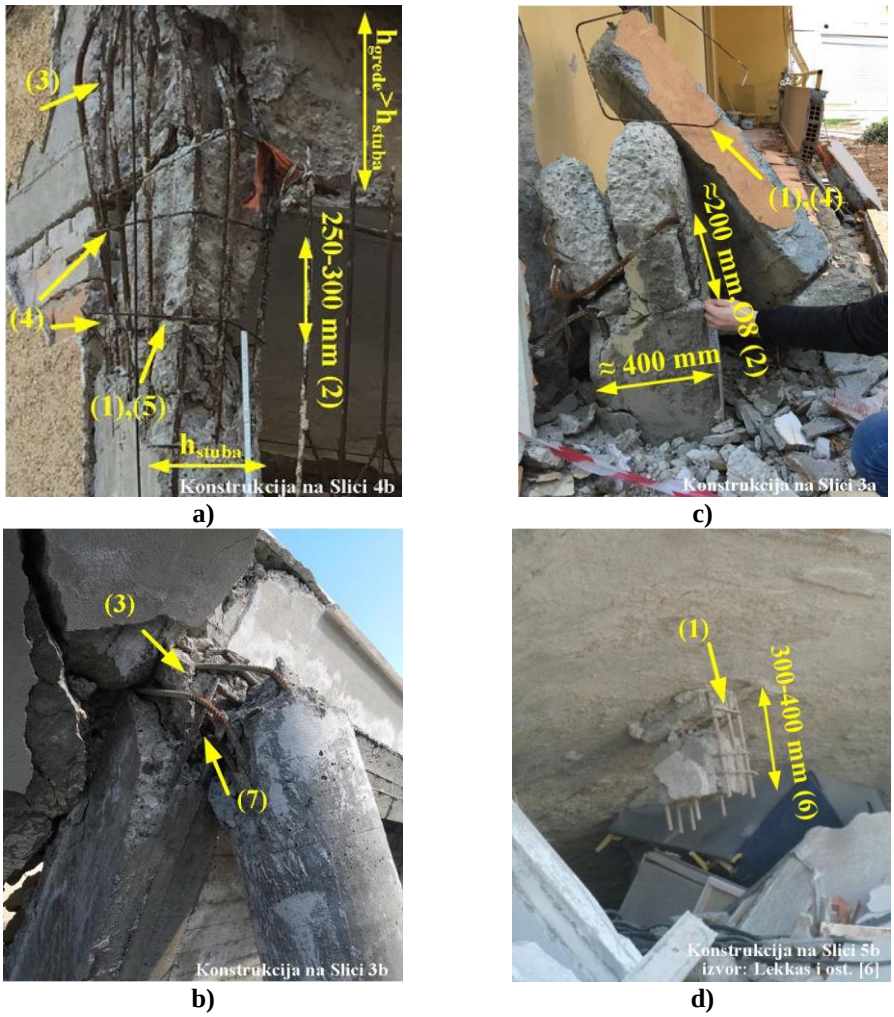
Slika 5 – Primeri oštećenja i kolapsa zgrada usled pomeranja centra krutosti konstrukcije i pojave torzionih efekata: a) uticaj oslanjanja stepeništa na stubove, b) uticaj zidane ispune

3.2. NEADEKVATNI DETALJI ARMIRANJA ELEMENATA AB RAMOVA

Kao što je već istaknuto, kod najvećeg broja oštećenih ili srušenih zgrada, pored različitih tipova neregularnosti, uočeno je nekoliko tipičnih grešaka pri oblikovanju detalja za lokalnu duktilnost elemenata AB ramova – stubova i greda. Autori veruju da su najčešće greške u načinu armiranja sledeće:

(1) Ugrađena je samo jedna spoljašnja uzengija u stubovima (prema [5], za širine stubova veće od 30 cm moraju da postoje bar 2 uzengije),
(2) Veliki razmak uzengija u „kritičnim“ oblastima – na krajevima greda i stubova (prema [5], maksimalno rastojanje za IX zonu je 8 prečnika vertikalne armature ili 100 mm),
(3) Nedovoljno uzengija ili potpuno odsustvo uzengija u čvorovima greda-stub,
(4) Neusidrene uzengije sa kukama pod 90°, nedovoljne dužine (prema [5], zahtevaju se kuke pod 135°, sa dužinom pravog dela kuke od 10 prečnika uzengije)
(5) Uzengije u stubovima su obično prečnika Ø6 (prema [5], minimalni propisani prečnik u stubovima za IX zonu je Ø8),
(6) Nedovoljne dužine preklapanja pri nastavljanju armature (često 100% preklopljene armature na jednom mestu),
(7) Nedovoljno usidrena podužna armatura greda (bez kuka)

Primeri navedenih grešaka prikazani su na Slici 6.



Slika 6 – Primeri neadekvatno oblikovanih detalja armiranja AB elemenata

3.3. SUDARANJE KONSTRUKCIJA I OŠTEĆENJA AB STUBOVA USLED INTERAKCIJE SA ZIDANOM ISPUNOM

Na nekoliko zgrada, kod kojih je došlo do sudaranja usled nedovoljne širine ili nepostojanja seizmičkih dilatacija, uočena su manja oštećenja na mestima sudaranja a primer zgrade sa većim oštećenjima prikazan je na Slici 7. U ovom slučaju, konstrukcija je imala trajne (zaostale) deformacije a prisutna su i oštećenja stubova u vidu otpadanja zaštitnog sloja (Slika 7b) kao i usled interakcije sa ispunom od betonskih blokova (Slika 7c), čiji je mehanizam detaljno objašnjen u [8].

a) **b)** **c)**

Slika 7 – Primeri oštećenja usled sudaranja zgrada i interakcije AB rama sa zidanom ispunom

3.4. PONAŠANJE AB RAMOVSKIH KONSTRUKCIJA NOVIJIH ZGRADA SA OŠTEĆENOM ZIDANOM ISPUNOM

Većina objekata koji su pretrpeli značajna oštećenja ili kolaps tokom zemljotresa u Albaniji 26. novembra 2019., bila je izgrađena u periodu 1990-2010. godine. Iako su i objekti izgrađeni posle 2010. godine pretrpeli oštećenja usled ovog zemljotresa, nivo i obim tih oštećenja na konstruktivnim elementima bili su relativno mali. Najveća oštećenja pretrpela je zidana ispuna. Iako su ove (visoke) zgrade imale fleksibilne AB ramovske konstrukcije, autori veruju da je, zbog velikih dimenzija AB elemenata, relativna krutost i nosivost ramova u odnosu na zidanu ispunu bila znatno veća. Zbog toga je pri velikim relativnim pomeranjima donjih spratova (karakterističnih za ramove) došlo do značajnih oštećenja samo zidane ispune (Slike 8a i 8b). Mala oštećenja AB elemenata su najverovatnije i rezultat adekvatnog oblikovanja detalja armiranja za lokalnu duktilnost (Slika 8c).

a) **b)** **c)**

Slika 8 – Primeri oštećenja novije zgrade sa AB ramovksom konstrukcijom

4. ZAKLJUČCI I PORUKE ZA ASEIZMIČKO PROJEKTOVANJE

Mnoge zgrade u zapadnom delu centralne Albanije su pretrpele oštećenja usled zemljotresa 26. novembra 2019. godine. Uprkos postojanju albanskog aseizmičkog propisa koji definiše detaljna pravila za proračun i armiranje elemenata AB ramovskih konstrukcija, mnoge zgrade sa ovim konstruktivnim sistemom pretrpele su velika oštećenja ili su doživele kolaps. Imajući u vidu visoke zahteve u pogledu spektralnih ubrzanja koja su bila približno jednaka proračunskim za fleksibilne sisteme ($T_{predom} \approx 1{,}0$ s), nekoliko ključnih „slabosti" AB ramovskih konstrukcija došle su do izražaja. Jedan od glavnih razloga oštećenja bila je neadekvatna analiza različitih neregularnosti prouzrokovanih nepovoljnim uticajem „sekundarnih elemenata" – zidane ispune i stepeništa, koje su potpuno promenile ciljano ponašanje fleksibilnih AB ramova. Drugi glavni razlog su bili loši detalji armiranja AB stubova, greda i čvorova greda-stub, pa je i obezbeđena duktilnost konstrukcija bila značajno manja od pretpostavljene. Budući da su u Republici Srbiji AB ramovski sistemi prilično zastupljeni kod stambeno-poslovnih zgrada i da je maksimalno ubrzanje tla u Draču bilo 0,196g (prema Evrokodu 8, u velikom delu Srbije je 0,15g-0,20g), iskustva iz ovog zemljotresa su relevantna za domaću inženjersku praksu. Pored očiglednog eliminisanja problema postavljanjem AB zidova, čime se smanjuje fleksibilnost čitave konstrukcije, savremeni aseizmički propisi (kao što je Evrokod 8) zahtevaju i detaljne analize navedenih problema kojima se obezbeđuje pouzdano ponašanje AB ramova u toku zemljotresa.

ZAHVALNOST

Autori se zahvaljuju prof. Markelu Baballeku-u (Politehnički Univerzitet u Tirani-UPT), dr Brisidu Isufi-ju (Univerzitet NOVA, Lisabon, Portugalija), prof. Meriti Guri i prof. Ildi Rusi (POLIS Univerzitet, Tirana) za sve informacije i pomoć koju su pružili pre posete, za vreme i posle posete autora pogođenim područjima u Albaniji nakon zemljotresa 26.11.2019.

LITERATURA

[1] U.S. Geological Survey (USGS): M 6.4 - 15km WSW of Mamurras, Albania, https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/us70006d0m/executive, (22.4.2020.)

[2] United Nations: Albania: Post-Disaster Needs Assessment, Volume A Report, 2020.

[3] Duni L., Theodoulidis N.: Short note on the November 26, 2019, Durres (Albania) M6.4 earthquake: strong ground motion with emphasis in Durres city, Institute of Engineering Seismology and Earthquake Engineering (ITSAK), 2019.

[4] Institute of GeoSciences, Energy, Water and Environment: StrongMotionRecords_Durresi earthquake_26November2019,https://geo.edu.al/newweb/?fq=november&gj=gj2, (22.4.2020)

[5] KTP-N.2-89: Kusht teknik projektimi per ndertimet antisizmike, Akademia e Shkencave (Qendra Sizmologjike) & Ministria E Ndertimit (Drejtoria e Projektimeve), 1989.

[6] Lekkas E., Mavroulis S., Papa D., Carydis P.: The November 26, 2019 Mw 6.4 Durrës (Albania) earthquake, Newsletter of Environmental, Disaster and Crisis Menagment Stategies, 2019.

[7] McKenney C,: Reconnaissance Observation Report Albania M6.4 Earthquake on November 26, 2019, 2019.

[8] Marinković M., Milićević I., Blagojević N., Brzev-Nikolić S., Butenweg C.: Ponašanje zidane ispune tokom zemljotresa u Albaniji 26.11.2019: Uticaj veze AB rama i ispune, Zbornik radova Simpozijuma Društva Građevinskih Konstruktera Srbije, Aranđelovac, 2020. (na recenziji)

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-5 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Dušan Spasijević[1]

OCENA SEIZMIČKE OTPORNOSTI VIŠESPRATNIH ARMIRANO BETONSKIH RAMOVA PRIMENOM NELINEARNE STATIČKE PUŠOVER ANALIZE

Rezime:

U radu su analizirana 3 modela petosrpratne armiranobetonske ramovske konstrukcije sa različitim odnosima krutosti poprečnog preseka greda i stubova. Sprovedena je nelinearna statička pushover analiza primenom programa SAP2000. Upoređene su hijerarhije stvaranja plastičnih zglobova kao i njihova lokacija u konstrukciji. Takođe, u radu su upoređene pušover krive i vrednosti ciljanog pomeranja. Polazeći od koncepta programiranog ponašanja, izveden je zaključak o mogućnosti predvidjanja nastanka nelinearnih deformacija konstrukcije u zavisnosti od odnosa krutosti stub/greda.

Ključne reči: pušover analiza, plastični zglob, metoda programiranog ponašanja

SEIZMIC RESISTANCE ASSESSMENT OF MULTI-STOREY REINFORCED CONCRETE STRUCTURES BY USING NONLINEAR STATIC PUSHOVER ANALYSIS

Summary:

The paper deals with the analysis 3 models of five-storey reinforced concrete frame structure with different beam to column cross section stiffness ratios. Non-linear static pushover analysis by using SAP2000 has been carried out. The hierarchies of creation of plastic hinges, as well as their location in the structure, have been compared. Also, the pushover curves and the values of the target displacement are compared in the paper. Starting from the concept of capacity design method, a conclusion was drawn about the possibility of predicting the occurrence of nonlinear deformations of the structure depending on the stiffness ratio column to beam.

Key words: pushover analysis, plastic hinges, capacity design method

---

[1]*dipl.inž.građ., student master strudija, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, Aleksandra Medvedeva 14, dusanspasojevic995@gmail.com*

1. UVOD

Seizmičkoj otpornosti konstrukcija daje se velika pažnja pri projektovanju građevinskih konstrukcija jer je dokazano da delovanjem jakih zemljotresa dolazi do razaranja katastrofalnih razmera [1]. Pri projektovanju konstrukcija otpornih na seizmičko dejstvo veoma je bitno da konstrukcija ima sposobnost apsorbcije i disipacije seizmičke energije, to je proces koji prati pretvaranje kinetičke energije u potencijalnu i obratno, kao kontinuirani proces deformisanja sistema [2].

U zemljama koje se nalaze u seizmički aktivnom području pri projektovanju važi pravilo da konstrukcija ne treba da ima potpunu otpornost tj. da ostane neoštećena pri delovanju jakih zemljotresa [3]. Gradnja takvih konstrukcija je moguća, ali bi bila ekonomski neprihvatljiva [2]. Jedino za objekte čijim bi se oštećenjima izazvale katastrofalne posledice važi preporuka da njihovo ponašanje treba da ima samo linearno-elastične osobine pri zemljotresu. Konvencijalnim objektima je dopušteno nelinearno ponašanje ali u toj meri da oštećenje ne ugrozi nosivost i stabilnost konstrukcije. Delovi konstrukcije kojima se dopušta nelinearno ponašanje moraju da ispune uslov potrebnog kapaciteta deformacija.

Potrebno je da se sagleda ponašanje konstrukcije usled seizmičkog dejstva i u odnosu na veličinu uloženih ekonomskih sredstava. Ovaj rad predstavlja analizu ponašanja konstrukcije za veće i manje dimenzije konstruktivnih elemenata, naosnovu čega se može napraviti zaključak o optimalnom odnosu dimenzija elemenata, a da uslov nosivosti bude zadovoljen.

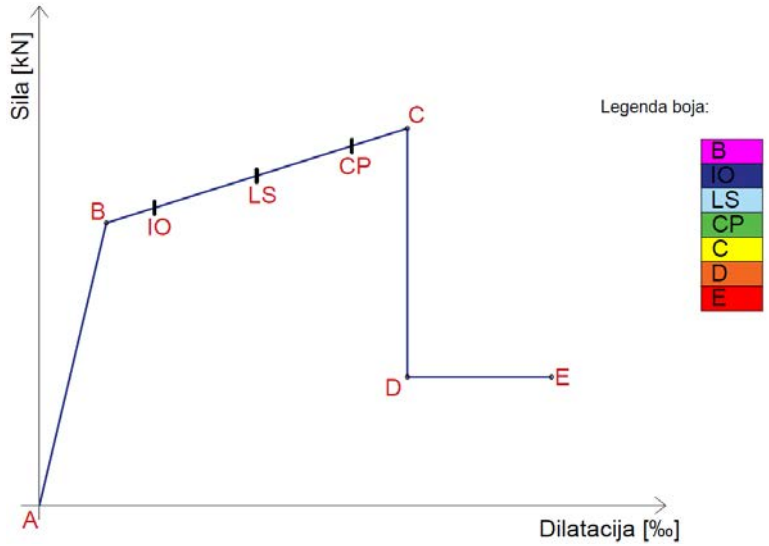
Stoga će u narednom odeljku najpre biti izložen postupak ocene seizmičke otpornosti armirano-betonskih ramova primenom nelinearne statičke pushover metode, a potom procedura poređenja dobijenih rezulata, uz poštovanje pravilnika *FEMA 356* [4], *FEMA 440* [5], *ATC-40* [6] i *EC8* [7].

2. PROCENA STEPENA OŠTEĆENJA KONSTRUKCIJE

Linearno-elastičnom analizom se ne može realno sagledati ponašanje objekta pri delovanju zemljotresa. Metodom programiranog ponašanja (*eng. capacity desing*) [7] predviđena je nelinearna analiza konstrukcije, kojom se može opisati ponašanje i u post-elastičnoj oblasti. Pushover analiza je nelinearna statička metoda koja daje krivu kapaciteta konstrukcije. Kriva kapaciteta predstavlja odnos smičuće sile u dnu objekta P i ukupnog pomeranja vrha D_t. Pushover analiza je metoda kojom se posmatraju uzastopna oštećenja (plastifikacija) preseka konstrukcije [8]. Analiza se iterativno ponavlja do kolapsa konstrukcije ili dok se ne dostigne unapred definisan nivo horizontalnog pomeranja vrha konstrukcije [1].

Kroz iteracije nanošenja opterećenja, konstrukcija trpi oštećenja pa elementi matrice krutosi $\boldsymbol{K}$ neće imati konstantne vrednosti [2]. Redukcijom krutosti u konstrukciji dolazi do preraspodela statičkih uticaja, pa se može desiti da neki preseci konstrukcije budu znatno opterećeniji u odnosu na projektovanu veličinu opterećenja. Nelinearne deformacije u konstrukciji će se prvo pojaviti u elementima konstrukcije koji imaju manju računsku nosivost. Postepenim stvaranjem plastičnih deformacija, konstruktivni sistem postepeno prelazi u mehanizam.

Sa porastom horizontalne sile povećavaju se i deformacije sistema. Na slici *2.1* predstavljen je stepen deformacije (oštećenja) određenog preseka u konstrukciji u zavisnosti od inteziteta seizmičke sile.



Slika 2.1 - Dijagram sila i deformacije sa karakterističnim tačkama

Na slici *2.1* karakteristične tačke koje su predstavljene daju ocenu deformacije u određenom preseku, i one predstavljaju:

- Deformacije rastu i deo od tačke **A** do tačke **B** predstavlja linearno elastično ponašanje,
- Tačka **B** predstavlja granicu tečenja,
- Prekoračenjem granice tečenja dolazi do porasta deformacija sve do granice kapaciteta što predstavlja tačka **C**,
- Pad koji se manifestuje od tačke **C** do tačke **D** predstavlja početno urušavanje konstrukcije,
- Preostali otpor od tačke **D** do tačke **E** omogućava elementu da prihvati i prenese samo gravitaciono opterećenje,
- Iza tačke **E,** koja odgovara maksimalnom kapacitetu, gravitaciono opterećenje se ne može prenositi, kao ni bilo koje drugo opterećenje.

Posebnu pažnju potrebno je dati delu dijagrama od tačke **B** do tačke **C**, gde seizmički kapacitet nosivosti predstavlja nivo između početnog stanja i granice kapaciteta i vrednosti u tom delu predstavljaju: [9]

- Trenutnu useljivost (*eng.* **IO**-*immediate occupancy*)
- Bezbednost života (*eng.* **LS**-*life safety*)
- Zaštita od rušenja (*eng.* **CP**-*collapse prevention*)

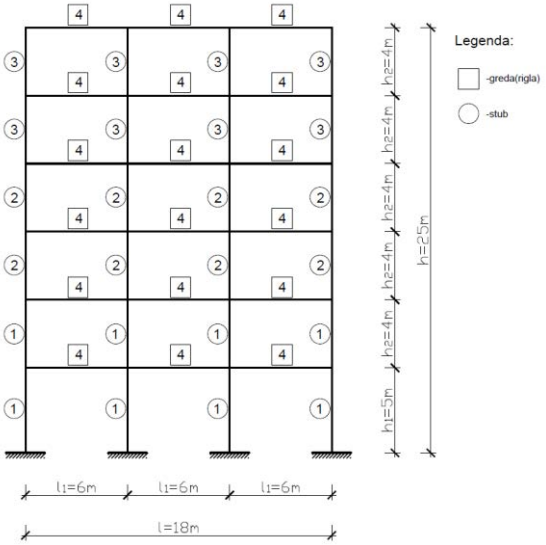
Propis *FEMA 356* preporučuje da nagib između **B** i **C** bude manji od *10%* [4]. A propis *ATC-40* definiše maksimalno pomeranje vrha konstrukcije u funkciji od visine gde ono ne sme biti veće od *1/25* visine, pri čemu se za visinu objekta uzima visina od gornje ivice temelja [6].

3. NUMERIČKI PRIMER

Postupak ocene seizmičke otpornosti biće prikazan na primeru tri modela trobrodne petospratne konstrukcije, koje ispunjavaju uslove regularnosti tako da proračun može da se sprovede na ravanskom modelu sa zanemarivanjem deformabilnosti tla.

Materijal od koga je konstrukcija napravljena je armirani beton. Armirani beton je kompozitni materijal koji je sastavljen od betona i armature (čelika). Beton od koga je konstrukcija sačinjena je po EC klasifikaciji *C30/37*, a čelik je *B500B*.

Dimenzije poprečnog preseka greda su za svaki model iste, a dimenzije stubova su definisane u odnosu na moment inercije grede u odnosima *0,3; 1,0; 2,0* za sva tri modela, respektivno. Konstrukcija je opterećena stalnim opterećenjem intenziteta *g=35 kN/m* i povremenim opterećenjem intenziteta *p=10 kN/m*, pri čemu opterećenje deluje na grede.



Slika 3.1 - Statička sistem sa podacima o štapovima

Tabela 3.1 – Dimenzije poprečnog preseka i način armiranja za odnos momenta inercije stub/greda 0,3

štap	***tip***	***dimenzija poprečnog preseka***	***armatura***	
			krajevi	***sredina***
1	*stub*	*40*40*	*16BØ22*	
2	*stub*	*40*40*	*12BØ22*	
3	*stub*	*40*40*	*8BØ22*	
4	*greda*	*40*60*	A_2 *2BØ19*	A_2 *2BØ19*
			A_1 *2BØ19*	A_1 *2BØ19*

Tabela 3.2 – Dimenzije poprečnog preseka i način armiranja elemenata za odnos moment inercije stub/greda 1,0

štap	***tip***	***dimenzija poprečnog preseka***	***armatura***	
			krajevi	***sredina***
1	*stub*	*54*54*	*16BØ22*	
2	*stub*	*54*54*	*12BØ22*	
3	*stub*	*54*54*	*8BØ22*	
4	*greda*	*40*60*	A_2 *2BØ19*	A_2 *2BØ19*
			A_1 *2BØ19*	A_1 *2BØ19*

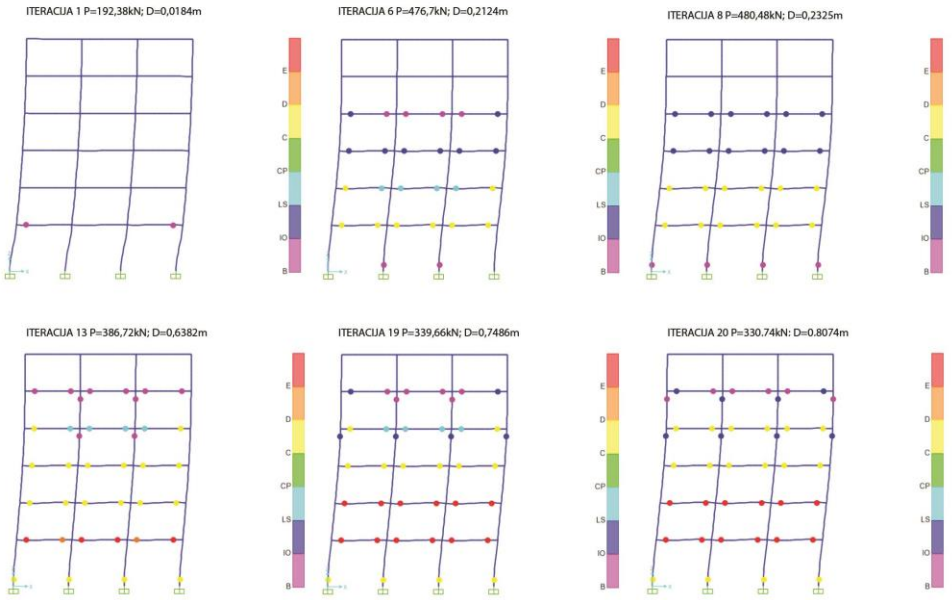
Tabela 3.3 - Dimenzije poprečnog preseka i način armiranja elemenata za odnos moment inercije stub/greda 2,0

štap	***tip***	***dimenzija poprečnog preseka***	***armatura***	
			krajevi	***sredina***
1	*stub*	*64*64*	*16BØ22*	
2	*stub*	*64*64*	*12BØ22*	
3	*stub*	*64*64*	*8BØ22*	
4	*greda*	*40*60*	A_2 *2BØ19*	A_2 *2BØ19*
			A_1 *2BØ19*	A_1 *2BØ19*

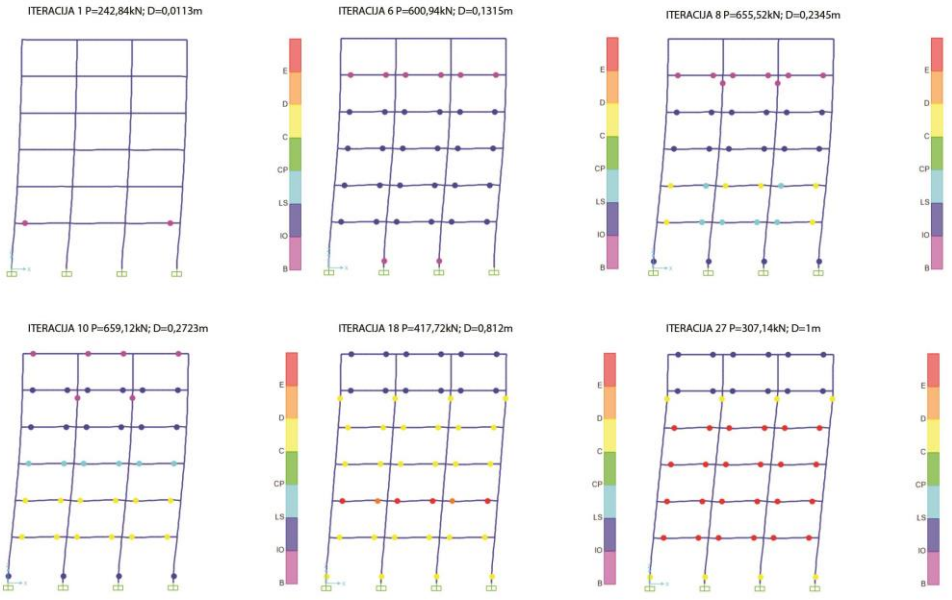
Za sva tri modela, čije su karakteristike definisane u tabelama *3.1*, *3.2* i *3.3*, sprovedena je pushover analiza primenom programskog paketa SAP2000, uz napomenu da je raspodela opterećenja definisana kao modalna.

3.1. REZULTATI SPROVEDENE ANALIZE

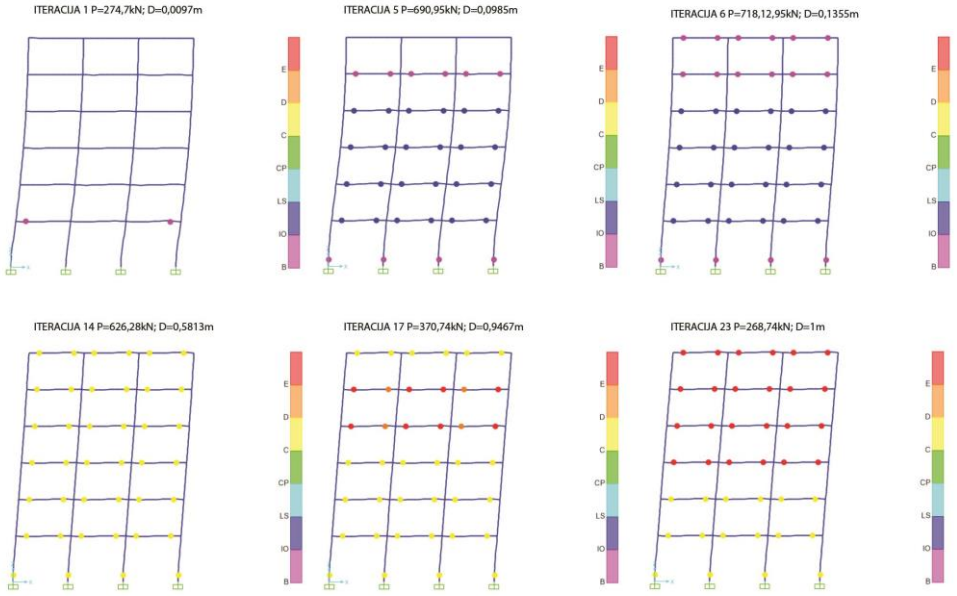
Na slikama *3.1.1*, *3.1.2* i *3.1.3* predstavljeni su rasporedi plastičnih zglobova za karakterističnu iteraciju nanošenja opterećenja. Karakteristične iteracije su one u kojima nastaje prvi plastični zglob u sistemu, pojava prvih plastičnih deformacija stuba sistema, pojava deformacija maksimalnog kapaciteta, međufaze koje predstavljaju način prostiranja plastičnih zglobova kao i poslednja iteracija. Poslednja iteracija je ona kod koje dolazi do formiranja mehanizma sistema ili postizanja unapred definisanog horizontalnog pomeranja vrha konstrukcije. Veličina krajnjeg dopuštenog horizontalnog pomeranja vrha je *1 m*. Svaki karakteristični trenutak raspodele plastičnih deformacija definisan je lateralnom silom *P* i pomeranjem vrha konstrukcije *D* u datom trenutku.



Slika 3.1.1 - Hijararhija formiranja plastičnih zglobova za model sa odnosom I_{bs}/I_{bg}=0,3



Slika 3.1.2 - Hijararhija formiranja plastičnih zglobova za model sa odnosom I_{bs}/I_{bg}=1,0



Slika 3.1.3 - Hijararhija formiranja plastičnih zglobova za model sa odnosom $I_{bs}/I_{bg}=2,0$

Upoređivanjem hijararhija formiranja plastičnih zglobova za sva tri modela može se zaključiti da se pojava prvih plastičnih deformacija kod petospratnog rama dešava na gredama prvog sprata.

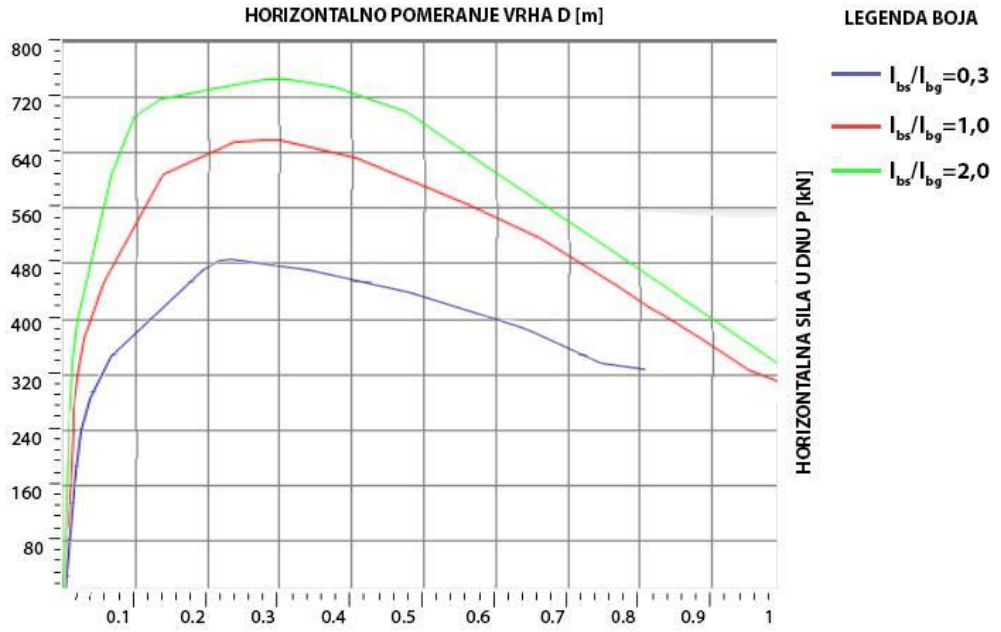
Posmatrajući sliku *3.1.1* zaključuje se da je formiranje plastičnih deformacija na stubu u šestoj iteraciji, dok je u tom trenutku deformacija greda prvog sprata već dosegla deformaciju na granici kapaciteta **C**. Takođe u tom trenutku dejstva horizontalne smičuće sile *P=476,7kN*, plastične deformacije su na gredama prva četiri sprata. Maksimalna deformacija na stubu do kraja iteracija nanošenja opterećenja je deformacija na granici kapaciteta i to u stubovima prizemlja objekta. Inkrementalno-iterativna procedura je završena kolapsop konstrukcije. U poslednjoj iteraciji primećuje se da su grede prva dva sprata dosegle deformacije tačke **E**, što znači da nemaju sposobnost prenošenja opterećenja.

Posmatrajuću sliku *3.1.2*, za model sa odnosom $I_{bs}/I_{bg}=1,0$, zaključak je da su prve nelinearne deformacije na stubu nastale u iteraciji šest, pri vrednosti smičiće sile u dnu objekta veličine *P=600,94kN*. U toj iteraciji pojava plastičnih zglobova na gredama je u prvih pet spratova. Znatno je pravilniji raspored plastičnih deformacija u odnosu na model sa odnosom krutosti stub/greda *0,3*, jer se postepeno plastifikuju preseci svih greda sistema. Kod modela sa odnosom krutosti stub/greda *1,0* prestanak sprovođenja analize nastaje usled dostizanja definisanog nivoa horizontalnog pomeranja vrha konstrukcije, koje je propisano u pravilniku *ATC-40* [6]. Takođe potrebno je naglasiti da do pomeranja vrha konstrukcije od *D=1,0m* (koje je unapred definisan nivo maksimalnog horizontalnog pomeranja) nije nastao mehanizam loma. Kod poslednje iteracije stubovi prizemlja su u svojim donjim polovinama dostigli

deformacije na granici kapaciteta, dok je značajan broj greda dosegao deformacije maksimalnog kapaciteta.

Ponašanje modela sa odnosom krutosti stub/greda *2,0*, koje je predstavljeno na slici *3.1.3* je znatno drugačije u odnosu na druga dva modela. Pojava plastičnih zglobova na stubu nastaje tek posle nelinearnih deformacija u većini greda. Plastične deformacije nastaju na stubovima prizemlja dok se preseci stubova na višim etažama ne plastifikuju. Karakteristično kod modela sa odnosom $I_{bs}/I_{bg}=2,0$ je da su grede viših spratova dobile veća oštećenja nego grede nižih spratova. Konstrukcija je dostigla nivo maksimalnog definisanog horizontalnog pomeranja, bez pojave mehanizma loma. U poslednjoj iteraciji u gredama viših etaža (grede trećeg sprata, četvrtog sprata, petog sprata i krovne grede) su plastične deformacije dostigle vrednost maksimalnog kapaciteta **E**, a grede prva dva sprata deformacije na granici kapaciteta.

Na slici *3.1.4* predstavljene su pushover krive, gde je plavom bojom predstavljena kriva za odnos $I_{bs}/I_{bg}=0,3$, crvenom za odnos $I_{bs}/I_{bg}=1,0$ i zelenom za odnos $I_{bs}/I_{bg}=2,0$.



Slika 3.1.4 - Kriva kapaciteta ili pushover krive, za modele sa odnosima $I_{bs}/I_{bg}=0,3$; 1,0; 2,0

Poređenjem pushover kriva sa slike *3.1.4* evidentno je da konstrukcija sa većim dimenzijama stubova daje veći otpor horizontalnoj smičućoj sili. Iz toga se može zaključiti da je takva konstrukcija otpornija na dejstvo seizmičkog opterećenja. Takođe primećuje se da se kod konstrukcije sa odnosom momenta inercije stub/greda *0,3* dolazi do kolapsa pre nego što je dostignut definisani horizontalni pomeraj. Definisani nivo horizontalnog pomeranja do kojeg se vrši iterativna procedura za sve modele je *1m*, definisan primenom propisa *ATC-40*.

Tačka preseka pushover krive i krive zahteva (*eng. demand curve*) predstavlja vrednost ciljanog pomeranja D_t i merodavne bočne sile P_t i definisana je u tabeli *3.1.1*, prema standardu *FEMA 356*.

Tabela 3.1.1 – Ciljana pomeranja i odgovarajuće horizontalne sile

Odnos momenta inercije stub/greda	***P_t [kN]***	***D_t[m]***
0,3	*388,625*	*0,111*
1,0	*498,701*	*0,078*
2,0	*616,353*	*0,073*

Poređenjem nivoa ciljanog pomeranja može se zaključiti da je značajna razlika između bočnih sila. Što se tiče poređenja ciljanog pomeranja, vrednosti za odnos momenta inercije stub/greda *1,0* i *2,0* nisu drastično razlitite. Konstrukcija koja ima veću krutost ima i veće vrednost bočne sile P_t, što je i bilo očekivano. Takođe se izvodi zaključak da u konstrukciji koja ima veću krutost akumuliraju se veće seizmičke sile.

4. ZAKLJUČAK

Primenom statične nelinearne pushover analize može se doći do približno realnog ponašanja konstrukcije pri delovanju seizmičkog opterećenja. Kroz modeliranje konstruktivnog sistema u programu SAP2000 dopuštena je plastifikacija na krajevima svih štapova. Sprovedenom analizom za sva tri modela zaključeno je da dimenzije stuba direktno utiču na ponašanje celog sistema, tj. na razvoj nelinearnih deformacija. Pri projektovanju je veoma važan pravilan odabir odnosa momenta inercije stub/greda, jer pravilnim izborom može da se spreči formiranje plastičnih mehanizama koji obrazuju fleksibilan sprat. Za sistem sa odnosom momenta inercije stub/greda *0,3* pokazano je da je formiran potpun mehanizam loma, daleko pre nego što je postignuto pravilnikom definisano pomeranje vrha konstrukcije. Kod sistema sa odnosom momenta inercije stub/greda *1,0* i *2,0* ustanovljeno je da iako je došlo do plastifikacije preseka u stubu, nije nastalo formiranje potpunog mehanizma loma. Takođe je pokazano da konstrukcija koja je projektovana da poseduje veću krutost akumulira veće seizmičke sile, što kod veoma krute konstrukcije može da ima kao produkt stvaranje krtog loma.

Konstrukcija sa odnosom momenta inercije stub/greda *1,0* ima nosivost skoro kao konstrukcija sa odnosom momenta inercije stub/greda *2,0*, pri čemu pored toga što ne treba projektovati konstrukcije velike krutosti to ima i ekonomski aspekt jer su dimenzije stubova manje (samim tim i konstrukcija je jeftinija), a rezultati su zadovoljavajući.

Ponašanjem konstrukcija iz ovog rada pokazuje se da pravilnim izborom odnosa momenta inercije stub/greda može se unapred definisati raspored formiranja plastičnih deformacija preseka konstruktivnih elemenata, što predstavlja metodu programiranog ponašanja konstrukcije (*eng. capacity design method*).

LITERATURA

[1] Ćosić M.: Metoda programiranog ponašanja u nelinearnoj analizi okvirnih konstrukcija zgrada, Nacionalni skup PhIDAC09. NAUKA + PRAKSA, vol. 12.2/2009, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Univerzitet u Nišu, 2009, 4-7.

[2] Zdravković S.: Dinamika konstrukcija sa zemljotresnim inžinjerstvom, udžbenik, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, 2017, 173-185.

[3] Radujković A., Rašeta A., Starčević-Ćurčić A., Petronijević M.: Analiza armirano betonskih okvira visoke klase duktilnosti, Zbornik radova 20, Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, 2011, 57-67.

[4] FEMA 356, Washington, 2000.

[5] FEMA 440, Washington, 2005.

[6] ATC-40, Redwood City, 1996.

[7] EC8, Proračun seizmički otpornih konstrukcija, Beograd, 2009.

[8] Santhosh D.: Pushover analysis of RC fame structure using ETABS 9.7.1, Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE), Bangalore, India, 2014, 08-16.

[9] Babić L.: Komparativna analiza seizmičke otpornosti armiranobetonskih okvira sa i bez ispune, Doktorska disertacija, Fakultet tehničkih nauka, Unuverzitet u Prištini, Kosovska Mitrovica, 2016, 8-9.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-6 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Marta Šavor Novak[1], Mario Uroš[2], Josip Atalić[3], Marija Demšić[4], Maja Baničekk[5]

POTRES U ZAGREBU 22. OŽUJKA 2020. GODINE

Rezime

Zagreb, glavni grad Hrvatske, je u nedjelju 22.3.2020. u 06:24 pogodio potres lokalne magnitude 5,5 te četrdesetak minuta kasnije i naknadni udar magnitude 4,9. Epicentar glavnog potresa je bio manje od 10 km udaljen od povijesnog središta grada i na dubini od oko 10 km. Jedna osoba je izgubila život, 26 ih je ozlijeđeno, a mnoge zgrade su pretrpjele oštećenja. Posebice je nastradao povijesni centar grada u kojem većinu fonda građevina čine zidane zgrade izvedene krajem 19. i početkom 20. stoljeća te vrijedna kulturna baština. Zahtjevnost situacije je dodatno bila povećana niskim temperaturama i pandemijom Covida-19 zbog koje je cijela država bila u *lockdown*-u, što je posebice utjecalo na preglede oštećenja i uporabljivosti zgrada kojih je u konačnici izvršeno preko 25.000. U ovom radu je ukratko dan pregled situacije i aktivnosti nakon potresa.

Ključne reči: potres, Covid-19, oštećenja, zidane zgrade, povijesni centar, učinci

MARCH 22, 2020 ZAGREB EARTHQUAKE

Summary:

On Sunday, March 22, 2020 at 06:24 am, Zagreb, the capital of Croatia, was struck by a M_L5.5 earthquake, followed by a M_L4.9 aftershock forty minutes later. The epicenter of the mainshock was less than 10 km from the historic city center and at a depth of about 10 km. It caused one fatality, 26 injured and widespread building damage. The city's historic center, in which most of the building stock consists of unreinforced masonry buildings built at the end of the 19th and the beginning of the 20th century, and valuable cultural heritage, was particularly hit. The complexity of the situation was further aggravated by low temperatures and the Covid-19 pandemic that left the entire country in a lockdown, particularly affecting inspections of the damage and usability of buildings (ultimately, more than 25,000 of inspections have been performed). This paper provides a brief overview of the post-earthquake situation and activities.

Key words: earthquake, Covid-19, damage, masonry buildings, historic center, impacts

[1] *Doc. dr. sc., dipl. ing. građ, Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Kačićeva 26, Zagreb, msavor@grad.hr*
[2] *Doc. dr. sc., dipl. ing. građ, Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Kačićeva 26, Zagreb, uros@grad.hr*
[3] *Izv. prof. dr. sc., dipl. ing. građ, Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Kačićeva 26, Zagreb, atalic@grad.hr*
[4] *Doc. dr. sc., dipl. ing. građ, Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Kačićeva 26, Zagreb, mdemsic@grad.hr*
[5] *Doktorand, mag. ing. aedif., Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet, Kačićeva 26, Zagreb, mbanicek@grad.hr*

1. UVOD

U rano nedjeljno jutro, 22. ožujka 2020. godine u 6:24, Zagreb je pogodio potres lokalne magnitude 5,5, s epicentrom na sjevernom dijelu grada (područje Markuševca) što je oko 7 km udaljeno od povijesnog središta. Žarište je bilo na dubini od oko svega 10 km [1], a intenzitet u epicentru je prema podacima Seizmološke službe [2] ocijenjen s VII° europske makroseizmičke ljestvice (EMS). Nakon približno četrdeset minuta uslijedio je naknadni potres lokalne magnitude 4,9. U trenutku djelovanja potresa Hrvatska i Zagreb su se nalazili u *lockdown*-u zbog pandemije COVID-19 virusa. S obzirom da potres nije uzrokovao urušavanje zgrada, sretna okolnost jest da je većina stanovnika Zagreba to jutro bila kod kuće, a ne na ulicama ili misnim slavljima koje se u to doba dana obično održavaju. Stoga, nitko nije stradao uslijed rušenja stropova crkava, ali ni na ulicama uslijed pada dimnjaka, zabatnih zidova i ostalih nepridržanih dijelova zgrada. Nažalost, jedna djevojka je izgubila život kao posljedica oštećenja u zgradi koja je značajno stradala, a i 26 osoba je ozlijeđeno. Velike štete su nastale u zaštićenoj kulturno-povijesno urbanoj sredini grada (Slika 1), te oko epicentralnog područja. Zahvaćeno je više od 20.000 zgrada, a treba istaknuti da je u Zoni A kulturno-povijesne cjeline Grada Zagreba oštećeno preko 70 % zgrada. Potres je ostavio ogromne posljedice na skoro 500 zgrada zaštićene graditeljske baštine koje daju kulturni identitet gradu. Nadalje, oštećene su i brojne zgrade kritične infrastrukture kao što su bolnice, škole, zgrada Sabora, Vlade i mnoge druge, a šokantne prizore trudnica te majki i bebi evakuiranih po velikoj hladnoći iz najveće hrvatske klinike za ženske bolesti i porode na cestu će stanovnici grada dugo pamtiti.

Slika 1 – Povijesni centar grada nakon potresa [3].

Iako je poznato da je područje grada u seizmički aktivnom području o čemu posebno svjedoči razorni povijesni potres iz 1880. godine procijenjene magnitude 6,2, svijest zajednice o riziku od potresa je nažalost već dugi niz godina na vrlo niskoj razini [4]. Usprkos potresima koji su zadesili okruženje i dugogodišnjih upozorenja hrvatskih stručnjaka, od kojih se ističu nacionalne procjene rizika [5], vlasti, ali i građani, nisu poduzimali potrebne mjere njegova ublažavanja. O tome posebice svjedoči Zakon o postupanju s nezakonito izgrađenim zgradama koji je donesen 2012. godine, kojim je omogućena legalizacija bespravno izvedenih/rekonstruiranih zgrada kako bi se „uveo red u prostor“. Samo u Zagrebu je zaprimljeno preko 100,000 zahtjeva. Pri tome je važno je istaknuti da je dokaz mehaničke otpornosti i stabilnosti u postupku ozakonjenja sveden na izjavu građevinskog inženjera. Kako će biti kasnije pokazano, velik broj kuća u epicentralnom

području je značajno stradao u potresu, posebice one koje su građene po principu „uradi sam“ i one koje su nadograđivane bez pojačanja postojećih katova.

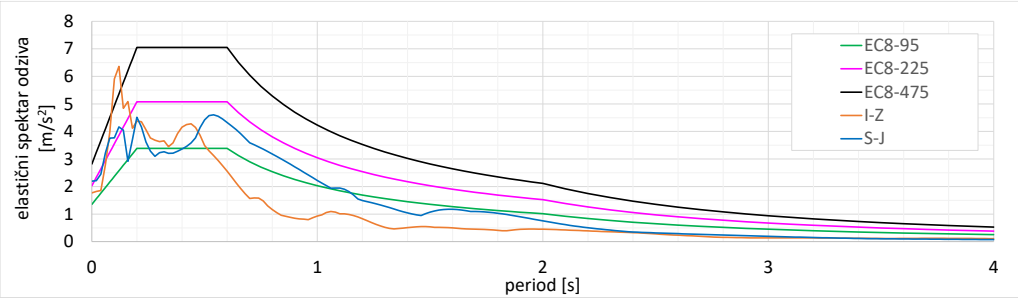
U ovom se radu kratko prikazuju učinci samog potresa na glavni grad Hrvatske te organizacija pregleda oštećenja i uporabljivosti zgrada, a detaljni preliminarni izvještaj o seizmološkim aspektima i oštećenjima zgrada je objavljen u studenom 2020. godine [6].

2. UKRATKO O RIZIKU OD POTRESA U GRADU ZAGREBU

Grad Zagreb smješten je u sjeverozapadnom dijelu Hrvatske, podno južnih padina planine Medvednice. Upravo iz Medvedničkog epicentralnog područja uglavnom potječe seizmički hazard grada u kojem se prema Karti potresnih područja Republike Hrvatske [7] mogu očekivati poredbena vršna ubrzanja temeljnog tla tipa A od 0,2-0,28 g za povratni period od 475 godina. Može se pretpostaviti da većina tala odgovara tipovima B i C (uz rijeku Savu) prema klasifikaciji u skladu s normom za projektiranje potresne otpornosti HRN EN 1998, iako seizmičko mikrozoniranje nije provedeno na cijelom području grada (pogledati primjerice [8]). Uz umjereni do veliki seizmički hazard, treba istaknuti da je skoro trećina svih stambenih jedinica izgrađena prije donošenja prvih propisa za protupotresno projektiranje 1964. godine, a dodatno oko polovica svih jedinica izgrađenih nakon 1964. godine je projektirana na potresno opterećenje koje je značajno manje od opterećenja prema trenutno važećim propisima. Uz starost stambenog fonda, treba imati na umu i često lošu kvalitetu izvedbe, loše održavanje i naknadne nestručne preinake (rekonstrukcije). Sa druge strane oko 20 % stanovništva cijele države živi u Zagrebu, u njemu se generira oko trećina BDP-a, a smještena je i većina državne administracije. Prema zadnjoj službenoj nacionalnoj procjeni rizika od potresa, za najgori mogući događaj na području grada možemo očekivati direktni novčani gubitak do skoro 16 milijardi EUR-a na stambenom fondu, uz velika oštećenja i rušenja zgrada, što uvelike premašuje financijski kapacitet države [5]. Nadalje, zbog izrazite važnosti Zagreba kao središta državne uprave, gospodarskog središta, te kulturnog, umjetničkog, obrazovnog i zdravstvenog središta, snažan potres u Zagrebu može imati dalekosežne posljedice na cijelo hrvatsko društvo i stabilnost države, što je pokazao i ovaj potres od 22. ožujka 2020. godine samo umjerene jakosti.

3. POTRES OD 22. OŽUJKA 2020. GODINE

Osnovni podaci o potresu su dati u Uvodu, a detaljnije informacije se mogu naći na stranicama Seizmološke službe [2] te u radovima kolega seizmologa (primjerice, [1] i seizmološki dio rada [6]). Ovdje će se samo istaknuti elastični spektar odziva horizontalnih komponenti glavnog udara zabilježenog na akcelerografskoj postaji UHS koja je udaljena od glavnog gradskog trga svega 1,75 km, u odnosu na elastične spektre za različita povratna razdoblja i tlo tipa C sukladno važećoj normi HRN EN 1998-1 (Slika 2). Vršno ubrzanje zabilježeno na toj postaji za vrijeme glavnog udara iznosi 0,22g za komponentu sjever-jug (S-J) i 0,18 g za istok-zapad (I-Z). Trenutni rezultati detaljnih analiza pokazuju [9] da očekivana amplifikacija vršne akceleracije, zbog lokalnih uvjeta tla, na te dvije lokacije vjerojatno nije veća od 20%.



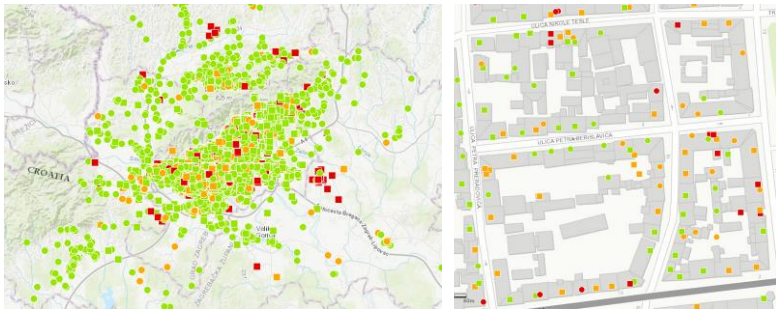
Slika 2 - Elastični spektri odziva zabilježenih zapisa za vrijeme glavnog udara na postaji UHS i spektri odziva prema važećoj normi HRN EN 1998-1 za lokaciju A uz pretpostavljeni tip tla C.

4. PREGLEDI OŠTEĆENJA I UPORABLJIVOSTI ZGRADA

U ovom poglavlju će se kratko osvrnuti na preglede oštećenja i uporabljivosti građevina nakon potresa u Zagrebu koji su bili jedan dio sustava odgovora na katastrofe. Kada govorimo o katastrofi bitno je opet istaknuti da se potres dogodio za vrijeme COVID-19 krize koja je već napregnula sustav, a nakon potresa i značajno ograničavala organizaciju pregleda oštećenja. Početno je bilo ključno opremiti sve volontere zaštitnom opremom, a potom ih adekvatno educirati o procedurama ponašanja prilikom pregleda pri čemu su bili ključni savjeti epidemiologa. Nadalje, zbog mjere strogog ograničavanja zadržavanja na ulicama i drugim javnim mjestima te privremene zabrane kretanja odnosno zabrani napuštanja mjesta prebivališta nije bilo moguće aktivirati pomoć stručnjaka iz drugih gradova ili međunarodnu pomoć. Srećom se za preglede odazvao veliki broj inženjera volontera pa nisu došli do izražaja brojni nedostaci pripremne faze sustava, posebice u organizaciji i kapacitetima.

Možda je najveći problem bio što prije potresa u Zagrebu nisu postojali službeni obrasci za preglede građevina niti je provedena sustavna izobrazba stručnjaka koji mogu sudjelovati u pregledima građevina nakon potresa. Postojale su pojedinačne inicijative koje su na kraju bile od neprocjenjivog značaja za postavljanje organizacije sustave za preglede zgrada. Primjerice, odmah nakon potresa paralelno s aktiviranjem službi civilne zaštite u Ured za upravljanje u hitnim situacijama Grada Zagreba i u Ravnateljstvo civilne zaštite Ministarstva unutarnjih poslova, uputili su se djelatnici Građevinskog fakulteta na temelju dugogodišnje suradnje s tim institucijama, radi pomoći u organizaciji sustava i uspostavi kriznoga stožera za operativno upravljanje procjenama oštećenja zgrada na terenu. U tim trenucima nisu bili poznati razmjeri katastrofe pa je odlučeno da sjedište stožera bude u Uredu za upravljanje u hitnim situacijama, a sama organizacija sustava je improvizirana prema znanjima stečenim u europskim projektima i brojnim vježbama prilagođavajući se trenutnoj situaciji na terenu. Prvi sati i dani su bili vrlo zahtjevni za organizaciju sustava s obzirom na manjak prethodne pripreme i uvježbanosti, ali uz pomoć brojnih volontera, institucija i ljudi unutar gradskih i državnih službi svakim danom je sustav sve bolje funkcionirao. U konačnici, vrlo brzo su opremljeni svi stručnjaci, pripremljeni su obrasci za preglede, napravljena je edukacija, pregledane sve zgrade kritične infrastrukture (primjerice bolnice), organiziran je sustav za zaprimanje prijava građana (telefon, elektronička pošta, internet aplikacija i slično), isprogramirana aplikacija za preglede koja je radila na

pametnim telefonima, savjetovanje i usklađivanje procjena je napravljeno preko WhatsApp grupa, uspostavljen je GIS sustav i slično. Korištenje GIS platforme (Slika 3) je bilo od presudne važnosti s obzirom na COVID-19 krizu jer je omogućilo izravno praćenje rezultata procjena i povezivanje (prikaz rezultata) sa svim odgovornim institucijama bez nepotrebnih kontakata (sadržavala je i podatke o izoliranim i samoizoliranim osobama), a usput je omogućena je i koordinacija odnosno usmjeravanje stručnjaka na terenu, korištenje postojećih GIS podloge poput katastarskih izmjera ili topografskih karata i slično.



Slika 3 – GIS baza s pregleda oštećenja i uporabljivosti zgrada: područje zahvata i prikaz nekoliko blokova u Donjem gradu u Zagrebu [3].

Osim pregleda oštećenja, od gradskog i državnog stožera je organizirano raščišćavanje i uklanjanje potencijalno opasnih dijelova zgrada pod vodstvom Javne vatrogasne postrojbe Grada Zagreba, kojima su se pridružili i volonteri alpinisti, odnosno penjači za rad na visinama. Primjerice, prema službenom izvještaju Gradskog ureda za strategijsko planiranje i razvoj Grada od 30.6.2020. godine bilo je potrebno uklanjanje dimnjaka na 5.166 zgrada. Hrvatski Crveni križ je osiguravao smještaj, prehranu i zbrinjavanje osoba čiji su domovi stradali, a podignuto je i šatorsko naselje. Brojne aktivnosti su se radile paralelno, a organizirali su ih gradski i državni stožeri formirani nakon potresa.

U prvim danima je fokus bio na procjeni uporabljivosti građevina jer je trebalo u što kraćem vremenu odrediti i provesti hitne mjere ublažavanja rizika od rušenja dijelova zgrada na susjedne zgrade i/ili prilaze, privremeno zbrinuti ljude i dobiti preliminarni uvid u razmjere štete. Procjenama oštećenja zgrade su dobivale oznake (popularne "naljepnice/markice") koje su postale identitet grada i predmet brojnih rasprava: zelenu (uporabljiva bez ograničenja - U1 ili s preporukom o postupanju - U2), žutu (privremeno neuporabljiva koju treba detaljno pregledati - PN1 ili može postati uporabljiva uz mjere hitne intervencije - PN2) i crvenu (neuporabljiva zbog vanjskih utjecaja - N1 ili zbog oštećenja - N2). Bitno je istaknuti da su kulturna dobra dodatno detaljno pregledavana, po posebnim obrascima, od strane Ministarstva kulture, a po hitnoj proceduri je Vlada početkom travnja donijela Odluku o provedbi popisa štete na nepokretnim kulturnim dobrima, a ubrzo i odluku za pokretna kulturna dobra.

Ukupno je zaprimljeno preko 42.000 prijava za pregled zgrada od strane građana, od kojih su se mnoge odnosile na iste zgrade kako su građani često prijavljivali posebno svoje stanove, a neke zgrade su trebale biti više puta pregledane (primjerice, nakon uklanjanja određene opasnosti). U konačnici, oko tri mjeseca nakon potresa pregledi su službeno prekinuti, a pritom je napravljeno nešto više od 25.000 pregleda pri čemu je oko 75% dobilo zelenu oznaku, oko

20% žutu i oko 5 % crvenu. Baza s pregleda uporabljivosti je još uvijek jedina baza koja pokriva većinu problematike oštećenja nakon potresa, pa su se na nju naslonile razne odluke institucija (sufinanciranje troškova za dimnjake/krovove, organizacija zamjenskog smještaja, podjela materijala za sanacije, krediti za banke, preliminarna procjena šteta i troškova obnove kao podloga za donošenje Zakona o obnovi zgrada oštećenih potresom, pomoć iz fondova i slično). Bitno je istaknuti da je početna ideja pregleda bila povećati sigurnost građana, pa primjena takve baze izvan tog okvira krije svoje opasnosti, posebice kod odluka koje se odnose na izdvajanje značajnih financijskih sredstava.

5. UČINCI POTRESA

Potresi su seizmološki gledano bili umjerene magnitude, ali su prouzročili gubitak jednog života i velike materijalne štete (trenutačne se procjene troškova obnove kreću oko 10 milijardi EUR-a). Nije bilo većeg broja žrtava jer su nastala uglavnom manja do umjerena oštećenja nosivih sustava stambenih zgrada, a povoljna je bila i smanjena aktivnost stanovništva zbog istodobne pandemije virusa COVID-19. Nažalost, velika oštećenja su pretrpjele neke zgrade javne namjene kao što su bolnice, škole i vrtići. Primjerice, gotovo 200 građevina iz područja zdravstvene zaštite je zahvaćeno potresom (domovi zdravlja, klinički bolnički centri, klinički centri, klinike, poliklinike, specijalne bolnice, ljekarne, instituti) od kojih je umjereno do značajno oštećenje zabilježeno na 39, a značajno na 8 zgrada. Bitno je istaknuti da je procjena uporabljivosti bolnica predstavljala vrlo težak zadatak za stručnjake jer je o njihovoj odluci ovisilo da li će se bolesnici skinuti s aparata koji su im davali medicinsku pomoć što je moglo ugroziti njihove živote. Postavlja se pitanje gdje bi se u slučaju potresa većeg intenziteta primili i liječili ozlijeđeni. Ako se uzme u obzir i činjenica da su više od 60 % svih bolnica u gradu zidane zgrade izvedene prije pojave prvih seizmičkih propisa i da kasnije nisu pojačavane, razvidno je da je stanje zabrinjavajuće. Nadalje, ništa bolja situacija nije ni sa zgradama iz područja obrazovanja gdje je više od 500 zgrada oštećeno u potresu, od kojih gotovo 40 % otpada na škole. Pukom srećom se potres dogodio dok su te ustanove bile prazne i također se postavlja pitanje sigurnosti djece u slučaju ponovne pojave potresa. O svijesti i razumijevanju rizika od potresa, govore i aktivnosti u mjesecima poslije potresa kad su građani i državne institucije napravile hitne mjere u kojima se uglavnom nije povećala razina sigurnosti zgrada.

Slika 4 – Oštećenja zgrada kulturne baštine: Zagrebačka katedrala, Arkade na Mirogoju, Bazilika Presvetog Srca Isusova i Hrvatski restauratorski zavod

Kao što je već rečeno u Uvodu, u potresu je stradala i kulturna baština neprocjenjive vrijednosti, kao što je i najveća hrvatska sakralna građevina, zagrebačka katedrala. Ona je u potresu ostala bez vrha tornja, dok je drugi naknadno trebao biti uklonjen zbog oštećenja. Oštećene su i brojne druge crkve, muzeji i druge zgrade pojedinačno zaštićene kao kulturna dobra (gotovo 500 takvih zgrada). Neke su prikazane na slici 4. Osim konstrukcijskih oštećenja, u potresu su srušili i brojni ukrasni elementi na zgradama koji daju identitet gradu pa će obnova biti zahtjevna i sa stajališta konzervatorske struke.

Ipak, najpogođeniji potresom je bio stambeni fond zgrada na koji otpada gotovo dvije trećine ukupne štete prema procjeni [10]. Značajnija oštećenja su uglavnom nastala na zidanim zgradama bez serklaža s drvenim međukatnim konstrukcijama, no i drugi konstrukcijski tipovi su stradali (primjerice, okviri s ispunama ili zgrade koje nisu u skladu s pravilima protupotresne gradnje). Osim koncepcije zidanih zgrada starije gradnje koja nije namijenjena preuzimanju horizontalnih opterećenja, u Zagrebu se nažalost zgrade često loše održavaju pa je i izraženo propadanje materijala, posebice kod zgrada koje nemaju fasadu.

U povijesnom središtu je tipična gradnja zidanih tradicijskih zgrada u relativno velikim blokovima pri čemu su zgrade međusobno naslonjene jedna na drugu. Može se reći da se zgrade koje nisu na rubu bloka ponašaju kao međusobno povezane zgrade u nizu. Treba napomenuti da je koncept gradnje takav da se uglavnom drveni grednici međukatnih konstrukcija oslanjaju na uzdužne zidove paralelne sa ulicom. To je uglavnom jači nosivi smjer i za horizontalna djelovanja, a slabiji smjer predstavlja smjer okomit na ulicu gdje su najčešće nosivi samo zidovi stubišta i zabatni zidovi koji nemaju znatno vertikalno opterećenje. Takva koncepcija zgrada u nizu se pokazala manje štetnom pri djelovanju potresa jer su primijećena manja oštećenja. Problem nastaje ukoliko zgrada visinom iskače od okolnih što potencira oštećenje istaknutih "slobodnih" katova. S druge strane, čest je slučaj prekid niza zgrada zbog kojekakvih razloga (rušenje derutnih zgrada, otvaranje prostora za parking i pristup automobile itd.). Na takvim zgradama koje nemaju s jedne strane susjednu zgradu primijećena su veća oštećenja. Zgrade na rubovima blokova (uglovnice) su građene da uglavnom imaju sustav zidova nosivih u dva smjera. One inicijalno imaju veću otpornost na djelovanje potresa. Međutim, zbog interakcije sa susjednim zgradama te intervencijama koje su oslabile nosivu konstrukciju, često su i na njima zamijećena značajna oštećenja.

Tipična oštećenja obuhvaćaju rušenja i oštećenja dimnjaka, zabatnih zidova potkrovlja i različitih drugih nepridržanih elemenata (atike, kupole, itd.) [11], odvajanje zabatnih zidova po visini, oštećenja krovišta, oštećenja ziđa u ravnini s karakterističnim dijagonalnim pukotinama (često po sljubnicama morta), nadvoja i svodova, stubišta te pregradnih zidova. Ona su detaljno opisana u radu [6], a na slici 5 su redom prikazani primjeri.

Što epicentralnog područja, mora se istaknuti da se često radi o oštećenjima zidanih kuća slabe kvalitete izvedbe. Oštećenja su primijećena najviše na onim kućama kojima je koncepcija narušena brojnim rekonstrukcijama ili je početno sadržavala pogreške u koncepciji. Istaknuta nezakonita gradnja u Zagrebu se posebno odnosi na ovo područje. Vrlo često su kuće izvođene bez vertikalnih serklaža uz korištenje detalja koji nisu u skladu s pravilima struke. Na slici 6 je istaknuto nekoliko karakterističnih primjera.

Slika 5 – Karakteristična oštećenja [3].

Slika 6 –Oštećenja kuća u epicentralnom području [3].

6. OBNOVA

Ubrzo nakon potresa počelo se raditi na Zakonu o obnovi zgrada oštećenih potresom, no političkom voljom je Zakon donijet tek u rujnu (NN 102/2020). Kako su inženjeri što prije trebali pristupiti detaljnim pregledima i projektiranju, stručne smjernice za obnovu koje su trebale biti dio Zakona su krajem lipnja objavljene kao izmjene i dopune Tehničkog propisa za građevinske konstrukcije (NN 75/2020). Sastavila ih je radna skupina od tridesetak stručnjaka na temelju svog bogatog iskustva u rekonstrukcijama zgrada, pregleda zgrada na terenu te općenito znanja iz područja potresnog inženjerstva. Nadalje, pri izradi su uzete u obzir smjernice za obnovu iz mnogih zemalja koja imaju više iskustva od Hrvatske u obnovi nakon potresa (primjerice, Italije i Novog Zelanda), no vodeći računa, osim o sigurnosti korisnika građevina i tehničkih mogućnosti same obnove, i o financijskom kapacitetu te specifičnosti države. Uzeta je u obzir i činjenica da je većina oštećenih zgrada izvedena prije pojave suvremenih propisa za projektiranje konstrukcija pa je i njihova otpornost na djelovanje potresa bila i izvorno (prije potresa) mala te ih gotovo nije moguće podići na otpornost koju zahtijevaju trenutno važeći propisi. U skladu sa svime navedenim, propisana su četiri razine obnove koji ovise o stupnju oštećenja i namjeni zgrade. Prva razina se odnosi na popravak nekonstrukcijskih elemenata. Druga razina podrazumijeva popravak konstrukcije zgrade uz određena lokalna pojačanja kako bi se uklanjanjem nekih osnovnih nedostataka donekle unaprijedilo ponašanje zgrade pri sljedećem potresu. Treća razina obnove se odnosi na pojačanje konstrukcije čime se zgrada uz značajnije zahvate dovodi u stanje poboljšane razine nosivosti. Četvrta razina podrazumijeva cjelovitu obnovu zgrade pri čemu se izvođenjem sveobuhvatnih radova treba postići potresna otpornost zgrade u skladu s važećim propisima za projektiranje potresne otpornosti. Za sve zgrade koje se obnavljaju na razine 2-4 mora se utvrditi (projektom konstrukcije) razina potresne otpornosti zgrada nakon provedenih mjera obnove u odnosu na potresnu otpornost prema važećim propisima, kako bi se, među ostalim, osvijestilo korisnike odnosno vlasnike zgrada o postignutoj razini sigurnosti.

Iako je zakonodavni okvir za obnovu donesen, u trenutku pisanja ovog rada, 8 mjeseci nakon potresa, (studeni 2020.) može se konstatirati da obnova grada još nije započela (osim pojedinačnih inicijativa), iako je zima na vratima.

7. ZAKLJUČAK

Iako stručnjaci već dugi niz godina upozoravaju na velik rizik od potresa grada Zagreba, ali i Hrvatske, potres koji je 22. ožujka 2020. godine pogodio Zagreb, uhvatio je i građane i sustav potpuno nespremnima. Iako je potres bio značajno manje jakosti (samo 5,5) od one koja se na lokaciji može očekivati (oko 6,3-6,5 prema procjeni seizmologa), uzrokovao je i jednu žrtvu, 26 ozlijeđenih i veliku materijalnu štetu. Najveća oštećenja pretrpjele su zidane zgrade u povijesnom središtu grada i u epicentralnom području, no oštećene su i brojne zgrade kritične infrastrukture i kulturna baština. Za očekivati je da će oporavak trajati dugi niz godina. Organizacija pregleda oštećenja i uporabljivosti zgrada improvizirana je nakon potresa i može se reći da je usprkos manjkavostima pripremne faze dobro funkcionirala, prvenstveno zahvaljujući požrtvovnosti brojnih pojedinaca koji su svojom žrtvom nadomjestili manjkavosti sustava. Takav obrazac ponašanja ima i svoje prednosti jer se u kratko vrijeme maksimalno iskoristilo sva raspoloživa sredstva (primjerice moderne tehnologe), a nisu se slijepo slijedili

unaprijed predviđeni obrasci ponašanja koji su možda zastarjeli ili nisu predvidjeli djelovanje potresa u uvjetima pandemije. Ipak, nadamo se da je ovaj potres samo umjerene jačine bio jedno veliko upozorenje svima u Hrvatskoj, ali i regiji, koje će se ozbiljno shvatiti i koje će potaknuti dodatni napor u unapređenju otpornosti naše zajednice na katastrofe što u konačnici treba biti prioritet.

LITERATURA

[1] Dasović I., Herak D., Herak M., Latečki H., Mustać M., Tomljenović B.: O potresima u Hrvatskoj, Vijesti Hrvatskog geološkog društva, 57 (1), 2020, 4–27

[2] Seizmološka služba Geofizičkog odsjeka Prirodoslovno-matematičkog fakulteta Sveučilišta u Zagrebu, www.pmf.unizg.hr/geof/seizmoloska_sluzba/o_zagrebackom_potresu_2020 , pristupljeno 15.11.2020.

[3] HCPI: Baza podataka s pregleda uporabljivosti zgrada, Hrvatski centar za potresno inženjerstvo, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, Grad Zagreb, studeni 2020.

[4] Atalić J., Šavor Novak M., Uroš M.: Rizik od potresa za Hrvatsku: pregled istraživanja i postojećih procjena sa smjernicama za budućnost, GRAĐEVINAR, 71 (10), 2019, 923-947, doi: https://doi.org/10.14256/JCE.2732.2019

[5] Atalić J., Šavor Novak M., Uroš M.: Procjena rizika od katastrofa u Republici Hrvatskoj, Ažuriranje procjene rizika od potresa, Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet u suradnji s Ministarstvom graditeljstva i prostornog uređenja i Državnom upravom za zaštitu i spašavanje, 2018.

[6] Šavor Novak M., Uroš M., Atalić J., Herak M., Demšić M., Baniček M., Lazarević D., Bijelić N., Crnogorac M., Todorić M.: Potres u Zagrebu od 22. ožujka 2020. - preliminarni izvještaj o seizmološkim istraživanjima i oštećenjima zgrada, GRAĐEVINAR, 72 (10), 2020, 843-867, doi: https://doi.org/10.14256/JCE.2966.2020

[7] Herak M., Allegretti I., Herak D., Ivančić I., Kuk V., Marić K., Markušić S., Sović I.: Republika Hrvatska, Karta potresnih područja, http://seizkarta.gfz.hr, 2011.

[8] Miklin Ž. et al.: Seizmička i geološka mikrozonacija dijela grada Zagreba, Knjiga 1 – Seizmička i geološka mikrozonacija, Hrvatski geološki institut, Zagreb, 2019.

[9] Prevolnik S., Herak M., Markušić S., Ivančić I.: Strong ground motion records of the Zagreb earthquake of 22 March 2020. U pripremi za objavu u časopisu GEOFIZIKA, (2020).

[10] Government of the Republic of Croatia: Croatia Earthquake Rapid Damage and Needs Assessment 2020, Croatia, 2020

[11] Crnogorac M., Todorić M., Uroš M., Atalić J.: Urgentni program potresne obnove – UPPO, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu i Hrvatska komora inženjera građevinarstva, Zagreb, 2020.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-7 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Svetlana Ristić [1], Mladen Milićević[2], Nemanja Miljković[3], Darko Popović[4], Vanja Alendar[5]

TESTIRANJE ŠIPOVA I IZVOĐENJE TEMELJA KULE BEOGRAD

Rezime:

'Kula Beograd' sastoji se od kule visine 168 m, podijuma i ekscentrične podzemne konstrukcije. Objekat je integralnog tipa - bez dilatacija. Temeljna konstrukcija u zoni kule sastoji se od 62 bušena šipa prečnika 1200 mm dužine 34.5 m, i temeljne ploče debljine 2800 mm. Podzemna konstrukcija fundirana je na temeljnoj ploča debljine 800 mm sa 208 bušena šipa prečnika 1000 mm dužine 25 m. Članak opisuje sprovedena testiranja šipova i izvođenje temelja. Testiranje šipova Ø1200 mm izvedeno je na probnim šipovima pomoću Osterbergove metode (O-cell). Temeljna ploča u zoni kule zapremine 4750 m^3 betonirana je odjednom - bez prekida.

Ključne reči: fundiranje, šipovi Ø1200mm, Osterbergove ćelije, betonaža od 4750 m^3

TESTING OF PILES AND CONSTRUCTION OF FOUNDATIONS OF KULA BELGRADE

Summary:

"Kula Belgrade" consists of 168 m high tower, podium and eccentric underground structure without expansion joint. The tower foundation system consists of 62 bored piles with diameter of 1200 mm and length of 34.5 m and 2800 mm thick reinforced concrete mat. Basement structure is founded on 800 mm thick piled raft with 208 bored piles with diameter of 1000 mm and length of 25 m. The paper shows testing of piles and construction of foundations. Testing of the piles Ø1200 mm was conducted on test piles with O-cells. Tower raft has volume of 4750 m3 and was concreted in one go without breaks.

Key words: foundation, piles Ø1200mm, O-cell, large scale concreting

[1] Dipl.inž.građ., projektant, DNEC doo, Beograd
[2] Dipl.inž.građ., projektant, DNEC doo, Beograd
[3] Dipl.inž.građ., odgovorni projektant konstrukcije, DNEC doo, Beograd
[4] Dipl.inž.građ., direktor, DNEC doo, Beograd
[5] Dipl.inž.građ., tehnički direktor, DNEC doo, Beograd

1. UVOD

Projekat zgrade Kula Beograd, u kojoj će se nalaziti „The St. Regis Belgrade and The Residences at The St. Regis Belgrade" (Kula Beograd u daljem tekstu), autorsko je delo arhitektonske firme „Skidmore, Owings and Merill LLT", Čikago, SAD (SOM u daljem tekstu). Investitor je firma „BW Kula d.o.o".

Konsultant za konstrukciju u prvoj fazi bio je konstruktivni biro firme SOM, dok je firma „Terracon" iz Čikaga bila geotehnički konsultant SOM-a. Projektant je konzorcijum firmi „Energoprojekt Urbanizam i Arhitektura, Energoprojekt Entel i DNEC". Odgovorni projektant fundiranja je Profesor Miloš Lazović. Geomehanički elaborat izradio je „Institut CIP" iz Beograda.

Projekat fundiranja završen je 2016. godine, a firma „Novkol" izvela je sve šipove 2017. godine. Nadzor nad izvođenjem šipova bio je poveren kompaniji „MACE".

U drugoj fazi projekta, za konsultanta za konstrukciju angažovana je firma „AECOM" iz Abu Dabija. Projektant je i u ovoj fazi bio isti konzorcijum domaćih firmi. Projekat je završen 2018. god., a 2019. god., konzorcijum građevinskih kompanija „Millennium" iz Srbije i „Pizzarotti" iz Italije, započeo je izvođenje objekta, koje je i dalje u toku. Nadzor nad radovima u drugoj fazi poveren je firmi „DNEC".

U članku je opisano pet vrsta testova šipova sprovedenih u periodu 2016.-2019., izvođenje šipova i kao i izvođenja temeljne ploče.

2. OPIS OBJEKTA

Na ovom mestu date su osnovne informacije o objektu neophodne za praćenje teksta. Za detaljniji opis videti članak (Ref. [1]).

Kula Beograd je najviši objekat u okviru projekta „Beograd na vodi". Locirana je na desnoj obali reke Save, tako da je od reke razdvaja samo obaloutvrda. Sastoji se od kule kombinovane namene, podijuma i podzemnog dela objekta.

Visina kule, spratnosti P+40, iznosi 168m.

Podzemni deo objekta se sastoji od jednog podzemnog etaža i jednog podzemnog mezanina. Osnova je oblikovana u vidu kružnog odsečka, pri čemu je dužina tetive, postavljene paralelno sa rekom, oko 150m, a najveća upravna dimenzija iznosi nepunih 100m. Na koti terena nalazi se jedno-etažni podijum naslonjen na kulu sa njene severne strane, okružen pešačkim platoom.

Objekat je integralnog tipa, bez dilatacija između kule i podzemne konstrukcije sa podijumom. Koncept fundiranja konstrukcije je temeljna ploča na šipovima.

Kula je fundirana na temeljnoj ploči debljine 280cm i 62 bušena šipa prečnika Ø1200mm sa tipičnom dužinom od 34.5m. Baza ovih šipova usvojena je na koti +32.0mnm, u sloju krečnjaka pužarca.

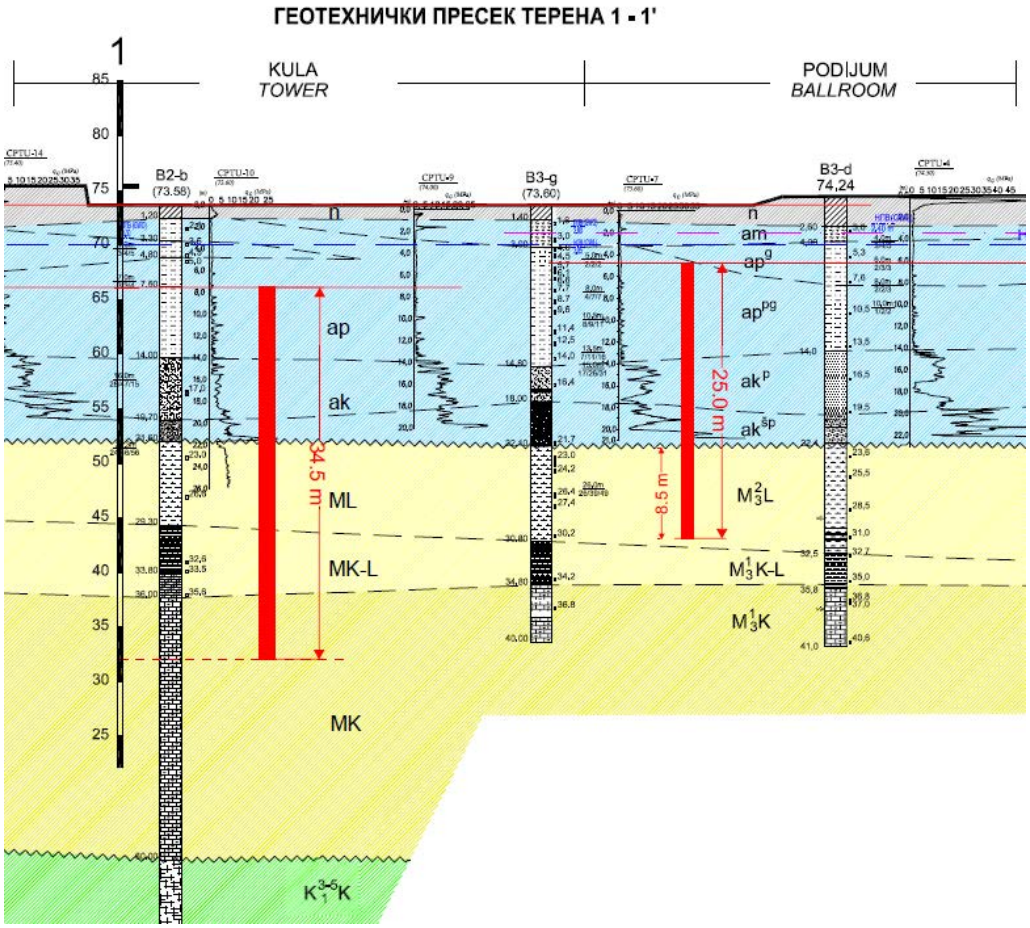
Podzemna konstrukcija fundirana je na temeljnoj ploči debljine 80cm i 208 šipova prečnika Ø1000, dužine 25m, sa bazom na minimalnoj dubini od 8.5m u sloju lapora - za najpliću grupu.

Svi šipovi su marke betona C40/50.

3. GEOMEHANIKA

Geomehaničke karakteristike tla, definisane su u CIP-ovom geotehničkom elaboratu (Ref. [2], [3]). Tipični profil tla sastoji se od sledećih slojeva:

- Nasip „n“: Zemljasti glinoviti materijali, ređe pesak, građevinski šut. Debljina sloja 1-2m.
- Facija mrtvaja „am”: Gline, prašinasto muljevite. Debljina sloja 1-2m
- Facija povodnja „ap”: Glinovito-peskovita prašina. Debljina sloja 10-12m.
- Facija korita „ak”: Pesak, šljunak. Debljina sloja 8-10m.
- Lapori „L”: Laporovite gline, lapori. Debljina sloja 13-15m.
- Krečnjaci „K”: Pužarac u gornjim delovima, kompaktniji krečnjaci u nižim. Preostali deo profila u koji zalaze šipova.
-



Slika 1 – Tipičan profil terena sa ucrtanim šipovima Ø1200mm (levo) i Ø1000mm (desno)

Karakteristike slojeva, parametri deformabilnosti i krutosti šipova prikazane su u narednim tabelama.

Tabela 1 Karakteristike slojeva prema Geotehničkom elaboratu

Izdvojena sredina	*Zapreminska težina g (kN/m^3)*	*Ugao unutrašnjeg trenja f(°)*	*Kohezija c(kN/m^3)*	*Parametri deformabilnosti*	
				Ms(kN/m^2)	*Es (kN/m^2)*
Nasip (n)	*20*	*23*	*15*	*4000*	*3000*
Facija mrtvaja (am)	*19,30*	*20*	*10*	*3200*	*2400*
Facija podvodnjna (ap)	*18,50*	*19*	*15*	*6000*	*4500*
Facija korita (ak)	*19,50*	*35*	*2*	*32000*	*24000*
Lapore (L)	*18,50*	*22*	*30*	*-*	*45000*
Krečnjak (K)	*22*	*35*	*150*	*-*	*500000*

Tabela 2 Parametri deformabilnosti prema Geotehničkom elaboratu

Tlo/stenska masa	*Es (kN/m^2)*	*Modul horizontalne reakcije*			
		D=0,8m	*D=1,0m*	*D=1,2m*	*D=1,5m*
am	*2400*	*3000*	*2400*	*2000*	*1600*
ap	*4500*	*5625*	*4500*	*3750*	*3000*
ak	*24000*	*30000*	*24000*	*20000*	*16000*
L	*45000*	*56250*	*45000*	*37500*	*30000*
K	*500000*	*625000*	*500000*	*416667*	*333333*

Tabela 3 Krutosti šipova prema Geotehničkom elaboratu

Dužina šipa	*Koeficijenti vertikalne reakcije Kv (kN/m^3)*			
	D=0,8m	*D=1,0m*	*D=1,2m*	*D=1,5m*
L=25m	*655172*	*531849*	*435692*	
L=35m		*699206*	*698328*	*552627*

Usvojeni projektni nivo podzemne vode je +74,00mnm.

4. TESTIRANJE ŠIPOVA

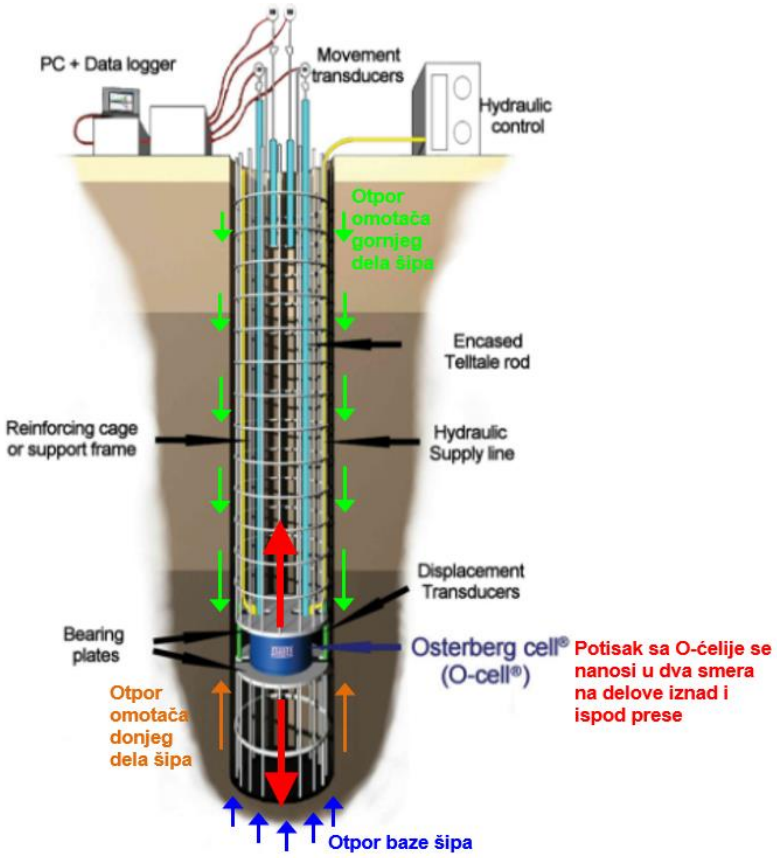
Tokom izrade projekta i tokom samog izvođenja šipova izveden je čitav niz testova šipova, od kojih su neki po prvi put primenjeni u Srbiji. Opis sprovedenih ispitivanja dat je u nastavku:

4.1. STATIČKO ISPITIVANJE ŠIPOVA KULE (Ø=1200mm) METODOM OSTERBERGOVE ĆELIJE (ENG. O-CELL).

Ovaj test sproveden je kao prvi u nizu, u ranoj fazi projekta, sa ciljem potvrđivanja računskih parametara datih u geomehaničkom elaboratu, kao i same tehnologije izvođenja. Testirani su probni šipovi prečnika 1200mm u zoni kule, koji su nakon ispitivanja ostali u terenu, ali nisu iskorišćeni za fundiranje objekta.

Imajući u vidu projektovanu nosivost šipova od 23.6MN (Geomehanički elaborat) zaključeno je da konvencionalni opit sa anker šipovima i ne bi bio ekonomičan pa je usvojena metoda Osterbergove ćelije, koja se standardno primenjuje u zemljama sa velikim obimom gradnje visokih objekata, ali koja prema saznanju autora ovog teksta nije ranije primenjivana u Srbiji.

Ključ uspeha metode je u tome što se ugradnjom hidraulične prese u telo šipa, deo iznad i ispod prese međusobno balansira pa nije neophodna izrada reaktivnih šipova i konstrukcije za prenos opterećenja.



Slika 2 – Ilustracija principa testa O-ćelijom

Testove je izvela firma Novkol sa podizvođačima Fugro i Loadtest iz Engleske. Za kriterijum uspeha testa usvojeno je postizanje sile na presi od najmanje 44MN, što je odgovaralo tada procenjenoj geotehničkoj nosivosti šipa od 22MN (SOM) sa faktorom sigurnosti 2.0.

Slika 3 – O-ćelija ugrađena u armaturni koš (levo) i ugradnja armaturnog koša sa ćelijom u bušotinu (desno)

Nakon neuspešnog testa prva dva probna šipa u junu 2016, zaključeno je da iskop u gornjim slojevima (prva 22m) mora da bude pod zaštitom cevi, kako bi se sprečilo obrušavanje tla u bušotinu, kao i da je neophodno rigorozno čišćenje dna bušotine od rastresitog materijala zaostalog nakon bušenja, kako bi se aktivirala nosivost baze . Na ponovljenom testiranju u novembru 2016. postignute su ukupne sile od 55 i 66MN (Ref. [4]). Naknadnom analizom izveštaja o ispitivanjima, firme Terracon iz Čikaga, ocenjena je nosivost šipova Ø=1200mm od 25.8MN sa krutošću 1100kN/m, a za šipove Ø=1000mm od 5.9MN sa krutošću 300kN/m (Ref. [5]). U projektu je usvojena nosivost u skladu Geotehničkim elaboratom firme CIP od 23.6 / 5.0MN, za šipove Ø=1200mm / Ø=1000mm, respektivno, dok su za krutosti usvojene vrednosti koje je dao Terracon. Pored toga što su ovim testovima potvrđene vrednosti parametara za projektovanje, ustanovljena je i tehnologija izvođenja, pa je tako prilikom izrade radnih šipova primenjen isti postupak koji je korišćen prilikom izvođenja probnih šipova.

Tabela 4 Poređenje nosivost šipova prema Geomehaničkom elaboratu (levo) i na osnovu rezultata testiranja O-ćelijom (desno)

Tip šipa	*Nosivost iz geomehaničkog elaborata*				*Nosivost prema testu O-ćelijom*		
	Prema „Pravilniku…" (metoda Mayerhof)			*Prema Evrokodu*			
	Omotač	*Baza*	*Ukupno*	*Ukupno*	*Omotač*	*Baza*	*Ukupno*
Ø1000 L=25m	*3038*	*1445*	***4483***	***5070***	*5344*	*524*	***5867***
Ø1200 L=35m	*7321*	*16290*	*23611*	-	*23551*	*2262*	***25813***

4.2. STATIČKO ISPITIVANJE ŠIPOVA PODZEMNE KONSTRUKCIJE (Ø=1000MM)

Svi šipovi prečnika 1000mm, usvojeni su dužine 25m, tako da im se baza nalazi na dubini od najmanje 8.5m u sloju lapora. Cilj statičkih testova bila je direktna potvrda računskih parametara ovog tipa šipova, kao i tehnologije njihovog izvođenja.

Testove je izvela firma Novkol sa podizvođačem Geomehanika iz Beograda tokom aprila 2017. godine. Za potrebe testa izvedene su dve grupe od po 4 anker i jednog test šipa.

Sleganja pri radnoj sili od 5MN iznosila su 5 i 9mm, a pri maksimalnoj probnoj sili od 10MN, iznosila su 13 i 37mm, odnosno 1.3 i 3.7% od prečnika šipova (Ref [6]). Kako je za granicu loma usvojen kriterijum po Weltmanu - sleganja u opsegu od 5-10% od prečnika šipa, zaključeno je da oba šipa imaju koeficijent sigurnosti veći od dva, te da imaju potrebnu nosivost. I za ovu grupu šipova usvojen je iskop pod zaštitom cevi i to u punoj dužini šipa.

4.3. ULTRAZVUČNO ISPITIVANJE ŠIPOVA (ENG. CSL METHOD) METODOM OZRAČIVANJA CEVI

Testiranja su sprovedena u avgustu 2017.god. od strane firme Novkol sa podizvođačem SLP iz Slovenije na radnim šipovima sa ciljem provere integriteta i kontinuiteta izvedenog betona šipova. Za potrebe ovog testa, u tela šipova, ugrađene su po četiri PVC cevi prečnika 100mm. Tokom testa se, u parove cevi napunjene vodom ubacuju sonde – emiter u jednu, primač signala u drugu i vrši ozračivanje. Kombinacijom parova - četiri po obimu i dva po prečniku pokriva se ceo presek šipa. Ispitano je 100% šipova Ø=1200mm i 20% šipova Ø=1000mm. Za minimalno prihvatljive brzine ultrazvučnog talasa usvojene su vrednosti u opsegu 2700-3300m/s. Na većini šipova postignute su prosečne brzine od 3800-3900m/s, što je predstavljalo vrlo dobar rezultat, dok je na 5 šipova došlo do gubitka signala na vrhu, a na jednom šipu je izmerena brzina od 3200m/s, na dubini 25-30m (Ref. [7]). Prema tumačenju rezultata firme CSL, pretpostavljeni razlog za ovakav rezultat bilo je odvajanje ubetoniranih PVC cevi od betona šipa. Kako bi se ovo dokazalo urađeno je kernovanje na svih 6 šipova sa lošijim rezultatima. Na osnovu vizuelnog pregleda kernova utvrđeno je da šipovi imaju integritet, a na osnovu opita lomljenja kocki sprovedenom u laboratoriji IMK na Građevinskom fakultetu u Beogradu pokazano je da beton ima i potrebnu čvrstoću.

4.4. DINAMIČKO ISPITIVANJE ŠIPOVA METODOM BACANJA TEGA I NUMERIČKOM (ENG. CAPWAP) INTERPRETACIJOM REZULTATA.

Testiranja su sprovedena u avgustu 2017.god. od strane firme Novkol sa podizvođačem SLP iz Slovenije sa ciljem provere nosivosti izvedenih šipova. Ispitano je 20% šipova Ø=1200mm i 5% šipova Ø=1000mm. Za kriterijum uspeha testa usvojeno je postizanje sile od najmanje 47.2MN / 10.0MN za šipove Ø=1200 / 1000mm, što odgovara dvostrukoj računskoj nosivosti šipova (Geomehanički elaborat) od 23.6MN / 5.0MN, respektivno.

Slika 4 – Test padanjem tega težine 42 tone sa visina od 0.3 do 1.5m

U prvom delu testa mere se dilatacije i ubrzanja udarnog talasa izazvanog padom tega i talasa odbijenog od baze, koje se preračunavaju u silu i brzinu talasa i prikazuju na grafiku u funkciji vremena. Zatim se numeričkom CAPWAP analizom, koja koristi jednačine talasnog kretanja, utvrđuje statička nosivost šipa po bazi i omotaču.

Rezultati CAPWAP analize kretali su se u opsegu 48.6 – 68.7MN za šipove Ø=1200mm, dok su za šipove Ø=1000mm bili u granicama 6.7 – 23.4MN. Na 5 od 11 ispitanih šipova, koji se nalaze na severnoj strani parcele, sila procenjena CAPWAP metodom je bila manja od zahtevanih 10MN, odnosno nosivost manja od 5.0MN (Ref. [8]).

Na osnovu dodatne numeričke analize u kojoj su upoređene računske sile sa nosivošću koja odgovara testu pokazano je sledeće:

- pritisak: Samo na 2 od 208 šipova prečnika Ø=1000mm računska sila bila je veća od nosivosti koje su usvojene osrednjavanjem rezultata ispitivanja po zonama. Maksimalna računska sila od 3.85MN prekoračuje nosivost od 3.5MN (usvojenu za zonu između osa J-L) za 9.8%. Na osnovu dijagrama datih u izveštaju sa ispitivanja, šipovi se za ovaj nivo sile nalaze u linearnom području, tako da bi ova 2 šipa imala sleganje veće za 1mm, u odnosu na sleganje koje odgovara dopuštenoj vrednosti sile, pa samim tim nema značajnijih posledica po temeljnu ploču i ostatak konstrukcije.
- zatezanje: proračunske sile ne prekoračuju nosivost na zatezanje procenjenu na osnovu dinamičkog testa.

Shodno ovim rezultatima ocenjeno je da izvedeni šipovi zadovoljavaju.

4.5. PIT TESTOVI

Ovo je još jedna vrsta testa koja proverava kontinuitet i integriteta šipova. Testiranje je sprovedeno tokom 2019.godine od strane firme MACE, u okviru procedure primopredaje šipova Glavnom Izvođaču (Ref. [9]). Testirano je svih 270 šipova .

U testu se pored merenja brzine talasa izazvane udarcem ručnog čekića po vrhu okrajcovanog šipa, a koja se očekuje u granicama od 3000-4500m/s ocenjuje i kvalitet odgovora shodno tome koliko je jasna refleksija baze, pa se rezultati grupišu po kategorijama od najbolje AA (odziv je

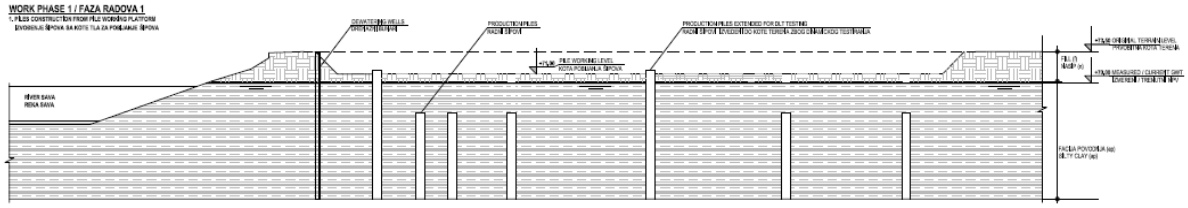
jasan) do IR (nejasan zapis). Brzina talasa je u skoro u svim slučajevima bila iznad 4000m/s, nikad ispod 3500m/s, a kvalitet odgovora AA ili AB (pretežno AB- nema ozbiljnih nedostataka).

5. IZVOĐENJE

5.1. ŠIPOVI

Pre početka izvođenja šipova, izvršena je detekcija i uklanjanje neeksplodiranih sredstava od strane firme PMC Millennium. Tokom ovih radova izvršen je delimični iskop terena – približno do kote 70.5mnm. Dreniranje terena u ovoj fazi vršeno je drenažnim bunarima ugrađenim u postojeću obaloutvrdu, na osnovu projekta Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu.

Novkol je zatim pristupio izvođenju šipova sa radne platforme formirane na koti 71mnm. Metodologija izvođenja sa zaštitnom cevi u potpunosti je pratila postupak ustanovljen prilikom uspešnog izvođenja probnih šipova. Svih 270 šipova izvedeno je tokom 2017. god.



Slika 5 – Šematski prikaz faze izvođenja šipova sa radne platforme

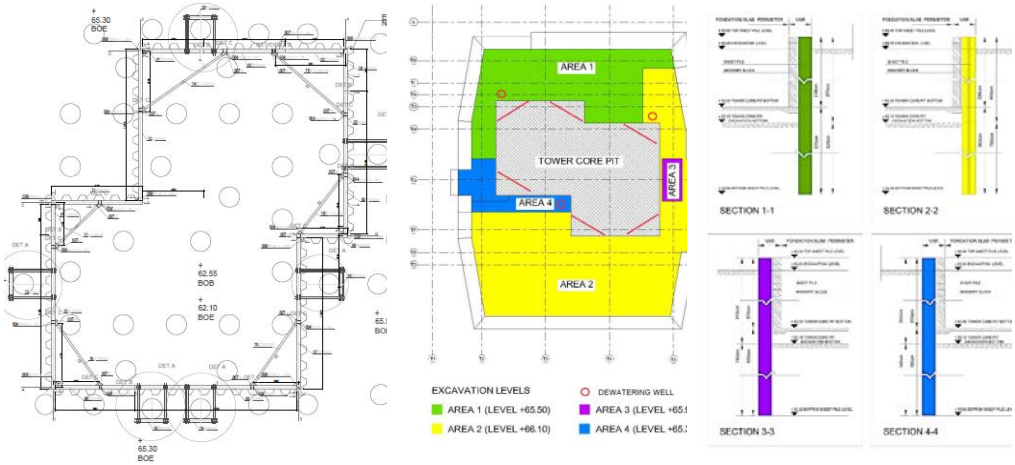
Šipovi koji su bili predviđeni za dinamičko ispitivanje bili su prebetonirani do kote radne platforme, a ostali minimalno 1m.

5.2. ISKOP

Kada je u februaru 2019. započeta gradnja Kule, prvi korak bila je rekonstrukcija dotrajale obaloutvrde. Tom prilikom su zadržani drenažni bunari, koji su bili u funkciji sve do završetka gradnje podzemnog dela objekta. Drenaža površinskih voda vršena je potapajućim pumpama – po potrebi.

U sledećem koraku izvršen je široki iskop do finalnih kota, osim u zoni sa liftovskim jamama.

U ovoj zoni dodatni iskop, približno do dubine od 4m, bio je vertikalni pod zaštitom Larsen talpi, koje su u uglovima bile poduprte horizontalnim kosnicima, a na sredinama strana fiksirane za šipove.



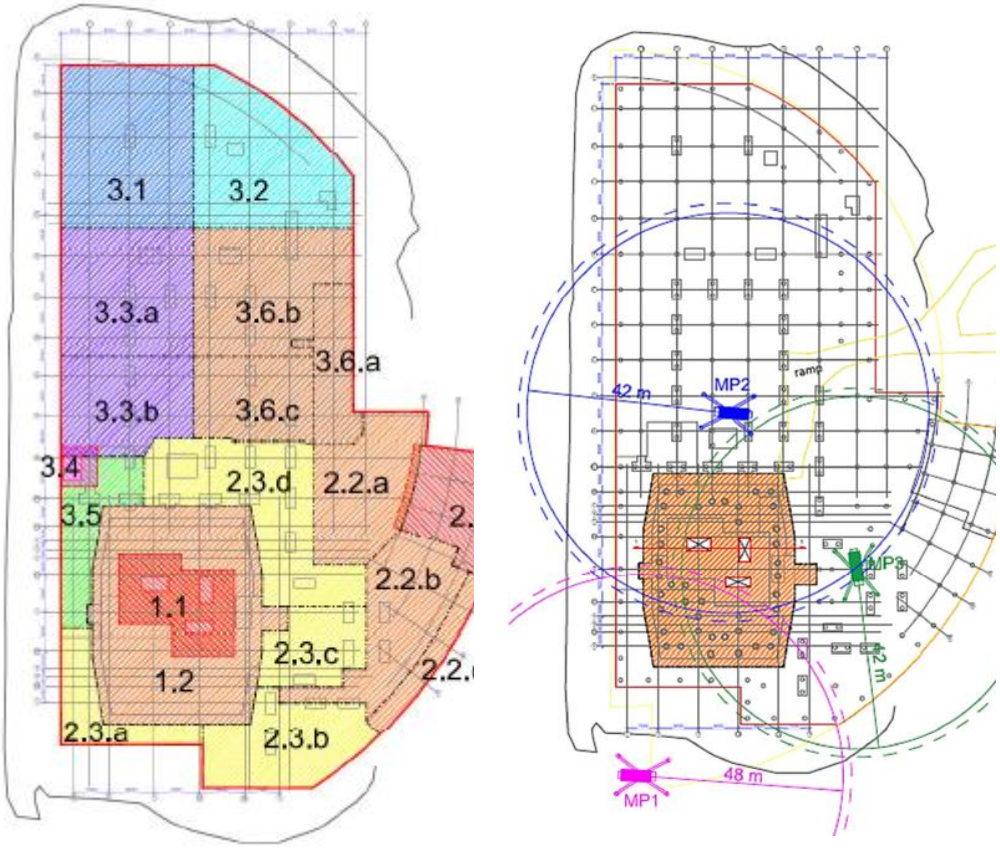
Slika 6 – Podgrada zone sa liftovskim jamama (levo), osnova sa položajem 3 dodatna bunara (sredina) i karakteristični poprečni preseci (desno)

Dreniranje ove zone vršeno je kombinacijom drenažnih bunara u telu obaloutvrde, novo izrađena tri bunara u neposrednoj blizini liftovske jame, kao i potapajućih pumpi koje su korišćene za površinske vode.

Nakon finalizacije iskopa, izvršeno je krajcovanja šipova, izvođenja podloge i hidroizolacije, koja je usvojena u vidu jednoslojne lepljene membrane, koja se postavlja na betonsku podlogu, ali sa gornje strane ne zahteva zaštitu, već u kontaktu sa svežim betonom hemijski reaguje i stvara vodonepropusni sloj.

5.3. TEMELJNA PLOČA

Temeljna ploča, ukupne zapremine 14000m^3, betonirana je u kampadama prikazanim na slici ispod. Delovi van zone kule podeljeni su na više od deset delova.



Slika 7 – Šema kampada betoniranja temeljne ploče (levo) i prikaz položaja pumpi za betoniranje temelja u zoni kule (desno)

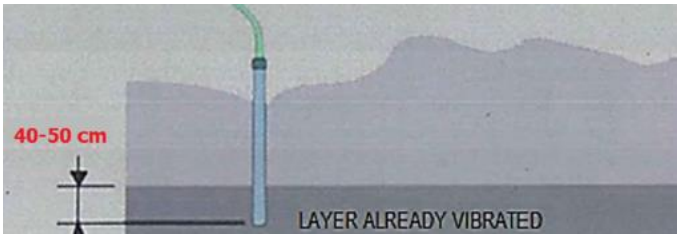
Deo ploče u zoni Kule (zone 1.1. i 1.2 na slici) betoniran je tako što je prvo izbetoniran dublji deo 1.1 u zoni liftovskih jezgara, debljine 2.8m, površine u osnovi od oko 400m2, zapremine 1150m3, u a zatim je u jednom potezu izbetoniran deo 1.2.

Debljina betona u ovoj zoni kretala se od 2.8 do 4m sa površinom osnove od oko 1600m2, što je dalo ukupnu zapreminu od preko 4750m3 betona što je čini jednom od najvećih betonaža u Beogradu do sada. Razlog da se ovolika količina betona lije odjednom bio je u tome što je podela na manje delove u osnovi bila nepraktična, a podela po visini nije dolazila u obzir kako bi se izbeglo formiranje hladni spojeva (eng. cold joint).

Potreba da se ugradi velika količina betona odjednom je uslovila pažljivi izbor komponenata betonske mešavine. To se u prvom redu odnosi na tip cementa – korišćen je cement CEM III/B (cement sa preko 65% zgure), čime je smanjen rizik od termalnih pukotina u masivnom betonu. Manja pokretljivost/ugradljivost betona sa ovakvim cementu je prevaziđena upotrebom hiperplastifikatora. Velika površina ugrađivanja, kao i logistika dopreme betona sa više fabrika

zahtevala je značajnu vremensku rezervu, što je postignuto upotrebom usporivača vezivanja, čime je vreme početka vezivanja betona odloženo na 16 sati.

Time je omogućeno da se betoniranje vrši u horizontalnim slojevima debljine 40-45cm (na dubljim delovima sa manjom površinom u osnovi) do 20cm (na gornjim delovima), a da se sa ugradnjom betona sledećeg sloja započne pre početka vezivanja prethodnog sloja i da se slojevi međusobno povežu vibriranjem.



Slika 8 – Šematski prikaz pravilnog vibriranja sa ciljem izbegavanja formiranja hladnog spoja

Beton marke C40/50 proizvele su fabrike Gradijent, Nexe i Karin Komerc, u ukupno 6 fabrika kapaciteta proizvodnje od po 45 do 77m3/h. U dopremanju betona učestvovalo je preko 30 miksera. Na gradilištu su instalirane 3 pumpe sa još jednom u rezervi.
Betoniranje je izvršeno u avgustu 2019. i trajalo je oko 60h. U betoniranju je učestvovalo preko 70 ljudi uz stalnu kontrolu Izvođačevog tima za kvalitet, kao i stalni nadzor DNEC-a.

REFERENCE

[1] Specifičnosti projektovanja temelja Kule Beograd, Simpozijum DGKS 2021.

[2] Geotehnički elaborat – Knjiga 1 i Knjiga 2 (Laboratorijska ispitivanja – CIP, decembar 2015.)

[3] Geotehnički elaborat – dopuna – CIP, april 2016

[4] Izveštaj o ispitivanju šipova Ø1200, Novkol (FLT20278-3, FLT20278-4) , Beograd novembar 2016

[5] Preporuke vodećeg projektanta šipova za nosivost u skladu sa rezultatima ispitivanja šipova – SOM/TERRACON (MR 155058), novembar 2016

[6] Zbirni izveštaj sa ispitivanja šipova Ø1000 TP1*, TP2* (17-04/15, 17-04/23), Novkol, Beograd april 2017

[7] CLS Izveštaj (CHA053-03-2016, CHA053-05B-2016)

[8] Izveštaj o dinamičkom ispitivanju šipova PDA &CAPWAP, (DLT053-01-2016, DLT053-02-2016)

[9] Zapisnici o primopredaji šipova Kule Beograd sa rezultatima PIT testova, Novkol, 2019.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-8 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Svetlana Ristić [1], Mladen Milićević[2], Nemanja Miljković[3], Darko Popović[4], Vanja Alendar[5]

SPECIFICNOSTI PROJEKTOVANJA TEMELJA KULE BEOGRAD

Rezime:

'Kula Beograd' se sastoji od Kule visine 168 m, podijuma i ekscentrične podzemne konstrukcije dimenzija 150 m x 75 m u osnovi, bez dilatacija. Temeljna konstrukcija Kule se sastoji od 62 bušena šipa prečnika 1200mm dužine 34,5m, i temeljne ploče debljine od 800 mm do 2800 mm. Podzemna konstrukcija je fundirana na 208 bušenih šipova prečnika 1000 mm dužine 25 m. Članak prikazuje specifičnosti projektovanja temelja. Uzimajući u obzir pomeranja tla pri zemljotresu analizirana su i kinematička dejstva tla na šipove. Takođe, analiziran je i ekstremni slučaj potpunog gubitka horizontalnog otpora gornjih slojeva, zbog male krutosti tla ispod temeljne ploče do dubine od oko 10 m - Kula kao 'sojenica'.

Ključne reči: fundiranje, šipovi, meko tlo, seizmika

SPECIFICS OF THE DESIGN OF FUNDATION OF KULA BELGRADE

Summary:

"Kula Belgrade" consists of 168 m high tower, podium and eccentric basement structure with dimensions 150 m x 75 m in plan, without expansion joint. The tower foundation system consists of 62 bored piles with diameter of 1200 mm and length of 34,5 m and 800 mm to 2800 mm thick reinforced concrete mat. Basement structure is founded on 208 bored piles with diameter of 1000 mm and length of 25 m. The paper shows design of foundations. Considering soil movement during earthquake, kinematic actions on the piles was analized too. Also, accidental case for loss of horizontal resistance of upper soils have been analysed due to small soil stiffness below foundation mat in first 10 m, - Kula as 'pile dwelling'.

Key words: foundation, piles, soft soil, seismic

[1] Dipl.inž.građ., projektant, DNEC doo, Beograd
[2] Dipl.inž.građ., projektant, DNEC doo, Beograd
[3] Dipl.inž.građ., odgovorni projektant konstrukcije, DNEC doo, Beograd
[4] Dipl.inž.građ., direktor, DNEC doo, Beograd
[5] Dipl.inž.građ., tehnički direktor, DNEC doo, Beograd

1. UVOD

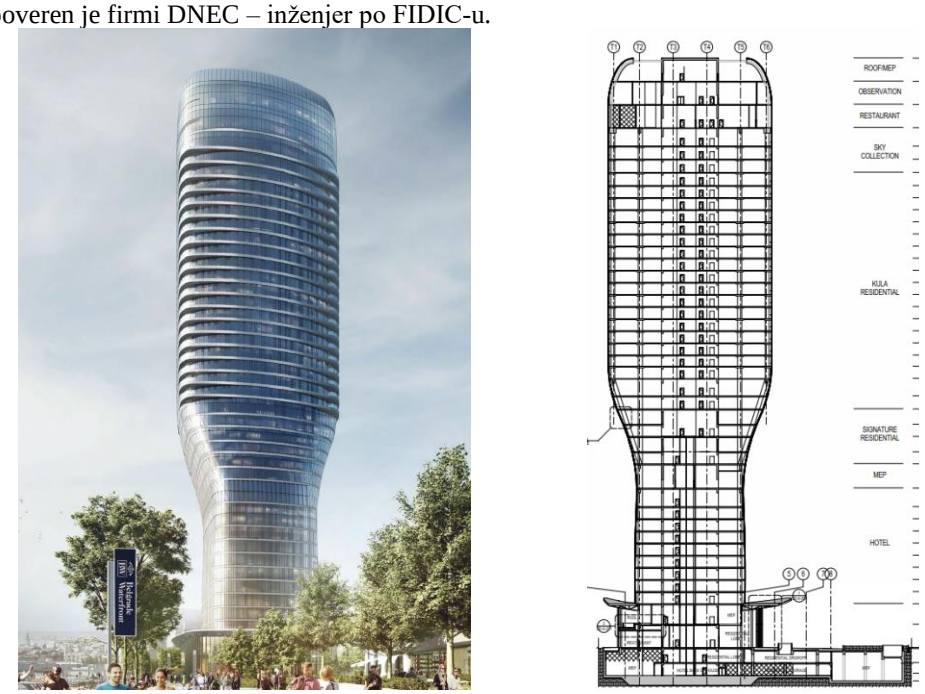
Projekat zgrade Kula Beograd, u kojoj će se nalaziti „The St. Regis Belgrade and The Residences at The St. Regis Belgrade“ (Kula Beograd u daljem tekstu), autorsko je delo arhitektonske firme Skidmore, Owings and Merill LLT, Čikago, SAD (SOM u daljem tekstu). Investitor je firma „BW Kula“, d.o.o.

U skladu sa „Zakonom o utvrđivanju javnog interesa i posebnim postupcima eksproprijacije i izdavanja građevinske dozvole radi realizacije projekta „Beograd na vodi“, projekat je urađen u dve faze: I -Projekat fundiranja, II-Projekat Kule.

Konsultant za konstrukciju u prvoj fazi bio je konstruktivni biro firme SOM, dok je firma Terracon iz Čikaga bila geotehnički konsultant SOM-a. Projektant je konzorcijum firmi Energorpojekt Urbanizam i Arhitektura, Energoprojekt Entel i DNEC. Odgovorni projektant fundiranja je Profesor Miloš Lazović. Geomehanički elaborat izradio je Institut CIP iz Beograda.

Projekat fundiranja završen je 2016. godine, a firma Novkol izvela je sve šipove 2017. godine. Nadzor nad izvođenjem šipova bio je poveren kompaniji MACE.

U drugoj fazi projekta, za konsultanta za konstrukciju angažovana je firma AECOM iz Abu Dabija. Projektant je i u ovoj fazi bio navedeni konzorcijum domaćih firmi. Projekat je završen 2018. god., a 2019. god., konzorcijum građevinskih kompanija Millennium iz Srbije i Pizzarotti iz Italije, započeo je izvođenje objekta, koje je i dalje u toku. Nadzor nad radovima u drugoj fazi poveren je firmi DNEC – inženjer po FIDIC-u.



Slika 1 – Kula Beograd

2. OPIS OBJEKTA

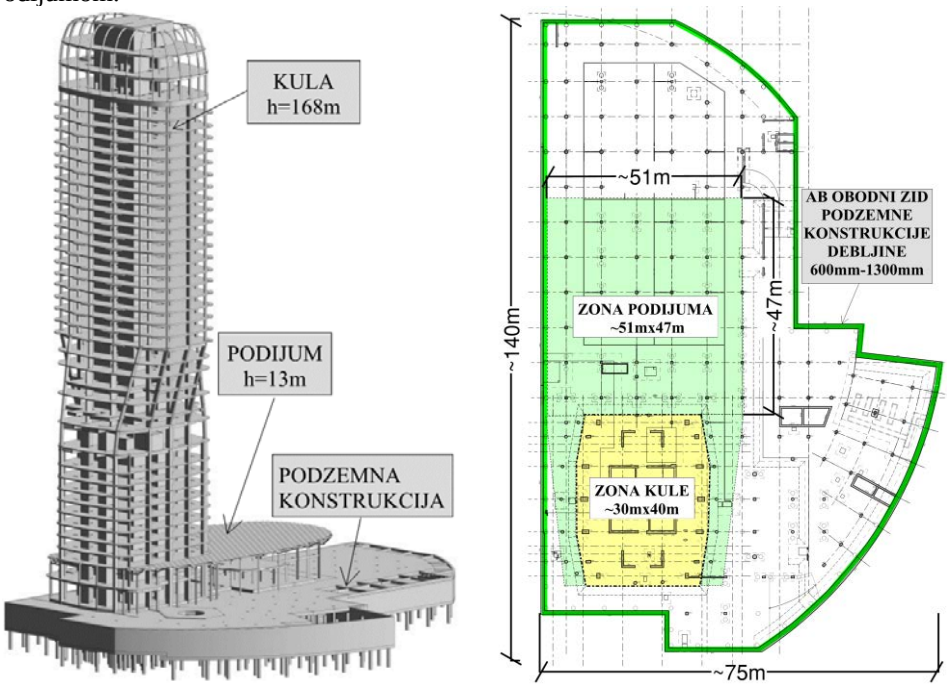
Kula Beograd je najviši objekat u okviru projekta „Beograd na vodi“. Locirana je na desnoj obali reke Save, radvojena samo obaloutvrdom. Sastoji se od Kule kombinovane namene, Podijuma i podzemnog dela objekta.

Visina Kule, spratnosti P+40, iznosi 168m.

Podijum je prizemni objekat visine 13m, naslonjen na Kulu sa njene severne (nizvodne) strane. Približne dimenzije u osnovi su 47x51m.

Podzemni deo objekta se sastoji od jednog podzemnog etaža i jednog podzemnog mezanina. Osnova je oblikovana u vidu kružnog odsečka, pri čemu je dužina tetive postavljene paralelno sa rekom, oko 150m, a najveća upravna dimenzija iznosi nepunih 100m.

Objekat je integralnog tipa, bez dilatacija između Kule i podzemne konstrukcije sa Podijumom.



Slika 2 – Kula Beograd – funkcionalna podela

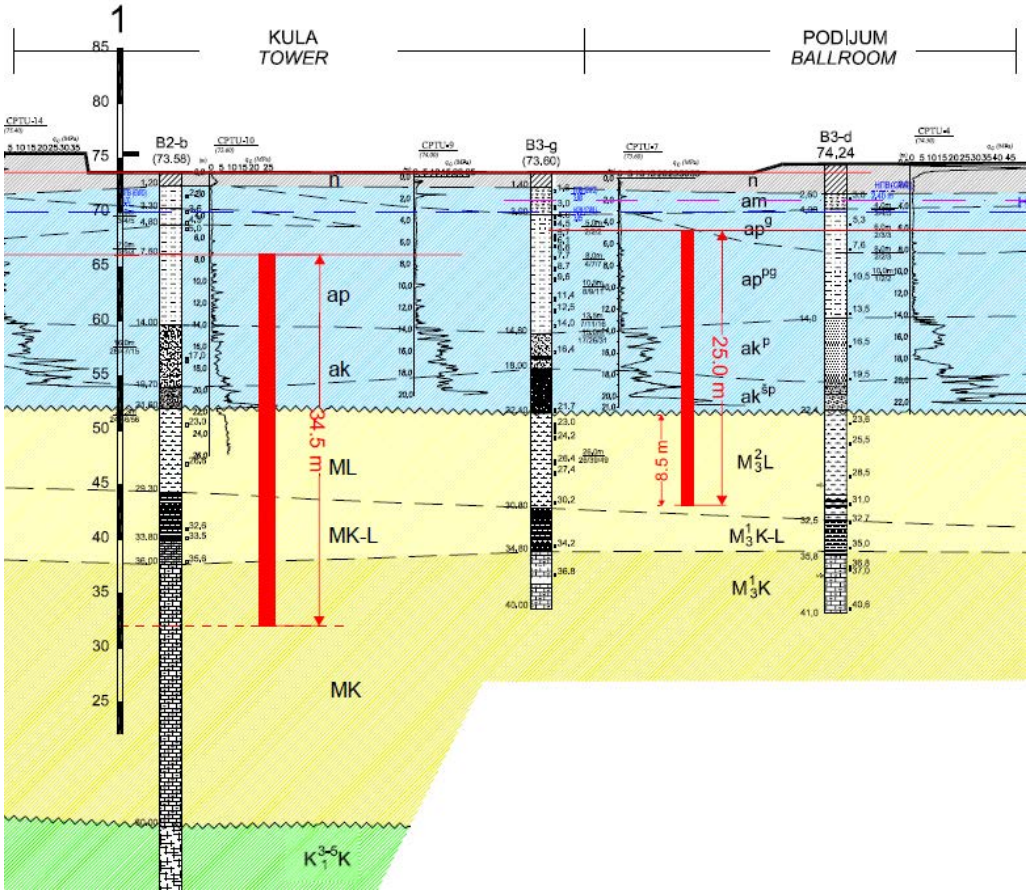
Temeljna ploča je po funkciji podeljena na zonu za parking vozila, pristupni dok, mašinske sobe, kao i skladište stambenog dela Kule. Oblik ploče je nepravilan. Dužina ploče uz nasip do reke je 140m, a maksimalna dimenzija ploče u drugom pravcu je 75m. Raster stubova je tipično 8.5x8.5m. Gornja kota ploče je na većem delu konstantna i iznosi 69.35mnm.

Po obimu podzemnog dela objekta usvojen je AB zid koji ima ulogu potpornog zida, a koji ujedno i štiti objekat od podzemne vode. Debljina obodnog zida varira od 600mm do 1300mm u zavisnosti od uslova oslanjanja.

3. GEOMEHANIKA

Geomehaničke karakteristike tla, definisane su u CIP-ovom geotehničkom elaboratu [1],[2]. Tipični profil tla sastoji se od sledećih slojeva:

- Nasip „n“: Zemljasti glinoviti materijali, ređe pesak, građevinski šut. Debljina sloja 1-2m.
- Facija mrtvaja „am”: Gline, prašinasto muljevite. Debljina sloja 1-2m
- Facija povodnja „ap”: Glinovito-peskovita prašina. Debljina sloja 10-12m.
- Facija korita „ak”: Pesak, šljunak. Debljina sloja 8-10m.
- Lapori „L”: Laporovite gline, lapori. Debljina sloja 13-15m.
- Krečnjaci „K”: Pužarac u gornjim delovima, kompaktiniji krečnjaci u nižim. Preostali deo profila u koji zalaze šipova.



Slika 3 – Tipičan profil terena sa ucrtanim šipovima Ø1200mm (levo) i Ø1000mm (desno)

Karakteristike slojeva, parametri deformabilnosti i krutosti šipova prikazane su u narednim tabelama.

Tabela 1 Karakteristike slojeva prema Geotehničkom elaboratu

Izdvojena sredina	*Zapreminska težina γ (kN/m^3)*	*Ugao unutrašnjeg trenja φ(°)*	*Kohezija c(kN/m^3)*	*Parametri deformabilnosti*	
				Ms(kN/m^2)	*Es (kN/m^2)*
Nasip (n)	*20*	*23*	*15*	*4000*	*3000*
Facija mrtvaja (am)	*19,30*	*20*	*10*	*3200*	*2400*
Facija podvodnjna (ap)	*18,50*	*19*	*15*	*6000*	*4500*
Facija korita (ak)	*19,50*	*35*	*2*	*32000*	*24000*
Lapore (L)	*18,50*	*22*	*30*	*-*	*45000*
Krečnjak (K)	*22*	*35*	*150*	*-*	*500000*

Tabela 2 Parametri deformabilnosti prema Geotehničkom elaboratu

Tlo/stenska masa	*Es (kN/m^2)*	*Modul horizontalne reakcije*			
		D=0,8m	*D=1,0m*	*D=1,2m*	*D=1,5m*
am	*2400*	*3000*	*2400*	*2000*	*1600*
ap	*4500*	*5625*	*4500*	*3750*	*3000*
ak	*24000*	*30000*	*24000*	*20000*	*16000*
L	*45000*	*56250*	*45000*	*37500*	*30000*
K	*500000*	*625000*	*500000*	*416667*	*333333*

Tabela 3 Krutosti šipova prema Geotehničkom elaboratu

Dužina šipa	*Koeficijenti vertikalne reakcije Kv (kN/m^3)*			
	D=0,8m	*D=1,0m*	*D=1,2m*	*D=1,5m*
L=25m	*655172*	*531849*	*435692*	
L=35m		*699206*	*698328*	*552627*

Tabela 4 Nosivost šipova prema Geotehničkom elaboratu

Dužina šipa	*Prema "Pravilniku…"*			*Prema Evrokodu*
	Po omotaču	*Po bazi*	*Ukupno*	*Ukupno*
L=25m Ø1000	*3038*	*1445*	*4483*	*5070*
L=35m Ø1200	*7321*	*16290*	*23611*	*-*

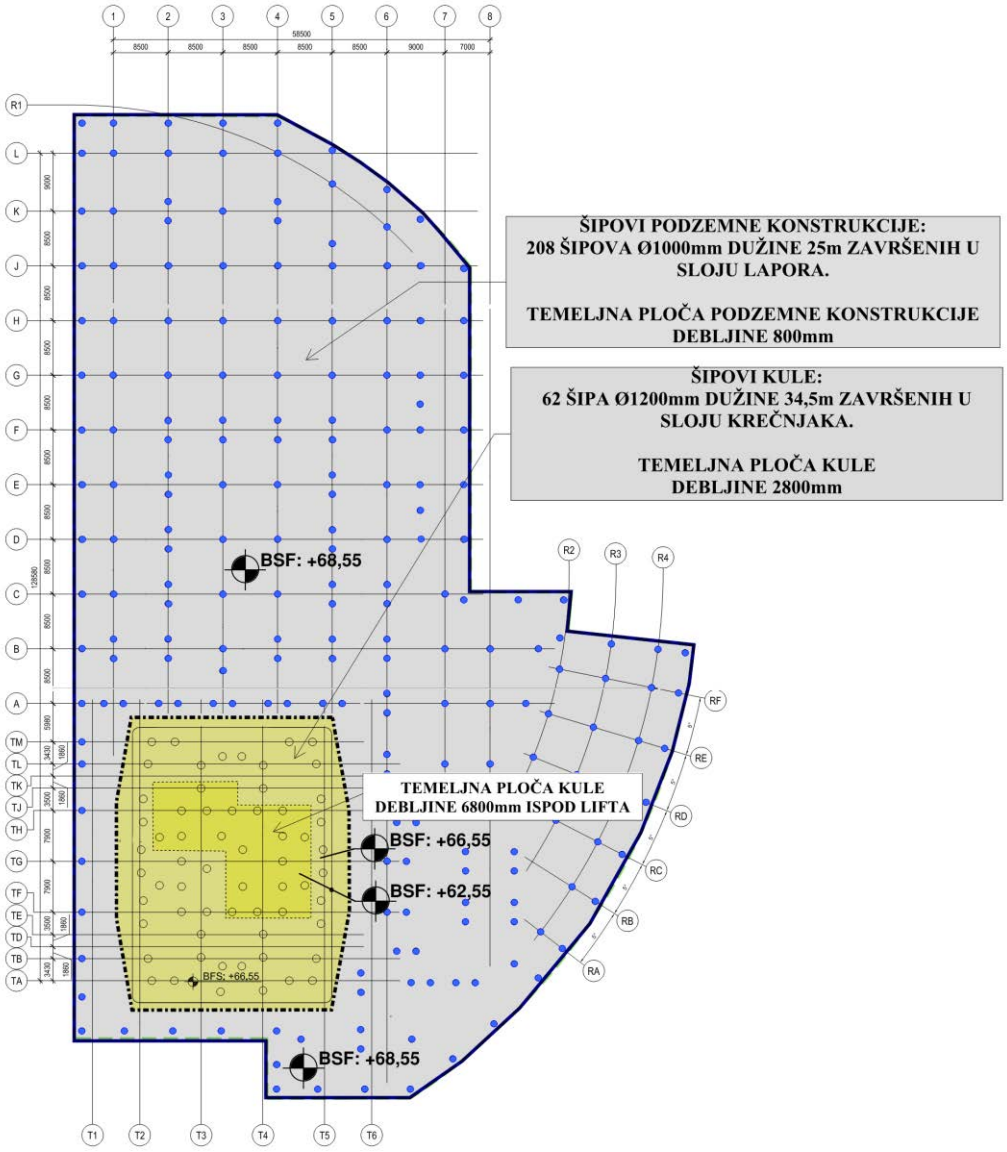
Na osnovu rezultata ispitivanja probnih šipova [7],[8],[9] vertikalna krutost na vrhu šipa Kule / Podzemne konstrukcije iznosi 1100000kN/m / 300000kN/m, respektivno. Ove vrednosti su korišćene u finalnoj fazi projekta. [10] Usvojeni projektni nivo podzemne vode je +74,00mnm.

4. REŠENJE FUNDIRANJA

Zbog veoma loših geomehaničkih karakteristika površinskih slojeva tla, za rešenje fundiranja usvojeno je duboko fundiranje. Koncept fundiranja konstrukcije je zajednička temeljna ploča na šipovima za sve celine: Kulu i podzemnu konstrukciju.

Na delu Kule, temeljna ploča je debljine 280cm na 62 bušena šipa prečnika Ø1200mm. dužine 34.5m. Kote dna šipova su usvojene uniformno na +32.0 mnm. Ovi šipovi su završeni u sloju krečnjaka, tako da se baza nalazi u krečnjaku na dubini od 8.5m ≈ 7 x prečnik šipa, mereno od prosečne kote vrha ovog sloja (40.5mnm). U zoni Kule predviđenoj za liftovska jezgra, grupa od 19 šipova ima kotu vrha na 62.55 mnm, što je niže od ostalih 43 šipa Kule. Posledično, ovih 19 šipova imaju nešto manju dužinu (30.65m), ali uzimajući u obzir da su oni skraćeni u gornjem sloju tla koji ima loše geotehničke karakteristike, smatra se da ovi šipovi imaju isti kapacitet i krutost kao ostala 43 šipa Kule. Vertikalna krutost na vrhu šipa usvojena na osnovu ispitivanja šipova iznosi 1100000kN/m. Horizontalna krutost na vrhu šipova usvojena je kao 41000kN/m.

Podzemna konstrukcija je fundirana na temeljnoj ploči debljine 80cm i 208 šipova prečnika Ø1000. Šipovi su završeni u sloju lapora. Vertikalna krutost na vrhu šipa usvojena na osnovu ispitivanja šipova iznosi 300000kN/m. Horizontalna krutost na vrhu šipova usvojena je kao 29000kN/m. Sopstvena težina temeljne ploče se prenosi direktno na tlo. Sva ostala opterećenja se prenose na šipove bez učešća ploče. Marka betona svih šipova je C40/50 (cilindar/kocka).



Slika 4 – Plan šipova

4.1. RAZMATRANA OPTEREĆENJA

U skladu sa Ugovorom, projekat je urađen u skladu sa domaćim propisima i Evrokodom.[4] Usvojena je metodologija da se projekat radi prema Evrokodu, a da se, ukoliko se oceni da je potrebno, dodatno urade i kontrole po domaćim propisima. Za potrebe analize seizmičkog dejstva, urađena je Studija[3] kojom je definisan elastičan spektar odgovora lokalnog

tla na lokaciji Kule. Zgrada je po značaju svrstana u III kategoriju prema Evrokodu 8. Za ubrzanje na osnovnoj steni od 0,06g i faktor značaja 1,2, projektno ubrzanje iznosi 0.072g, a koeficijent lokalnog tla je 2.3. Usvojena je srednja klasa duktilnosti (DCM), sa faktorom ponašanja 2,5. Zbog svoje visine i specifičnog oblika, izvršena su tunelska ispitivanja vetrom, od strane kanadske firme RWDI.[6] Kako su opterećenja na osnovu ispitivanja bila znatno niža od onih procenjenih po Evrokodu, za dalji proračun usvojena je vrednost od 80% od vrednosti dobijene po Evrokodu, a na osnovu preporuka američkih propisa. Brzina vetra, na visini od 10m, osrednjena na 10min, sa povratnim periodom od 50 godina iznosi 21m/sec.

5. REZULTATI PRORAČUNA

5.1. KONTROLA GEOTEHNIČKE NOSIVOSTI

Maksimalna aksijalna naprezanja šipova su proverena za kombinaciju sopstvene težine, dodatnog stalnog i korisnog opterećenja u kombinaciji sa vetrom ili seizmikom u skladu sa Evrokodom. Dobijene merodavne sile za šipove prečnika Ø1200 se kreću do ~21 MN, dok za za šipove prečnika Ø1000 do ~4.5MN. Sve sile u šipovima ispod Kule i podzemne konstrukcije su u granicama dozvoljenih u pogledu geotehničke nosivosti.

Dodatno na to provereni su efekti uzgona na sile u šipovima, naprezanje temeljne ploče kao i odizanje dela konstrukcije van Kule. Opterećenje od podzemnih voda zbog se kreće ispod dela Kule između 75kN/m^2 do 115 kN/m^2, a ispod podzemne konstrukcije oko 55kN/m^2 do 78 kN/m^2. Maksimalne sile zatezanja su proverene za kombinaciju sopstvene težine, 50% korisnog opterećenja i maksimalni uzgon. Sve sile zatezanja u šipovima podzemne konstrukcije su u granicama dozvoljenih 3MN.

5.2. KONTROLA NAPREZANJA AB ŠIPOVA

5.2.1. Vertikalne sile

Maksimalna aksijalna naprezanja AB šipova su proverena za kombinaciju gravitacionog opterećenja u kombinaciji sa dodatnim silama od vetra i seizmike, a u skladu sa Evrokodom.

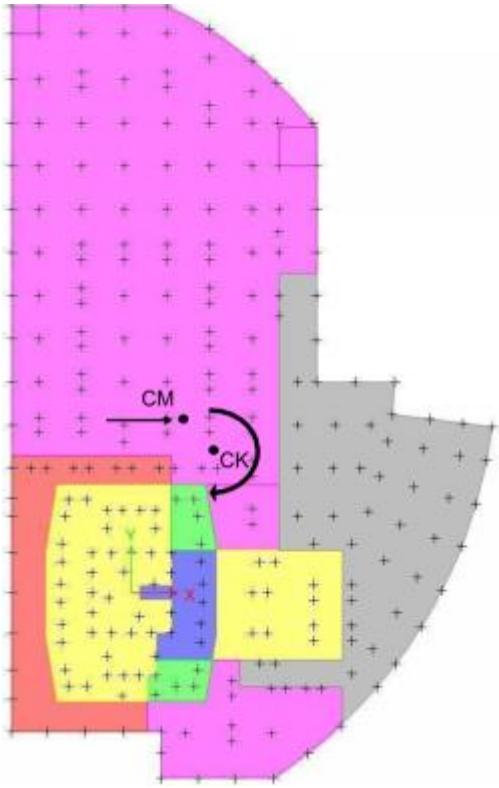
5.2.2. Horizontalne sile

Horizontalne sile koje deluju na vrhu šipova su analizirane Etabs model prostorne integralne konstrukcije.

Horizontalne sile od vetra su usvojene u iznosu od 80% od vrednosti dobijene po Evrokodu, a na osnovu preporuka američkih propisa.

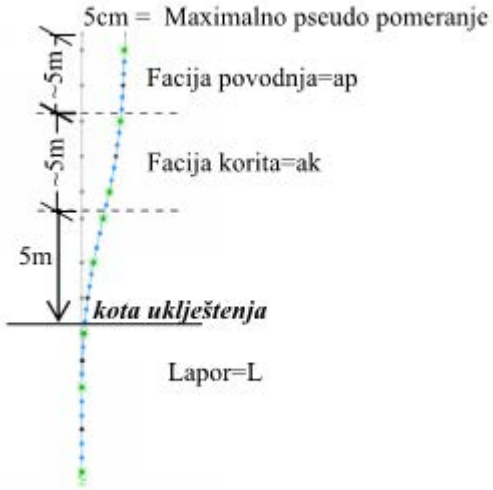
Uzimajući u obzir karakteristike tla koje se nalazi neposredno ispod temeljne ploče kao i respektivno malu horizontalnu krutost ovog sloja, seizmičke sile su sračunate na Etabs modelu na horizontalnim elastičnim osloncima, u kojem je u masu za proračun seizmičke sile uključena i masa temeljne ploče. Kapacitet šipova ispod Kule proveren je na punu seizmičku silu Kule, bez sadejstva šipova van zone Kule. Dok su seizmičke sile šipova ispod podzemne konstrukcije određene srazmerno horizontalnim krutostima svih šipova.

Rezultujuće horizontalne sile od seizmike na vrhu šipova su dobijene kombinovanjem uticaja iz dva pravca. Usled nepoklapanja centra mase i centra krutosti, horizontalna seizmička sila izaziva rotaciju temeljne ploče. Ovaj efekat je naročito izražen u X pravcu. Kao posledica ove pojave, horizontalne sile u krajnjim šipovima su veće od onih u zoni centra krutosti.



Slika 5 – Nepoklapanje centra mase i centra krutosti

Za procenu kinematičkog dejstva tla na šipove korišćeni su referentni podaci o maksimalnom pseudo pomeranju definisani u seizmološkoj Studiji[3]. Pretpostavljena je deformacija šipa sa elastičnom linijom u obliku parabole sa maksimalnom ordinatom od 5cm, što odgovara maksimalnom pseudo pomeranju tla. Uklještenje šipa se ostvaruje ulaskom 5m u lapor, dok se na ostatku šipa oseća dejstvo kretanja tla.



Slika 6 – Oblik deformacije šipa Ø1000, L=25m

Svi šipovi su provereni i na horizontalna opterećenja od temperature u kombinaciji sa skupljanjem betona. Skupljanje je zadato kao ekvivalentno temperaturno opterećenje na svim elementima ispod kote prizemlja uključujući i ploču prizemlja.

Zbog vrlo loših karakteristika sloja „ap“ u kome je fundirana temeljna ploča razmatran je i ekstremni slučaj, kad je horizontalna krutost ovog sloja na vrhu šipova jednaka nuli. U tom slučaju šip nema bočne oslonce duž prvih 5m, u debljini sloja “ap”objekat stoji na delimično ogoljenim šipovima, betonskim stubovima kao ‘sojenica’.

5.2.3. Kontrola nosivosti AB šipova Ø 1000 i Ø 1200

Nosivost šipova na savijanje i smicanje je analizirana u lokalnom modelu. Šip je modeliran kao armirano betonski linijski element sa zadatim bočnim i vertikalnim krutostima tla prema podacima iz Geotehničkog elaborate, u kojem su aplicirane merodavne horizontalne sile u vrhu šipa dobijene iz prostornih Etabs modela. Pored variranja horizontalne krutosti tla za slučaj incidentnog opterećenja, varirana je i krutost temeljne ploče kao i krutost na savijanje betonskog preseka šipa za pojedine slučajeve opterećenja. U prvom redu se to odnosi na analizu efekata skupljanja i temperature.

Šipovi Ø1000 se nalaze ispod ploče debljine 800mm. Na osnovu dimenzija i raspona ploče i dimenzija šipa smatra se da će biti ostvareno uklještenje šipa u vezi. Šipovi podzemne konstrukcije su armirani sa 1.64% armature. Nivo aksijalnih sila u preseku pokazuju da je šip duktilan, stoga se može razmatrati i njegovo eventualno elasto-plastično ponašanje u slučaju zemljotresa. Šipovi imaju dovoljan kapacitet da ‘elastično’ izdrže uticaje usled pomeranja pri zemljotresu. Manji broj šipova na severnom obodu konstrukcije, na najvećem odstojanju od centra krutosti će pri maksimalnim pomeranjima da proradi elasto-plastično. S obzirom na niži nivo aksijalnih opterećenja šipova u ovoj oblasti, obezbeđena je potrebna duktilnost na očekivana pomeranja.

Šipovi Ø1200 se nalaze ispod temeljne ploče Kule debljine 2800mm. S obzirom na respektivno veliku krutost ploče ova veza se u daljem proračunu posmatra kao potpuno uklještenje šipova. AB šipovi Kule, prečnika Ø1200mm, sa 2.13% armature i imaju dovoljnu nosivost da elastično prenesu opterećenja od gravitacije, vetra i seizmike.

Nosivost šipova na smicanje je proverena u skladu sa Ref. [5]. Za usvojene spiralne uzengije Ø12 / 100mm, (na gornjih 6m), i Ø12 / 200mm na ostatku šipa, pokazano je da šipovi Ø1000 i Ø1200 imaju dovoljnu nosivost na smicanje.

5.3. SLEGANJE ŠIPOVA

Analizirana su sleganja temeljne ploče za kombinacije stalnog, dodatnog stalnog i korisnog opterećenja u kombinaciji sa vetrom. Maksimalno sleganje koje se javlja ispod temeljne ploče Kule iznosi 20mm. S obzirom da ne ne postoji dilatacija između Kule i podzemne konstrukcije, posebnu paznja je posvećena proveri diferencijlnog sleganja na spoju ova dva objekta. Apsolutna, diferencijalna sleganja, kao i nagibi ploče su u dozvoljenim granicama.

6. LITERATURA

[1] Geotehnički elaborat – Knjiga 1 i Knjiga 2 (Laboratorijska ispitivanja – CIP, decembar 2015.)

[2] Geotehnički elaborat – dopuna – CIP, april 2016

[3] Seizmička studija – Izveštaj o rezultatima definisanja elastičnog spectra odgovora lokalnog tla na lokaciji Beograd na vodi parcela 19.2, februar 2016

[4] Evrokodovi uključujući I Nacionalne akekse objavljene do trenutka izrade projekta

[5] Shear strength model of reinforced concrete circural cross-section members. I.Merta,Vienna University of Technology, Institute for Building Construction and Technology, Austria

[6] Izveštaj o tunelskom ispitivanju zgrade vetrom, RWDI april 2016

[7] Izveštaj o ispitivanju šipova Ø1200, Novkol, Beograd novembar 2016

[8] Preporuke vodećeg projektankta šipova za nosivost u skladu sa rezulatima ispotivanja šipova – SOM/TERRACON – MR 155058, novembar 2016

[9] Izveštaj o ispitivanju šipova Ø1000, Novkol, Beograd april 2017

[10] Testiranje šipova i izvođenje temelja Kule Beograd, Simpozijum DGKS 2021.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-9 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Miloš Lazović [1], Marija Lazović Radovanović[2], Janko Radovanović[3]

OJAČANJE I SANACIJA ELEMENATA TEMELJNE KONSTRUKCIJE DISTRIBUTIVNOG CENTRA ''UNIVEREXPORT''

Rezime:

Na objektu Distributivnog centra "UNIVEREXPORT" u predhodnom periodu došlo je do pojave velikih i neravnomernih sleganja na jednom delu temeljne konstrukcije i podne ploče. Konstrukcija objekta na stubnim mestima, fundirana je na "Franki" šipovima, a podna konstrukcija direktno na tlu preko sloja tucanika. Ova podna konstrukcija opterećena je izuzetno velikim vertikalnim korisnim opterećenjem. Na osnovu analize varijantnih rešenja, kao najpovoljnije rešenje usvojeno je da se ojačanje podne konstrukcije izvede utiskivanjem određenog broja spregnutih šipova u tlo do postizanja zahtevane nosivosti.

Ključne reči: diferencijalna sleganja, sanacija i ojačanje temeljne konstrukcije, "Mega" šipovi

REHABILITATION AND REINFORCEMENT OF THE FUNDAMENTAL CONSTRUCTION ELEMENTS DISTRIBUTION CENTER ''UNIVEREXPORT''

Summary:

During the previous period, large and uneven settlements of the "UNIVEREXPORT" distribution center occurred on one part of the main structure and foundation slab. These settlements are such that they affect the normal functioning of the object. The structure of the object on the columns, is founded on "Franki" piles, and the floor construction directly on the ground over a layer of tiles. This floor structure is loaded with extremely high vertical live loads. Based on the analysis of variant solutions, the most favorable solution was adopted as strengthening of the floor structure by jacking a certain number of composite piles into the ground until the required load-bearing capacity is achieved.

Key words: differential settlements, rehabilitation and reinforcement of the foundation structure, "Mega" piles

[1] *Associate professor, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Republic of Serbia, mmmlazovic@gmail.com*
[2] *, Assistant professor , MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade,* Republic of Serbia, e – mail: mlazovic@grf.bg.ac.rs
[3] *MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Technical director "BEOEXPERT DESIGN", Ruzvaltova 23, Belgrade, Republic of Serbia, e – mail: beoexpertdesign@gmail.com*

1. UVOD

Na objektu Distributivnog centra u predhodnom periodu došlo je do pojave velikih i neravnomernih sleganja na jednom delu temeljne konstrukcije i podne ploče. Ova sleganja su takva da utiču na normalno funkcionisanje objekta, pa je zbog toga potrebno preduzeti odgovarajuće sanacione mere i mere ojačanja temeljne konstrukcije objekta i podne konstrukcije na delu na kome je došlo do sleganja.

Konstrukcija objekta na stubnim mestima, fundirana na ''Franki'' šipovima, a podna konstrukcija direktno na tlu preko sloja tucanika. Ova podna konstrukcija opterećena je izuzetno velikim vertikalnim korisnim opterećenjem. Pošto podloga ispod sloja refuliranog peska nije predhodno pripremljena za nasipanje, a ispod nje se nalaze muljeviti slojevi velike debljine, usled opterećenja dolazi do pojave konsolidacijonog sleganja tla [1], a samim tim i podne konstrukcije od armiranog betona. Na ovaj način opterećenje se sa podne konstrukcije prenosi na tlo, a delom na stubna mesta, pa usled toga može doći do preopterećenja šipova na stubnim mestima. Pored toga, deformacije podne konstrukcije remete nesmetano funkcionisanje objekta.

Pošto se izmerena sleganja podne konstrukcije i dalje povećavaju, neohodno je pristupiti radovima na sanaciji i ojačanju podne konstrukcije i fundamentima objekta [2].

Slika 1 – Distributivni centar ''UNIVEREXPORT''

2. OJAČANJE I SANACIJA TEMELJNE I PODNE KONSTRUKCIJE

U okviru izrade projekta, razmatrana su različita varijantna rešenja ojačanja i sanacije podne kostrukcije objekta. U predhodnom periodu usled izuzetno velikog korisnog opterećenja ($50kN/m^2$) [3], kao i usled nedovoljno dobrih karakteristika slojeva tla ispod podne ploče došlo

je do pojave diferencijalnih sleganja ploče. Prema izvršenim merenjima, najveća sleganja su u sredinama polja i ona iznose oko 4-12 cm, dok su sleganja na stubnim mestima manja i ona iznose oko 1.50 cm. Ovo ukazuje da se opterećenje sa podne konstrukcije vremenom seli sa tla na temeljne stope stubova koji su fundirani na ''Franki'' šipovima. Analizirana su različita varijantna rešenja sanacije. Kod svih rešenja potrebno je zadovoljiti uslov da je izvođenje radova takvo da se mimimalno remeti proces rada u objektu, kao i da vremenom neće doći do sleganja podne konstrukcije koja će ugroziti njenu funkciju.

Kao moguća varijantna rešenja ojačanja i sanacije podne konstrucije analizirana su sledeća rešenja:

1) Izvođenje utisnutih šipova ispod podne konstrukcije u određenom rasteru sa formiranjem armiranobetonskih kapitela ispod podne ploče.

2) Izvođenjem poboljšanja tla ispod podne ploče primenom ''jet grouting'' tehnologije.

3) Injektiranjem međuprostora između podne konstrukcije i tla.

Na osnovu izvršene tehnoekonomske analize, može se zaključiti da je rešenje broj 1, u konkretnim uslovima najpovoljnije rešenje. Spregnuti čelično-armiranobetonski šipovi se kontrolisano hidrauličkim presama utiskuju u tlo do postizanja željene nosivosti, odnosno do ulaska šipova u dobro noseće slojeve.

Slika 2 – Izvođenje utisnutih šipova

2.1. DETALJAN OPIS PREDLOŽENOG REŠENJA

Na osnovu izvršenih geodetskih merenja sleganja podne konstrukcije [4], odlučeno je da je u prvoj fazi potrebno sanirati 5 polja podne konstrukcije dimenzija 16.50x12.40 m.

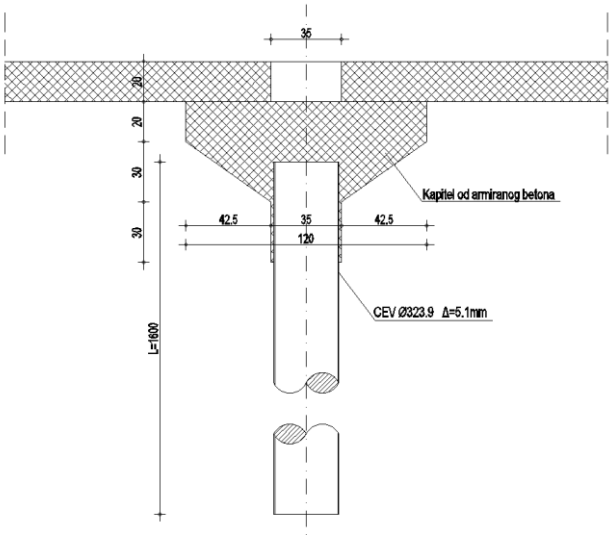
U konkretnom slučaju predlaže se da se podna konstrukcija ojača, utiskiivanjem ''MEGA šipova'' u tlo ispod podne konstrukcije sa formiranjem kapitela ispod ploče. Predlaže se tehnologija izvođenja šipova kod koje se posebno utiskuje baza, a posebno omotač šipova. Ovo omogućava da se potreban balast kao kontra teret značajno smanji. Šipovi se izvode kao spregnuti elementi od čeličnih cevi koje se ispunjavaju betonom u koji se ugrađuje armaturni koš. Prečnik cevi šipa je Ø323.9 mm. Dužine elemenata šipova su oko 4000 mm. Elelenti šipova

se utiskuju hidrauličkim presama u tlo do postizanja sile od 1000kN (baza + omotač šipa). Na ovaj način dobija se da je sa faktorom F_s=1.50 dozvoljena sila po šipu S_d= 666.66kN.

Rad pri utiskivanju šipova je čist, bez buke i vibracija, a što je značajno zbog funkcionisanja objekta za vreme izvođenja radova. Pri izvođenju šipova ne može se koristiti samo deo prostora na kome se utiskuje šip.

Prema izvršenim analizama u jednom polju, potrebno je izveti 7 šipova prosečne dužine oko 16.00 m. Šipovi su unutar polja raspoređeni tako da su oni ravnomerno opterećeni i da se nalaze u prostoru između regala. Na vrhu šipa, ispod podne ploče formira se kapitel od armiranog betona. Visina kapitela je 50 cm, a njegov prečnik 1.20 m. Na ovaj način onemogućuje se da dođe do proboja šipa kroz podnu ploču čija je debljina 20 cm i koja je izvedena od mikroarmiranog betona.

Predloženim načinom ojačanja i sanacije podne konstrukcije sprečiće se dalja povećanja sleganja i deformacije podne konstrukcije.



Slika 3 – Presek kroz ''MEGA'' šip

2.2. PRORAČUN OJAČANJA PODNE KONSTRUKCIJE

Proračun nosivosti, odnosno dozvoljenih sila u utisnutim šipovima izvršen je na osnovu parametara otpornosti tla prema važećim propisima, kao i na osnovu podataka dobijenih opitima statičke penetracije [4].

Na osnovu ukupnog opterećenja u polju usvojeno je da tlo ispod podne ploče prihvata 25%, izvedeni šipovi na stubnim mestima 3600 kN, a ostatak od oko 4500 kN prihvataju utisnuti šipovi u polju. Na osnovu ovoga dobija se da je u polju potrebno izvesti 7 utisnutih šipova čije su dozvoljene sile 650 kN. Ovo znači da se pri utiskivanju šipova treba postići ukupna sila (nosivost baze + nosivost omotača šipa) od 1000 kN. Šipovi su raspoređeni tako da se opterećenje od podne konstrukcije ravnomerno prenosi na njih, kao i da se oni nalaze u prostorima (stazama) između regala.

Izvođenjem kapitela prečnika 1.20 m, ispod podne ploče značajno se poboljšava oslanjanje ploče na šipove i smanjuje se mogućnost proboja šipa kroz podnu ploču.

U narednoj tabeli prikazani su rezultati zavisnosti izvršenih merenja sile utiskivanja od dubine utisikanja šipa. Sve dok je sila utiskivanja manja od raspoloživog balasta, utiskivanje se izvodi nanošenjem opterećenja na zaštitnu cev šipa. Nadalje, preko čepa posebno se utiskuje baza šipa, a posebno njen omotač. Na ovaj način postiže se željena sila utiskivanja šipa koja je veća od raspoloživog kontratereta.

Na sl. 4, prikazana je zavisnost veličine sile utiskivanja S_u od postignute dubine utiskivanja šipa L.

ŠIP BR 1

PODACI O ŠIPU:

DUŽINA ŠIPA : L= 17,40 m
DUBINA BUŠENJA Lb= 3,00 m
PREČNIK ŠIPA: Φ= 323,9 mm

z (m)	p (bar)	S (kN)
0,00		
0,50		
1,00		
1,50		
2,00		
2,50		
3,00	0	0
3,50	60	329,93
4,00	95	522,39
4,50	88	483,89
5,00	65	357,42
5,50	50	274,94
6,00	45	247,45
6,50	43	236,45
7,00	43	236,45
7,50	43	236,45
8,00	50	274,94
8,50	60	329,93
9,00	80	439,90
9,50	77	423,41
10,00	77	423,41
10,50	80	439,90
11,00	80	439,90
11,50	80	439,90
12,00	120	659,86
12,50	140	769,83
13,00	125	687,35
13,50	100	549,88
14,00	90	494,89
14,50	90	494,89
15,00	80	439,90
15,50	80	439,90
16,00	110	604,87
16,50	140	769,83
16,80		
17,10		
17,40		

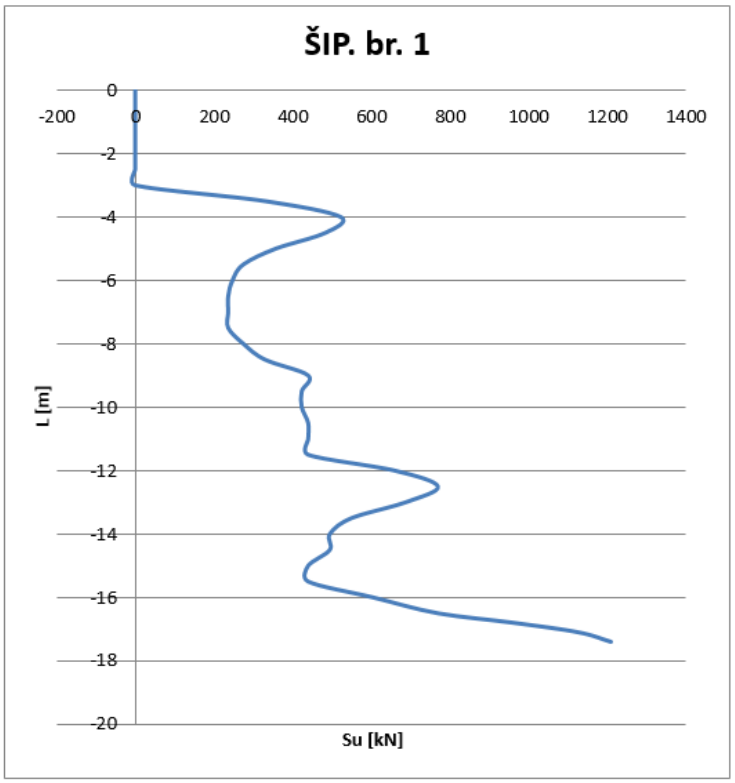
Površina cilindara:

Ac= 549,88 cm^2

SILA UTISKIVANJA JE :

S= p*Ac= 549.88*p/100 (kN)

p_B	p_O	Su
		0,00
		0,00
		0,00
		0,00
75	80	852,31
79	110	1039,27
85	135	1209,74



Slika 4 – Izveštaj o utiskivanju šipa br.1

3. SANACIJA TEMELJA OBJEKTA

3.1. OPŠTE

Fundiranje objekta izvedeno je tako da se temeljne stope na stubnim mestima oslanjaju na baterije šipova. Podna konstrukcija, kao što je predhodno rečeno, oslanja se direktno na tlo. Pored toga i temelji nekih stubova na ulaznom delu, kao i temelji međustubova na fasadi objekta fundirani su plitko. Sleganja na ovim stubnim mestima su velika, pa je i kod njih potrebno preduzeti odgovarajuće sanacione mere. Pri rešavanju problema fundiranja u konkretnom slučaju dominantna su vertikalna opterećenja od sopstvene težine objekta, kao i od korisnih opterećenja. Pošto su površinski slojevi tla male nosivosti, a velike deformabilnosti, skoro svi unutrašnji temelji fundirani su na ''Franki'' šipovima. Samo manji broj temelja na ulaznom delu i međustubovi fasade, fundirani su plitko, tako da se kod njih opterećenje na tlo prenosi direktno

preko temeljne spojnice. Kod ovih temelja došlo do prevelikih sleganja koja ugrožavaju konstrukciju objekta. Pri ovome misli se na temelje T7, T7*, temelje međustubova u fasadnom zidu, kao i temelje nosećeg stepenišnog zida.

U narednom delu daje se kratak opis predloženih varijantnih rešenja fundiranja objekta.

3.2. OPIS VARIJANTNIH REŠENJA OJAČANJA TEMELJA OBJEKTA

Fundiranje objekta, odnosno delova konstrukcije objekta moguće je izvesti na više različitih načina. U konketnim uslovima potrebno je proanalizirati moguća varijantna rešenja i na osnovu toga predložiiti najpovoljnije rešenje. U ovom projektu razmatrana su sledeća moguća varijantna ojačanja temelja koji su se značajno slegli:

1) Plitko fundiranje, povećanjem naležućih površina temeljnih stopa. Ovakvo rešenje je tehnički moguće, međutim uzimajući u obzir konstrukciju objekta, veličinu opterećenja i katakteristike tla ispod temelja, propračunom se dobija da su sleganja apsolutna i relativna velika i da se ona mogu povećavati u toku vremena. Zbog toga ovakvo rešenje ojačanja temelja nije prihvaćeno. Ovo je u saglasnosti i sa preporukama iz Geotehničkog elaborata [4].

2) Duboko fundiranje objekta na šipovima. Kao i u slučaju podne konstrukcije i ovde se može preći na duboko fundiranje na šipovima. Ovakva rešenja su tehnički ispravna, jer se šipovima ulazi u slojeve boljih karakteristika, pa su sleganja i deformacije temeljne konstrukcije znatno manja nego u slučaju plitkog fundiranja. S obzirom na sastav i osobine tla ispod temelja posebna pažnja treba se obratiti na pravilan izbor vrste šipova. U konketnim uslovima prednost treba dati šipovima koji se hidrauličkim presama utiskuju u tlo [5].

3) Pobojšanje tla injektiranjem ili metodom ’’jet grouting’’ su takođe moguća rešenja za ojačanje navedenih temelja. Međutim, u konkretnim uslovima, ovakvi radovi u zatvorenom prostoru nisu pogodni, a i sastav tla je takav da može doći do nekontrolisanog gubitka mase za injektiranje.

4. DETALJAN OPIS PREDLOŽENOG REŠENJA OJAČANJA TEMELJA

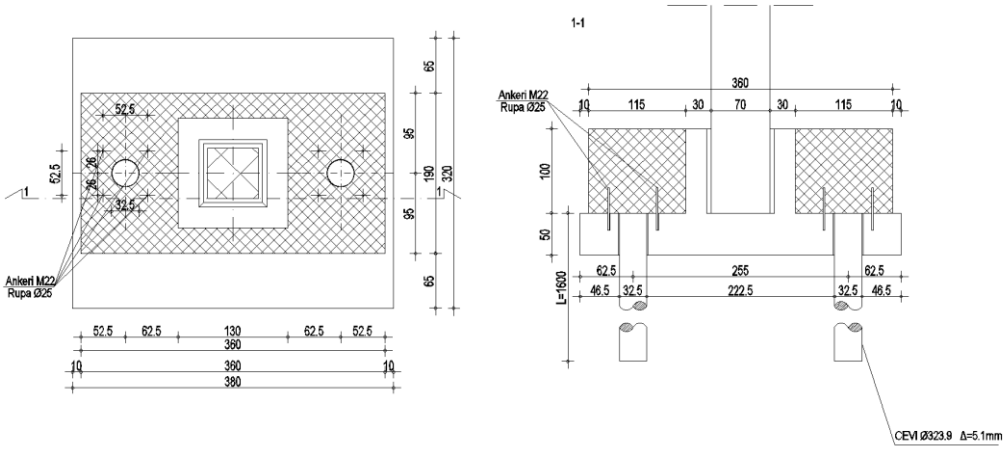
Kao što je predhodno rečeno, na osnovu izvršenih analiza varijantnih rešenja fundiranja, usvojeno je da se predloži da se ojačanje postojećih temelja izvede utiskivanjem spregnutih čelično-armiranobetonskih šipova.

4.1. OJAČANJE TEMELJA T7 I T7*

Na ulaznom delu objekta nalaze se temelji ispod međustubova objekta, tj. stubova koji nisu u osnovnom rasteru objekta. Za razliku od ostalih, ovi stubovi fundirani su plitko na temeljima samcima. Pošto je tlo u ovoj zoni objekta lošije nego na ostalom delu, došlo je do velikih sleganja ovih temelja. Izmereme veličine sleganja su između 5 i 10 cm. Ovakva sleganja nepovoljno utiču na konstrukciju objekta, kao i na njegovu funkciju, pa je potrebno izvršiti sanaciju temelja i sprečiti njihova dalja sleganja.

Kao što je predhodno rečeno i ovde je usvojeno da se ojačanje temelja izvodi primenom utisnutih šipova. U podnoj konstrukciji oko stuba isecaju se dva otvora dimenzija 1.00x1.20 m. Zatim se vrši iskop do gornje površine temeljne stope. Kroz temeljnu stopu buše se otvori Ø350

mm. Kod svakog otvora izvode se po 4 ankera koji se sidre u temeljnu stopu. Na ovaj način stvoreni su svi potrebni uslovi za utiskivanje spregnutih šipova do postizanja potrebne dubine, odnosno zahtevane nosivosti. Kao balast koriste se sopstvena težina stuba i temelja, kao i dodatni balast od betonskih blokova. U svakoj temeljnoj stopi izvode se po dva šipa. Pri utiskivanju šipova treba voditi računa da usled nesimetrije ne dođe do pojave momenta koji savija stub. Zbog toga je potrebno da se pri utiskivanju jednog šipa drugi šip poveže sa temeljnom stopom, odnosno da se izvodi spregnuto utiskivanje šipova. Kada se završi utiskivanje šipova, oko čašice temelja stuba, izvodi se betonski blok koji međusobno povezuje ove šipove. Zajedno sa ankerima i adhezijom starog i novog betona, formira se temeljni blok koji zajednički prihvata statičke uticaje u stopi od sila u šipovima i reaktivnog opterećenja od temeljne stope. Na kraju vrši se zatrpavanje iskopanog prostora i ponovno betoniranje podne ploče.

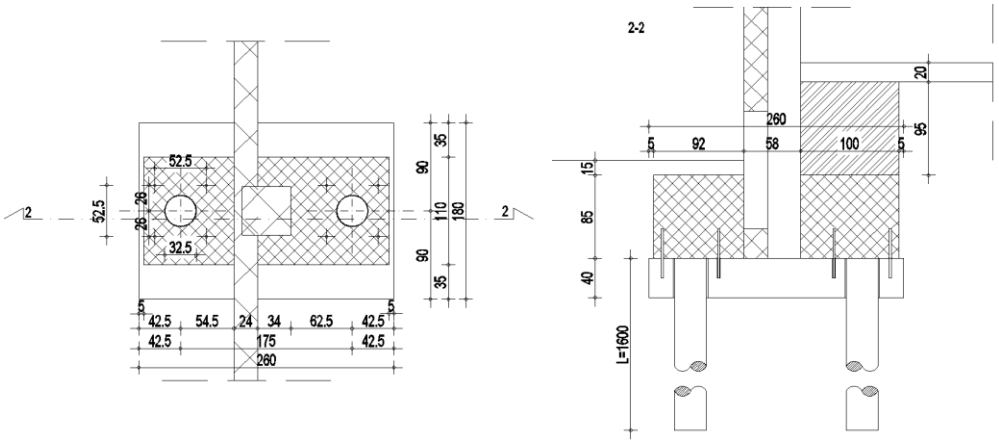


*Slika 4 – Temelji T7 I T7**

4.2. TEMELJI FASADNOG ZIDA ISPOD MEĐUSTUBOVA

Temelji fasadnih međustubova, takođe su plitko fundirani direktno na tlu. I kod ovih temelja na delu objekta gde je tlo lošije, došlo je do pojave prevelikih sleganja. Zbog toga je potrebno da se i kod ovih temelja uradi ojačanje, kako bi se sprečilo dodatno sleganje koje ugrožava fasadu objekta. Prema proceni dobijenoj na osnovu vizuelnog pregleda objekta, ovo ojačanje treba izvesti na 4 stubna mesta.

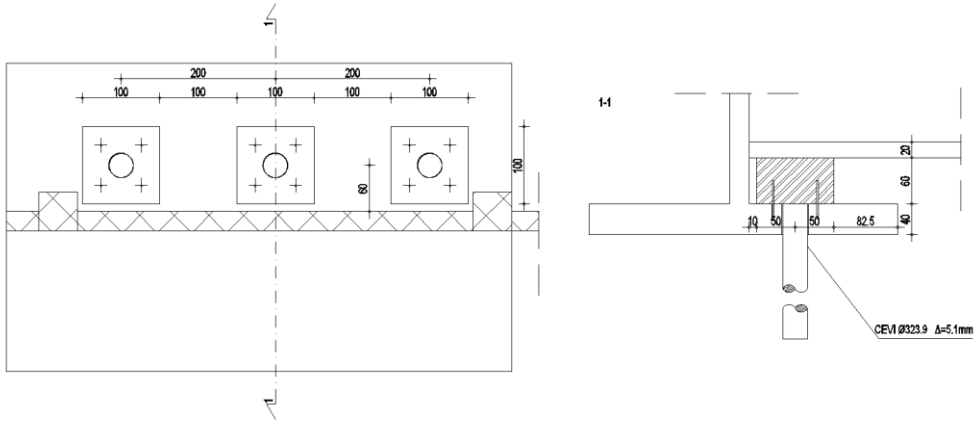
Kao i u predhodnom slučaju, i ovde je usvojeno da se ojačanje temelja izvodi utiskivanjem po dva šipa ispod svake temeljne stope. Radi prilaza ovde se iskop izvodi sa spoljne strane, a na drugu stranu stope prilazi se kroz otvore koji se isecaju kroz temeljnu gredu. Prvo se utiskuje spolji šip korišćenjem balasta. Unutrašnji šip se izvodi od kraćih segmenata (oko 1.00 m), a za njegovo utiskivanje se kao balast koristi sopstvena težina stuba i temelja, kao i predhodno izvedeni spoljašnji šip. Ovde su sile dosta manje, ali je potrebno da se sa šipovima uđe u sloj bolje nosivosti, a to znači da će i njihova dužina biti oko 16.00 m. Na kraju, kao i predhodno, oko čašice temelja formira se zajednički armiranobetonski blok koji omogućuje njihov zajednički rad.



Slika 5 – Temelji fasadnog zida

4.3. TEMELJ STEPENIŠNOG ZIDA

Stepenišni zid koji nosi trokrako stepenište takođe je fundiran plitko na temeljnoj ploči. Usled sleganja tla ispod ploče došlo je do neravnomernog sleganja ploče, a samim tim i do deformacija stepenišnog zida i samog stepeništa. I ovde se kao sanaciona mera predlaže izvođenje utisnutih šipova. Prema analizi, potrebno je utisnuti tri šipa prečnika Ø323 mm i dužina oko 16.00 m. Prvo se isecaju otvori u podnoj ploči, a zatim buše kružni otvori kroz stopu. Kroz ove otvore korišćenjem dopunskog pokretnog balasta, vrši se utiskivanje šipova u tlo. Na kraju se korišćenjem ankera sa gornje strane temeljne stope i dodatnih čeličnih elemenata vrši povezivanje stope i šipova. Iznad utisnutih šipova izvode se betonski blokovi, a iznad njih ponovo se izvodi podna ploča.



Slika 6 – Temelj stepenišnog zida

4.4. PRORAČUN OJAČANJA TEMELJA STUBOVA I STEPENIŠNOG ZIDA

Proračun potrebnog broja šipova ispod stubova urađen je na osnovu opterećenja koje je preuzeto iz osnovnog projekta [3], kao i na osnovu sračunate nosivosti šipova. Zbog potrebne simetričnosti ispod svakog stubnog mesta usvojeno je izvođenje po dva šipa. Usvojen je prečnik šipova Ø323 mm zbog njihove vitkosti, jer šipovi velikom dužinom prolaze kroz izuzetno loše slojeve tla. Da bi se izbeglo dodatno savijanje u temeljnim stopama, šipovi se međusobno povezuju armiranobetonskim blokovima. Armatura u ovim blokovima određena je tako da ona prihvata ukupno savijanje od sila u šipovima.

5. ZAKLJUČAK

Na osnovu predhodno iznetog, može se zaključiti da je kod svih elemenata konstrukcije objekta koji su fundirani plitko došlo do pojave velikih i neravnomernih sleganja koja ugrožavaju njegovu stabilnost i funkcionalnost. Podna ploča objekta ispod koje su izvedeni slojevi tucanika, usled velikog opterećenja pretrpela je značajne deformacije koje ugrožavaju normalno funkcijonisanje objekta. Nije redak slučaj u našoj praksi da se stubovi industrijskih i magacinskih objekata na lošem tlu fundiraju duboko na šipovima, a da se podna ploča oslanja na slojeve zbijenog ili zamenjenog tla. U ovakvim slučajevima često dolazi do problema usled deformacija podne ploče, pa su potrebne sanacione mere. Prema našim analizama pokazalo se da je tehnički ispravnije i ekonomski povoljnije ukoliko se podne ploče oslanjaju na sistem mikro šipova. Na ovaj način može se prihvatiti relativno veliko korisno opterećenje, a sleganja su prihvatljivo mala. Ovakvi šipovi se relativno lako i brzo izvode utiskivanjem u tlo. Na prethodno opisani način uspešno je sanirana podna konstrukcija, kao i temelji Distributivnog centra ''UNIVEREXPORT'' u Novom Sadu. Dosadašnja merenja pokazuju da na saniranom delu objekta nema dopunskih sleganja.

LITERATURA

[1] Miloš Lazović, Mirjana Vukićević: Konstitutivni modeli tla I deo, elastični modeli tla, Građevinsnski fakultet, Beograd 1997.

[2] Geodetski biro Kota: Elaborat praćenja sleganja objekta Opština Novi Sad, KO Novi Sad 3, parcela broj 243/90, Novi Sad, 2019.

[3] North Engineering d.o.o.: PZI- Distributivni centar UNIVEREXPORT 1. faza K.P. 243/90 KO Novi Sad III, Subotica, 2016.

[4] GT Inženjering d.o.o.: Geotehnički elaborat za potrebe izrade projekta novog Distributivnog centra UNIVEREXPORT sa pratećim internim saobraćajnicama u Novom Sadu, Beograd, 2015.

[5] Lazović Miloš, Lazović Marija, Radovanović Janko: Rešenje ojačanja temeljne konstrukcije poslovnog objekta Autocentar Stojanović u Beogradu, 15. Međunarodni kongres, Zlatibor, Društvo građevinskih konstruktera Srbije, Beograd, 6-8. septembar 2018., S-4 str.1-6. ISBN 978-86-6022-068-6.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-10 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Ksenija Tešić [1], *Snežana Marinković* [2], *Aleksandar Savić* [3]

UTICAJ ZAMENE CEMENTA KREČNJAČKIM FILEROM NA SVOJSTVA BETONA

Rezime:

U radu su prikazana eksperimentalna ispitivanja jedne vrste zelenih betona kod kojih je Portland cement zamenjen sa dve vrste krečnjačkog filera istog porekla i mineraloškog sastava, a različite finoće mliva. Projektovano je deset mešavina kod kojih je 0%, 15%, 30% i 45% (maseno) cementa zamenjeno filerom. Vodocementni faktor bio je konstantan (*w/c*=0.54), dok je vodopraškasti opadao sa povećanjem procenta zamene. Izbor granulometrijskog sastava čestica izvršen je pomoću Fankovog i Dingerovog, kao i pomoću Fulerovog modela. Rezultati su pokazali da je moguće povećanje čvrstoće betona pri pritisku uz smanjenje 45% cementa, ali da buduća istraživanja treba usmeriti ka poboljšanju obradljivosti.

Ključne reči: beton, cement, krečnjački filer, emisije CO_2

INFLUENCE OF CEMENT REPLACEMENT WITH LIMESTONE FILLER ON THE PROPERTIES OF CONCRETE

Summary:

This paper presents an experimental research of one type of green concrete in which Portland cement was replaced with two types of limestone filler of the same origin and mineralogical composition, but with a different fineness of particles. Ten concrete mixtures were designed in which 0%, 15%, 30% and 45% (by mass) of cement were replaced with filler. The water to cement ratio for each mixture was constant (*w/c*=0.54), and the water to powder ratio was decreasing with increasing cement replacement. Particle size distribution was selected using Funk and Dinger, as well as using Fuller's model. The results showed that it is possible to increase the compressive strength of concrete by reducing 45% of cement, but further research should be focused on improving the workability.

Key words: concrete, cement, limestone filler, CO_2 emission

[1]*Mast.inž.,građ., asistent, Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet, Zavod za materijale, Fra Andrije Kačića-Miošića 26, Zagreb, ktesic@grad.hr*
[2]*Dr, redovni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd, sneska@grf.bg.ac.rs*
[3]*Dr, docent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd, savic.alexandar@gmail.com.*

1. UVOD

Beton je najzastupljeniji konstruktivni materijal u građevinskoj industriji, sa neprekidnim rastom upotrebe u poslednjih 50 godina, za šta je zaslužna njegova relativno jednostavna proizvodnja i srazmerno niska cena. Tokom proizvodnje cementa, jedne od sastavnih komponenti betona, oslobađa se velika količina ugljen-dioksida (CO_2), gasa koji je najodgovorniji za negativan efekat staklene bašte. Procenjuje se da čak približno 7% ukupne emisije ugljen-dioksida u atmosferu potiče od proizvodnje cementa [1]. Smanjenje njegove količine tokom spravljanja betona ima pozitivne efekte na životnu sredinu. Ova činjenica dovodi do povećanog interesa za razvijanje strategija koje se bave delimičnom zamenom cementa. Cement može biti zamenjen nusproduktima drugih industrija, kao što su leteći pepeo i zgura [2], ili prirodnim sirovinama, kao što su razne vrste filera [3]. Fileri su sitne, inertne čestice, kod kojih svojstvo inertnosti onemogućava jednostavnu zamenu vezivne komponente betona filerom. Zbog toga, kod betona kod kojih je cement zamenjen filerom, neophodno je pravilnim izborom količine materijala i načinom projektovanja mešavina dobiti beton zadovoljavajućih fizičko-mehaničkih svojstava. Kod ovih betona moguće je dodavanjem filera povećati gustinu pakovanja čvrstih čestica (agregat, cement i filer), usled čega će doći do smanjenja šupljina između njih, a time i do smanjenja potrebne vode za popunjavanje preostalog dela šupljina [4,5]. S obzirom na to da je vodocementni faktor pokazatelj kvaliteta betona, na prethodno opisan način moguće je vodocementni faktor održavati konstantnim, i time obezbediti željeni kvalitet betona.

U ovom radu su prikazana eksperimentalna ispitivanja betona kod kojih je cement zamenjen krečnjačkim filerom (maseno) za 0%, 15%, 30% i 45%. Takođe, razmatran je i uticaj izbora granulometrijskog sastava agregata pomoću različitih metoda na svojstva betona. U svim mešavinama vodocementni faktor je bio konstantan, a vodopraškasti faktor je opadao sa povećanjem procenta zamene cementa.

2. IZBOR GRANULOMETRIJSKOG SASTAVA AGREGATA

Izbor granulometrijskog sastava agregata za beton predstavlja jedan od ključnih zadataka tehnologije betona. Uočeno je da se zadovoljavajuća svojstva svežeg i očvrslog betona mogu postići ukoliko se granulometrijski sastav agregata bira tako da odgovara određenim referentnim krivama [6]. One su uglavnom predstavljene kao kontinualne krive, a jedna od najzastupljenijih je Fulerova, data funkcijom:

$$Y(d) = \left(\frac{d}{d_{\max}} \right)^{0.5} \tag{1}$$

gde je:

$Y(d)$ procenat prolaza materijala kroz sito prečnika d,
d prečnik otvora sita,
d_{max} prečnik nominalno najkrupnijeg zrna agregata.

Fankov i Dingerov zakon raspodele predstavljen je modifikovanom Fulerovom krivom. Modifikacija se odnosi na uvođenje uticaja nominalno najsitnijeg zrna na raspodelu veličine čestica. Funkcija raspodele je:

$$Y(d) = \frac{d^q - d_{\min}^q}{d_{\max}^q - d_{\min}^q} \tag{2}$$

gde je:

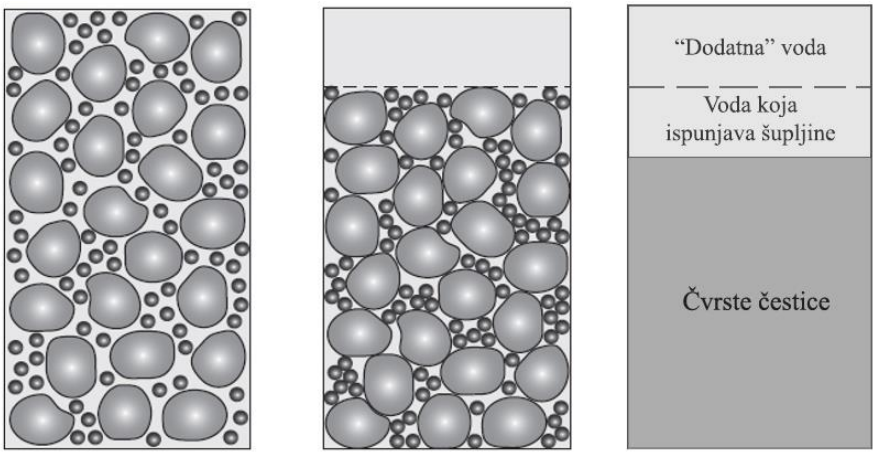
d_{min} prečnik nominalno najsitnijeg zrna čestice,

q eksponent distribucije.

Vrednost eksponenta q zavisi od željenih performansi betonske mešavine; $q<0.23$ se preporučuje za betone sa tečnijom konzistencijom (samozbijajući betoni), a vrednost $q>0.32$ za valjane betone [7]. Vrednost eksponenta $q=0.37\div0.4$ je preporučena vrednost za mešavine koje vode do optimalne vrednosti gustine pakovanja [8,9], gde gustina pakovanja predstavlja zapreminu čvrstih čestica u jedinici zapremine. Fankova i Dingerova kriva uz pomoć eksponenta distribucije q daje mogućnost uvođenja sitnih čestica (cement i filer) u proces optimizacije pakovanja čestica.

3. ZELENI BETONI SA NISKIM SADRŽAJEM CEMENTA I DODATKOM FILERA

Posmatrajući mešavinu sastavljenu od čvrstih čestica (agregat, cement i filer) i vode, Slika 1, uočava se da je u mešavini prvo neophodno popuniti sve šupljine između čestica, a zatim i obezbediti "dodatnu" vodu. "Dodatna" voda obavija čestice slojem vode i na taj način obezbeđuje obradljivost [5].



Slika 1 – Prikaz mešavine i njenih komponenti [4]

Kao što je već rečeno, fileri nemaju vezivna svojstva, i jednostavna zamena cementa filerom bi dovela do proporcionalnog pada čvrstoće betona. Moguć način da se taj pad nadomesti jeste

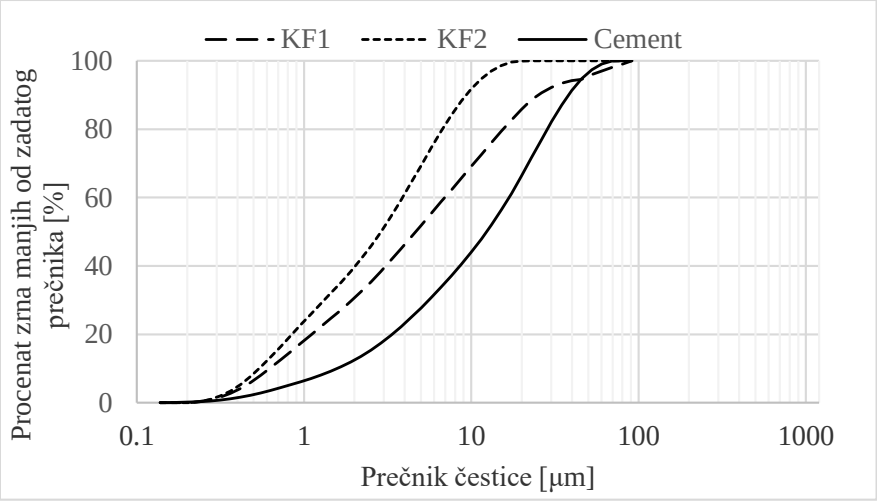
povećanjem gustine pakovanja dodavanjem filera koji je sitniji od čestica cementa uz istovremeno smanjenje vode. Ukoliko se gustina pakovanja poveća, sadržaj šupljina između čvrstih čestica je manji, pa je i voda neophodna za popunjavanje šupljina između čestica manja. Uz smanjenu količinu cementa, i smanjenu količinu vode, moguće je vodocementni faktor održavati konstantnim. Međutim, kod ovih betona, usled prisustva veoma finih čestica, filera, ukupna specifična površina zrna se povećava, i u tom slučaju neophodno je više „dodatne" vode za obezbeđivanje obradljivosti mešavine [4]. Zato, umesto povećanja količine vode za obezbeđivanje željene obradljivosti, vrši se dodavanje superplastifikatora, hemijskih dodataka koji vrše podmazivanje zrna obavijajući ih tankom opnom [6].

4. EKSPERIMENTALNA ISPITIVANJA

Za potrebe ispitivanja uticaja zamene cementa krečnjačkim filerom na svojstva betona, kao i uticaja izbora krive za odabir granulometrijskog sastava agregata, spravljene su betonske mešavine, nakon čega su sprovedena ispitivanja svežeg i očvrslog betona.

4.1. MATERIJALI

Korišćen je čist Portland cement *CEM I 42.5 R* i dve vrste krečnjačkog filera koje se razlikuju u finoći mliva, krupniji u oznaci *KF1,* i sitniji u oznaci *KF2*. Raspodela veličine čestica data je na Slici 2. Cement je krupniji od čestica filera; srednja veličina čestica cementa je $d_{50}=12.35\ \mu m$, krečnjačkog filera *KF1* $d_{50}=4.66\mu m$ i krečnjačkog filera *KF2* $d_{50}=2.89\mu m$.

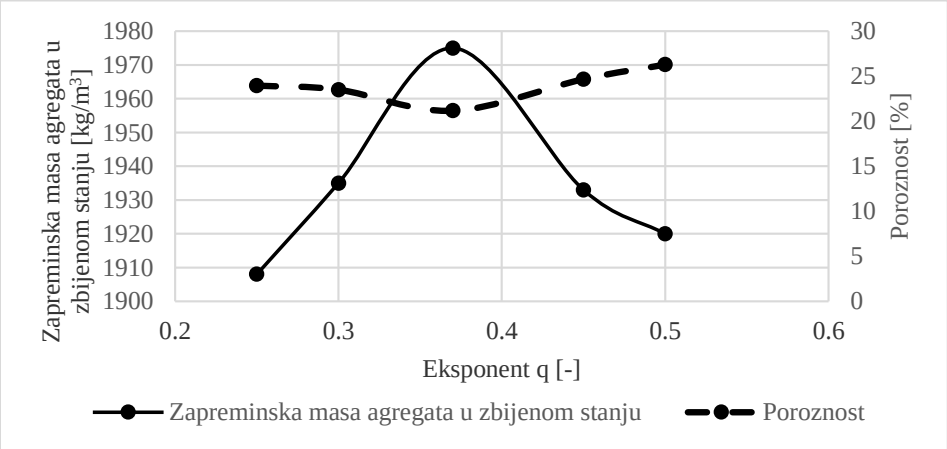


Slika 2 – Raspodela veličine čestica cementa i krečnjačkog filera

Takođe, korišćeni su prirodni rečni agregat, raspoređen u tri frakcije, I (0/4mm), II (4/8mm) i III (8/16mm), superplastifikator – hiperplastifikator najnovije generacije na bazi polikarboksilata (SP), i voda.

4.2. PROJEKTOVANJE SASTAVA MEŠAVINA

Eksperimentalna ispitivanja sprovedena su na ukupno deset mešavina koje su prikazane u Tabeli 1. Mešavine su podeljene u dva dela, prvi u kom je optimizacija granulometrijskog sastava cementa i agregata referentne mešavine izvršena prema Fankovoj i Dingerovoj krivoj, i drugi u kom je optimizacija granulometrijskog sastava agregata izvršena pomoću Fulerove krive. Ova dva dela su uvedena radi posmatranja uticaja optimizacije agregata različitim modelima, a procenti učešća različitih frakcija dati su u Tabeli 2. Za potrebe sagledavanja uticaja eksponenta distribucije *q* Fankove i Dingerove krive, spovedeno je ispitivanje zapreminske mase agregata u zbijenom stanju za nekoliko mešavina sa različitim učešćima frakcija, gde svakoj mešavini odgovara jedan eksponent distribucije. Rezultati su dati na Slici 3.



Slika 3 – Zapreminska masa agregata u zbijenom stanju i poroznost za različite koeficijente distribucije Fankove i Dingerove krive

Tabela 1 – Sastav mešavina

		CEM I 42.5 [kg/m³]	**KF1** [kg/m³]	**KF2** [kg/m³]	**I (0/4)** [kg/m³]	**II (4/8)** [kg/m³]	**III (8/16)** [kg/m³]	**Voda** [kg/m³]	**w/p** [-]	**SP** [kg/m³]
Fank i Dinger	B-REF	330	-	-	963	387	500	178	0.54	1.16
	BK-15-1	280	50	-	963	387	500	151	0.46	1.32
	BK-15-2	280	-	50	963	387	500	151	0.46	1.32
	BK-30-1	230	100	-	963	387	500	124	0.38	6.6
	BK-30-2	230	-	100	963	387	500	124	0.38	6.93
	BK-45-1	180	150	-	963	387	500	97	0.29	10.73
	BK-45-2	180	-	150	963	387	500	97	0.29	11.55
Fuler	B-REF-F	330	-	-	738	646	461	178	0.54	1.16
	BK-15-1-F	280	50	-	738	646	461	151	0.46	1.32
	BK-30-1-F	230	100	-	738	646	461	124	0.38	6.6

Tabela 2 – Učešće različitih frakcija agregata u mešavinama

	Učešće frakcije [%]	
	Fank i Dinger	Fuler
I (0/4)	52	40
II (4/8)	21	35
III (8/16)	27	25

Iz priloženog se uočava da je najveća zapreminska masa agregata u zbijenom stanju ona koja odgovara vrednosti eksponenta $q=0.37$, što ukazuje na najbolju „upakovanost“ ove mešavine. Zbog toga, ova vrednost eksponenta je korišćena prilikom optimizacije granulometrijskog sastava čestica koristeći Fankovu i Dingerovu krivu.

U prvom delu je, zatim, cement zamenjen krečnjačkim filerom maseno za 15%, 30% i 45%. Tokom svakog koraka zamene, prvo je korišćen krupniji krečnjački filer, a zatim sitniji. U drugom delu cement je zamenjen samo krupnijim filerom i to maseno za 15% i 30%. Sa smanjenjem cementa smanjena je i količina vode tako da vodocementni faktor (w/c) zadržava konstantnu vrednost od 0.54. Sa povećanjem zamene cementa vodopraškasti faktor (w/p) opada, gde praškastu komponentu mešavine podrazumevaju cement i filer. Količina superplastifikatora u mešavini određena je tako da mešavini bude obezbeđena dovoljna ugradljivost.

4.3. METODE ISPITIVANJA

Nakon spravljanja betonskih mešavina, izvršeno je ispitivanje konzistencije betona metodom sleganja prema standardu [10]. Zatim su napravljeni uzorci kocke dimenzija 10 cm, koji su uklonjeni iz kalupa nakon jednog dana, nakon čega su stavljeni u vodu temperature 20±3°C do ispitivanja čvrstoće betona pri pritisku. Ovo svojstvo betona ispitano je pri starosti uzoraka od 7 i 28 dana prema standardu [11].

5. REZULTATI

5.1. KONZISTENCIJA BETONA

Rezultati ispitivanja konzistencije betona dati su u Tabeli 3. Uočava se da obradljivost mešavina opada sa povećanjem procenta zamene cementa. Ova pojava je očekivana jer vodopraškasti faktor (koji se može posmatrati kao pokazatelj konzistencije) opada sa povećanjem procenta zamene cementa. Takođe, i ako je maseno količina praškaste komponente svake mešavine konstantna, specifična površina zrna praškaste komponente raste sa povećanjem zamene cementa. U tom slučaju, voda potrebna da obavije sva zrna i na taj način obezbedi “tečenje” mešavine se povećava, a to dodatno ugrožava obradljivost.

Tabela 3 – Rezultati ispitivanja konzistencije

		Mera konzistencije Δh [mm]
Fank i Dinger	B-REF	60
	BK-15-1	25
	BK-15-2	25
	BK-30-1	-
	BK-30-2	-
	BK-45-1	0
	BK-45-2	-
Fuler	B-REF-F	80
	BK-15-1-F	40
	BK-30-1-F	-

Međutim, kod većih procenata zamene cementa (30% i 45%), usled, pretpostavlja se, nedostatka cementne paste, javio se nepravilan oblik sleganja prilikom ispitivanja konzistencije, standardom okarakterisan kao neprihvatljiv i nemerljiv oblik sleganja. Uzročnik ove pojave najverovatnije je nedostatak vezivne komponente koja obezbeđuje kohezivnost i plastičnost sveže betonske mase. Primer takvog sleganja prikazan je na Slici 4.

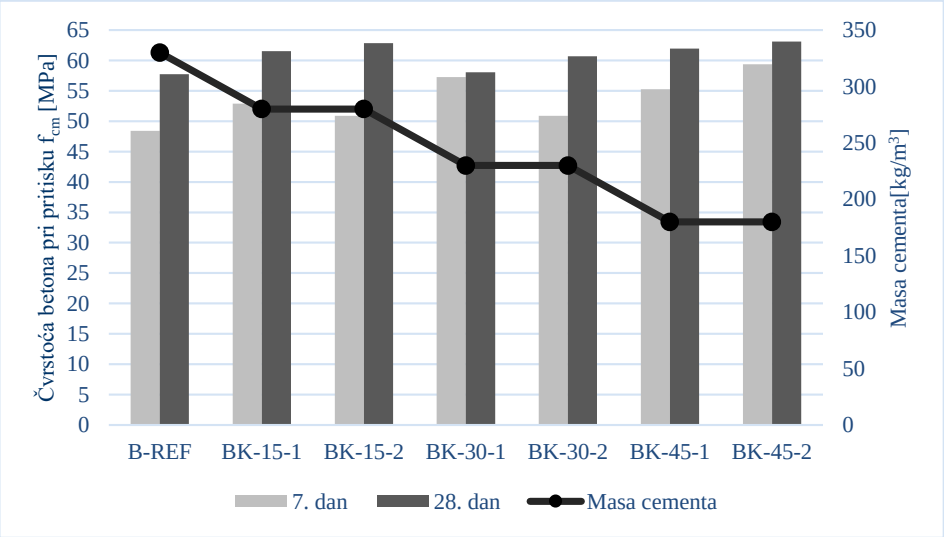
a) b)

Slika 4 – Ispitivanje konzistencije metodom sleganja a) BK-30-1 i b) BK-45-2

Ukoliko se uporede rezultati dobijeni kod mešavina gde je izbor granulometrijskog sastava odabran prema dve različite krive, uočava se da mešavine kod kojih je primenjen Fulerov model imaju poboljšanu obradljivost. Posmatrajući učešća različitih frakcija agregata koje su date u Tabeli 2, zaključuje se da je usled većeg učešća prve frakcije kod Fankovog i Dingerovog modela neophodna veća količina vode za obezbeđivanje ciljane obradljivosti usled veće specifične površine zrna. Smatra se da je ova činjenica zaslužna za poboljšanu obradljivost kod mešavina koje imaju Fulerov zakon distribucije zrna za odabir granulometrijskog sastava.

5.2. ČVRSTOĆA BETONA PRI PRITISKU

Rezultati ispitivanja čvrstoće betona pri pritisku na uzorcima kocke dimenzije 10 cm starosti 7 i 28 dana gde je optimizacija vršena pomoću Fankove i Dingerove krive, data je na Slici 5.

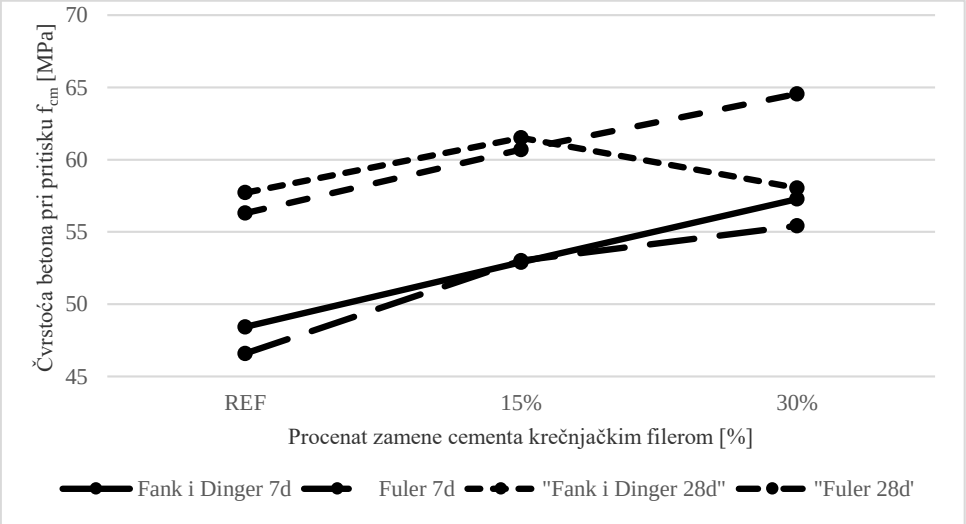


Slika 5 – Čvrstoća betona pri pritisku pri starosti od 7 i 28 dana

Iako su sve mešavine imale isti vodocementi faktor, uočeno je da čvrstoće dostižu veće vrednosti kod betona koje imaju u svom sastavu krečnjački filer. Najveće povećanje čvrstoće je zabeleženo kod najvećeg procenta zamene cementa (45%) sitnijim filerom i ovo povećanje iznosi 22,5% pri starosti od 7 i 9,4% pri starosti od 28 dana. Sve mešavine imale su čvrstoće veće od betonske mešavine bez filera, i posmatrano sa aspekta čvrstoće betona pri pritisku kao osnovnog pokazatelja kvaliteta betona, cement je uspešno zamenjen krečnjačkim filerom.

Uporedni prikaz čvrstoće betona pri pritisku pri starosti od 7 i 28 dana kod mešavina kod kojih je odabir učešća različitih frakcija vršen pomoću dva različita modela, dat je na Slici 6.

Kao što se vidi, izbor granulometrijskog sastava ima uticaja na čvrstoću betona pri pritisku; bolja upakovanost kod mešavina kod kojih je izvršena optimizacija čvrstih čestica prema Fankovom i Dingerovom modelu uglavnom je doprinela povećanju čvrstoće betona. Najveće povećanje je kod referentnih mešavina i iznosi 3,9%. Međutim, sprovedena ispitivanja pokazuju da to povećanje nije značajno, a u nekim slučajevima je čak i izostalo. Ovo dovodi do zaključka da uvođenje sitnih čestica (cement i filer) u kontinualne krive prilikom odabira granulometrijskog sastava (Fankov i Dingerov model) komplikuje postupak odabira uz neznatan doprinos u poboljšanju čvrstoće pri pritisku upoređujući sa Fulerovom krivom.



Slika 6 – Uporedni prikaz čvrstoće betona pri pritisku pri starosti od 7 i 28 dana kod mešavina kod kojih je izbor granulometrijskog sastava odabran prema dve različite krive

6. ZAKLJUČCI

Glavni cilj ovog eksperimentalnog istraživanja bilo je ispitivanje mogućnosti zamene cementa finim praškastim materijalom, filerom, uz istovremeno očuvanje osnovnih svojstava betona koja omogućavaju konkurentnost tradicionalnim betonima i na taj način obezbeđuju mogućnost primene ove vrste betona u elementima armiranobetonskih konstrukcija. To bi dovelo do efikasne redukcije količine cementa u odnosu na tradicionalni beton, a time i njegovog štetnog uticaja na životnu sredinu.

Iz sopstvenih eksperimentalnih ispitivanja zaključeno je da je moguće zameniti i do 45% cementa krečnjačkim filerom velike finoće uz očuvanje, i čak povećanje čvrstoće pri pritisku. Međutim, koncept betona kod kojih je cement zamenjen filerom, zahteva određeno smanjenje količine vode, gde uz smanjene količine cementa, ugrožava konzistenciju, kohezivnost, ugradljivost i obradljivost mešavina. Takođe, zaključeno je da kod ovih betona, superplastifikator doprinosi poboljšanju ovih svojstava, ali nedovoljno da bi ovakvi betoni bili apsolutno konkurentni tradicionalnim betonima. Narušena obradljivost se delimično može nadomestiti boljim izborom granulometrijskog sastava agregata. Zaključeno je da vrednost eksponenta *q=0.37* distribucije Fankove i Dingerove krive vodi do optimalne upakovanosti, i da to ima doprinosa u povećanju čvrstoće betona pri pritisku, ali ne velikog u poređenju sa lakše primenljivom Fulerovom krivom. S obzirom na to da se izborom Fulerove krive dobija bolja obradljivost betonske mešavine kod manjih procenata zamene cementa, preporuka je korišćenje ove, široko upotrebljive metode za odabir granulometrijskog sastava agregata.

Da bi ova vrsta betona bila konkurentna betonu sa uobičajenim količinama cementa za proizvodnju elemenata u armiranobetonskim konstrukcijama, neophodno je dalja istraživanja usmeriti ka poboljšanju tehnoloških svojstava ovih betona.

LITERATURA

[1] IPCC Working group III of the International Panel on climate change: Special Report on Carbon Dioxide Capture and Storage, Cambridge, United Kingdom and New York: Cambridge University Press, 2005

[2] Dragaš J.: Ultimate capacity of high volume fly ash reinforced concrete beams, PhD Thesis, University of Belgrade, 2018.

[3] Scrivener K. L., John V. M., Gartner E. M.: Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO2 cement-based materials industry, Cement and Concrete Research, 114 (2), 2018, 2-26.

[4] Fennis S. A. A. M.: Design of Ecological Concrete by Particle Packing Optimization, PhD Thesis, Tehnical University of Delft, 2010.

[5] Vogt C.: Ultrafine particles in concrete - Influence of ultrafine particles on concrete properties and application to concrete mix design, KTH Royal Institute of Technology, 2010.

[6] Muravljov M.: Građevinski materijali, Građevinska knjiga, Beograd, 2002.

[7] Kumar S. V., Santhanam M.: Particle packing theories and their application in mixture proportioning: A review, Indian Concrete Journal, 77 (9), 2003, 1324-1331.

[8] Müller H. S., Haist M., Vogel M.: Assessment of the sustainability potential of concrete and concrete structures considering their environmental impact, performance and lifetime, Construction and Building Materials, 67, 2014, 321-337.

[9] Yousuf S., Sanchez L. F. M., Shammeh S. A.: The use of particle packing models (PPMs) to design structural low cement concrete as an alternative for construction industry, Journal of Building Engineering, 25, 2019

[10] SRPS EN 12350-2:2019 Ispitivanje svežeg betona - Deo 2: Ispitivanje sleganja, Institut za standardizaciju Srbije, 2019.

[11] SRPS EN 12390-3:2019 Ispitivanje očvrslog betona – Deo 3: Čvrstoća betona pri pritisku uzoraka za ispitivanje, Institut za standardizaciju Srbije, 2019.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-11 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Luka Stanojević[1], Miroslav Ćirović[2], Aleksandar Radević[3]

KARAKTERISTIKE BETONA SA DELIMIČNOM ZAMENOM PRIRODNOG AGREGATA STRUGANIM ASFALTOM

Rezime:

Predmet ovog istraživanja bila je procena mogućnosti upotrebe struganog asfalta (RAP) u betonima namenjenim za krute kolovozne konstrukcije. Izuzev kontrolne mešavine spravljene sa prirodnim agregatom, eksperimentalna ispitivanja su obuhvatila i ispitivanja četiri betonske mešavine sa delimičnom zamenom prirodnog agregata recikliranim (RAP-om) u količinama od: 25% i 50% (za sitan i krupan agregat 0/22.4 mm); 50% (za sitan agregat 0/4 mm); 50% (za krupan agregat 4/22.4 mm). Sprovedena ispitivanja su pokazala da dodatak RAP-a dovodi do pada čvrstoće pri pritisku u granicama od 27% do 47% i srazmerno niže vrednosti modula elastičnosti i otpornosti na habanje. Dodatak RAP-a nije imao negativan efekat na trajnost betona.

Ključne reči: betonska mešavina, reciklirani agregat, strugani asfalt, RAP

PROPERTIES OF CONCRETE WITH PARTIAL REPLACEMENT OF NATURAL AGGREGATE WITH RECLAIMED ASPHALT PAVEMENT

Summary:

The subject of this research was to assess the possibility of using reclaimed asphalt pavement (RAP) in concretes made for rigid pavements. Except control concrete, that was made with natural aggregate, the experimental tests also included tests of four concrete mixtures with partial replacement of natural aggregate with recycled (RAP) in quantities of: 25% and 50% (for fine and coarse aggregate 0/22.4 mm); 50% (for fine aggregate 0/4 mm); 50% (for coarse aggregate 4/22.4 mm). Performed tests have shown that addition of RAP leads to a decrease in compressive strength, in the range of 27% to 47% and relatively lower value of the modulus of elasticity and abrasion resistance. The addition of RAP did not have negative effect on the concrete durability.

Key words: concrete mixture, recycled aggregate, reclaimed asphalt pavement, RAP

---

[1] *Master of Science in Civil Engineering*
[2] *Bachelor in Civil Engineering*
[3] *Assistant professor, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, aradevic@grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

Asfalt je material, koji se najviše koristi za izgradnju puteva, kako u svetu, tako i u Srbiji Više od 90% puteva u Evropi je izgrađeno od asfalta, u SAD ova vrednost iznosi preko 92% [1]. Vremenom putevi bivaju oštećeni, nakon čega se vrši njihova rehabilitacija, pri čemu nastaju velike količine građevinskog otpada. Procenat građevinskog otpada u Evropi 2018. godine, iznosio je 36% [2], dok je u Srbiji za 2018. godinu iznosio samo 550.436 t [3]. S obzirom na to, da u Srbiji ne postoji zakonska regulativa, koja bliže određuje način postupanja sa ovom vrstom otpada postoji realna mogućnost da je količina otpada znatno veće.

Strugani asfalt (RAP), kao jedna vrsta građevinskog otpada, u SAD se iskoristi u količini od 99% [4]. U Japanu se 99% ovog otpada iskoristi za izradu novih kolovoza [5], dok se u Danskoj i Švedskoj iskoristi 100% proizvedenog RAP-a [4]. Količina ovog materijala u Evropi 2012. godine iznosila je 49.600.000 t, od kojih je 65% iskorišćeno u proizvodnji asfalta (vrući postupak) [6]. Iste godine, u Francuskoj količina RAP-a je iznosila 6.500.000 t, od čega je iskorišćeno 61,9% za proizvodnju asfalta vrućim postupkom, dok je ostatak iskorišćen za izradu nasipa, tampona i proizvodnju asfalta hladnim postupkom [6]. U Nemačkoj i Holandiji je taj procenat iznosio 80% [6]. U Srbiji ne postoje podaci o količini iskorišćenog RAP-a.

Količina betona, koja se u svetu proizvede na godišnjem nivou iznosi preko 20 milijardi tona [7], što znači, da je za tu količinu potrebno oko 15 milijardi tona agregata. Zamenom prirodnog agregata recikliranim bi se smanjila količina otpada, zagađenje životne sredine, ali i ekploatacija prirodnog agregata, a potencijalno i cena betona.

Cilj ovog rada je istraživanje uticaja zamene prirodnog agregata struganim asfaltom, u različitim procentima, na fizičko-mehaničke karakteristike betona. Predmetne betonske mešavine su projektovane za krute kolovozne konstrukcije. U svim mešavinama količina cementa i vodocementni faktor su bili ujednačeni, kao i količina upotrebljenog hemijskog dodatka.

Pre projektovanja sastava betonskih mešavina, izvršeno je ispitivanje komponentalnih materijala, kao i poređenje osobina prirodnog i recikliranog agregata. Na osnovu pregleda literature, utvrđeno je da RAP, u zavisnosti od sadržaja bitumena i granulacije, manje ili više utiče na svojstva svežeg i očvrslog betona. Iz tog razloga, spravljene su mešavine sa zamenom sitnog i krupnog prirodnog agregata (0/22.4 mm) u količinama od 50% i 25%, kao i mešavine sa zamenom samo sitnog (0/4 mm), odnosno samo krupnog prirodnog agregata (4/22.4 mm), recikliranim agregatom.

2. MATERIJALI I METODOLOGIJA

2.1 MATERIJALI

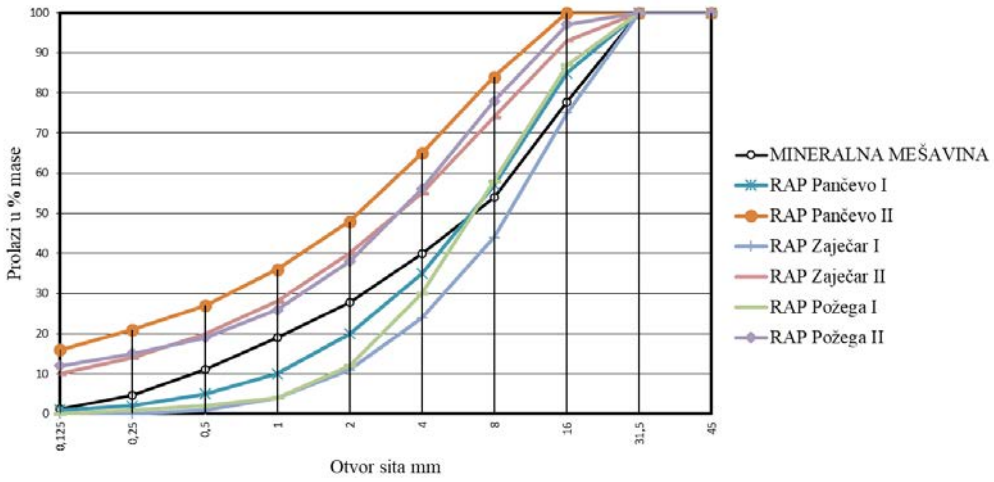
2.1.1 Agregat

Za izradu betonske mešavine korišćeni su rečni (0/4 mm) i drobljeni agregat (4/32 mm). Rečni agregat je uzorkovan na separaciji, na Zapadnoj Moravi. Drobljeni agregat je krečnjačkog

porekla. Frakcije 4/8 mm i 8/16 mm su uzorkovane na kamenolomu "Sušica", u Čačku, dok je frakcija 16/32 mm poreklom sa kamenoloma "Kovilovača" iz Despotovca.

Strugani asfalt (RAP) je ispitan sa tri različite lokacije. Ispitani su uzorci RAP-a sa deponija materijala na asfaltnim bazama Strabag u Pančevu (RAP_PA) i Zaječaru (RAP_ZA), kao i sa deponije materijala u Požezi (RAP_PŽ). Za RAP sa deponija iz Pančeva i Zaječara nisu postojali podaci o kojoj vrsti uklonjenog materijala se radi, odnosno da li se sastoji od jedne ili više različitih vrsta asfalta. Strugani asfalt na deponiji u Požezi je dobijen od asfaltne mešavine BNS 22sA.

Na prirodnom i recikliranom agregatu sprovedena su ispitivanja granulometrijskog sastava (prema SRPS EN 933-1), stvarne zapreminske mase (prema SRPS ISO 6783), upijanja vode (prema SRPS ISO 7033) i sadržaja vode (prema SRPS EN 1097-5). Dodatno na recikliranom agregatu je određen i sadržaj bitumena (prema SRPS EN 12697-1) i granulometrijski sastav mineralne mešavine (prema SRPS EN 12697-2).



Slika 1 – Dijagram granulometrijskog sastava mineralne mešavine kontrolnog betona i RAP-a

Tabela 1 – Karakteristike prirodnog i recikliranog agregata

Vrsta agregata	*Prirodni agregat*				*RAP_PA*	*RAP_ZA*	*RAP_PŽ*
frakcija (mm)	*0/4*	*4/8*	*8/16*	*16/32*	*0/32*	*0/32*	*0/22*
γ_{stv} (kg/m^3)	*2621*	*2712*	*2697*	*2615*	*2346*	*2365*	*2440*
upijanje vode u (%)	*2,37*	*0,8*	*0,3*	*0,7*	*3,56*	*3,03*	*1,89*
sadržaj vode w (%)	*5,8*	*0,4*	*0,1*	*0,2*	*1,6*	*0,1*	*0,6*
sadržaj bitumena S (%)	-	-	-	-	*6,2*	*4,7*	*4,2*

Zapreminska masa RAP-a je manja u odnosu na zapreminsku masu prirodnog agregata, što je posledica prisustva bitumena na površini zrna, koji ima zapreminsku masu približno 1030

kg/m^3. Upijanje RAP-a je veće u odnosu na prirodni agregat. Razlog za to može biti velika aglomeracija, odnosno grupisanje manjih zrna u veća, čime dolazi do pojave šupljina i međuprostora, u koje ulazi voda. Uticaj aglomeracije se jasno uočava poređenjem prolaza na pojednim sitima, pre (I) i nakon tretmana RAP-a u asfaltanalizatoru (II) (videti sliku 1).

Što se tiče struganog asfalta sa lokacije – Pančevo, u pitanju je asfalt beton i kao takav nije pogodan za upotrebu u sastavljanju betonske mešavine. Prilikom prosejavanja RAP-a sa lokacije – Zaječar, utvrđeno je da pored drobljenog, u ovoj mešavini postoji i rečni agregat, kao i veći sadržaj bitumena u odnosu na RAP_PŽ. S obzirom na sve navedeno, RAP_PŽ je izabran kao komponenti materijal, koji će se koristiti za delimičnu zamenu prirodnog agregata. Uzorkovani RAP nije dodatno tretiran, već je izvršeno njegovo prosejavanje na situ 22.4 mm, a zatim i sušenje na temperaturi do 50 ^{0}C.

Slika 2 – Sušenje i homogenizacija RAP-a – lokacija Požega

2.1.2 Cement

Za izradu svih betonskih mešavina, korišćen je čist portland cement: CEM I 42,5 R CRH Popovac. Na cementu su u skladu sa SRPS EN 196-3 sprovedena sledeća ispitivanja: određivanje standardne konzistencije, vremena vezivanja i stalnosti zapremine.

Tabela 2 – Karakteristike cementa

Parametar	*Vreme početka vezivanja (min)*	*Vreme kraja vezivanja (min)*	*Ekspanzija (mm)*
Izmereno	*150*	*195*	*1.0*
*Zahtevano**	*≥60*	-	*≤10*

*Prema SRPS EN 197-1

2.1.3 Voda i aditivi

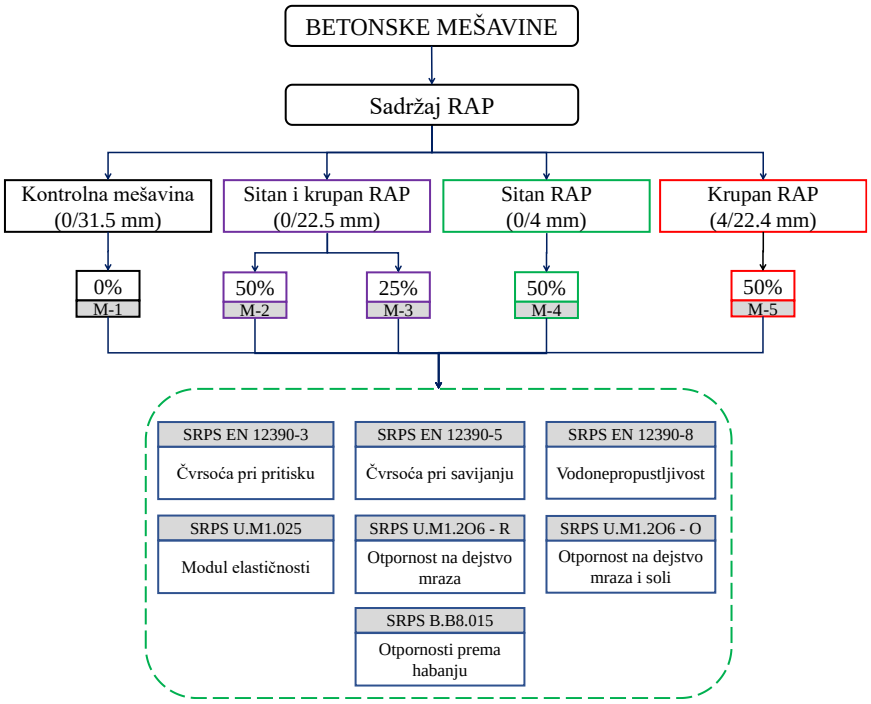
Za spravljanje svih betonskih mešavina korišćena je voda iz gradskog vodovoda.

Za spravljanje svih betonskih mešavina korišćen je Adingov superplastifikator *SUPERFLUID 21M* namenjen proizvodnji betona za transport, kod kojih je potrebno dugotrajno održavanje konzistencije i reoloških osobina svežeg betona.

2.2 METODOLOGIJA

U okviru predmetnih istraživanja izvršena su ispitivanja fizičko-mehaničkih karakteristika betonskih mešavina sa različitim sadržajem RAP-a i dobijeni rezultati su upoređeni sa karakteristikama kontrolne mešavine napravljene sa prirodnim agregatom.

Maksimalna količina RAP-a u betonskim mešavinama je ograničena na 50% zbog zabrinutosti da bi njegove slabije mehaničke karakteristike uticale na karakteristike mešavine. Osim količine upotrebljenog RAP-a, na karakteristike betonskih mešavina veoma bitan uticaj ima i krupnoća upotrebljenog RAP-a. Zbog toga su, osim kontrolne mešavine, formirane još četiri mešavine sa RAP-om. Na slici 3 je prikazan sastav agregata za svih pet mešavina, kao i plan eksperimentalnih ispitivanja koja su sprovedena na betonskim mešavinama u očvrslom stanju.



Slika 3 – Matrica ispitivanja betonskih mešavina

Na predmetnim betonskim mešavinama su sprovedena i sledeća ispitivanja betona u svežem stanju: određivanje konzistencije – ispitivanje sleganja (prema SRPS EN 12350-2), sadržaja vazduha – metoda pomoću pritiska (prema SRPS EN 12350-7), zapreminske mase (prema SRPS EN 12350-6) i merenje temperature (prema SRPS U.M1.032).

U svim mešavinama je postojala težnja, da se održi isti vodocementni faktor (0.4), kako bi jedini uticaj na karakteristike betona imao strugani asfalt. Ukupna količina vode je bila promenljiva, zbog različitog upijanja, ali je cilj bio da efektivna količina vode u svim mešavinama bude ista. Količina vode je kontrolisana pomoću sleganja svežeg betona, iako i to nije najbolji pokazatelj, s obzirom da je svaka mešavina imala različit granulometrijski sastav. Vrednost vodocementnog faktora za ovih pet mešavina je varirala između 0.399 i 0.418. Sastav svih pet betonskih mešavina dat je u tabeli 3.

Tabela 3 – Učešće komponenti u betonskim mešavinama

Mešavina	*M-1*	*M-2*	*M-3*	*M-4*	*M-5*
m_c *(kg/m^3)*	*395*	*394*	*395*	*398*	*394*
m_a *(kg/m^3)*	*1837*	*877*	*1348*	*1473*	*1230*
m_{RAP} *(kg/m^3)*	-	*876*	*449*	*345*	*552*
m_v *(kg/m^3)*	*185*	*191*	*186*	*181*	*192*
m_{ad} *(kg/m^3)*	*1,98*	*1,97*	*1,98*	*1,99*	*1,97*
ω	*0,415*	*0,417*	*0,408*	*0,399*	*0,418*

Prilikom spravljanja betonskih mešavina sa RAP-om, isti je doziran zajedno sa prirodnim agregatom. Vreme umešavanja komponenti, sa postepenim dodavanjem vode, trajalo je od tri do pet minuta. Prilikom umešavanja materijala, primećeno je da vreme umešavanja u velikoj meri utiče na potrebnu količinu vode. Razlog za to može biti kidanje zrna RAP-a na manje komade.

3. REZULTATI I DISKUSIJA

3.1 KARAKTERISTIKE SVEŽEG BETONA

Rezultati ispitivanja betonskih mešavina u svežem stanju dati su u tabeli 4. Kod mešavina sa dodatkom RAP-a izmerene su nešto niže vrednosti sleganja u poređenju sa kontrolnom mešavinom. Razlog za lošiju ugradljivost i obradljivost betona može biti u granulometrijskom sastavu RAP-a. Na osnovu prolaza na sitima, može se videti u kojoj meri je RAP siromašan sadržajem sitnih zrna, koja su od značaja za pomenute karakteristike betona. Pored granulometrijskog sastava, sadržaja sitnih čestica, površina zrna agregata u velikoj meri utiče na obradljivost svežeg betona [8]. To je bilo naročito izraženo kod mešavina M-2 i M-4 kod kojih je rečna frakcija 0/4 mm zamenjena dosta krupnijim RAP-om iste granulacije. Prisustvo bitumena i krupnijih zrna RAP-a je uticalo i na smanjenje kohezivnosti betona (videti sliku 4). Ipak, treba imati u vidu da odstupanja u pogledu konzistencije nisu značjna i da svih pet mešavina pripada istoj klasi konzistencije S3.

Vrednost zapreminske mase svežeg betona opada dodavanjem RAP-a, što je posledica prisustva bitumena, koji ima znatno nižu zapreminsku masu od prirodnog agregata. Na sadržaj vazduha i temperaturu svežeg betona, RAP nije imao uticaj.

Tabela 4 – Rezultati ispitivanja svežeg betona

Mešavina	*Δh (mm)*	*$V_š$ (%)*	*$\gamma_{b,sv}$ (kg/m^3)*	*T (°C)*
M-1	*120*	*2,5*	*2420*	*22,0*
M-2	*110*	*2,6*	*2340*	*21,0*
M-3	*120*	*2,5*	*2380*	*21,5*
M-4	*100*	*2,4*	*2399*	*22,0*
M-5	*110*	*2,7*	*2370*	*22,0*

Mešavina M-2

Mešavina M-1

Slika 4 – Uticaj RAP-a na kohezivnost betonske mešavine

3.2 KARAKTERISTIKE OČVRSLOG BETONA

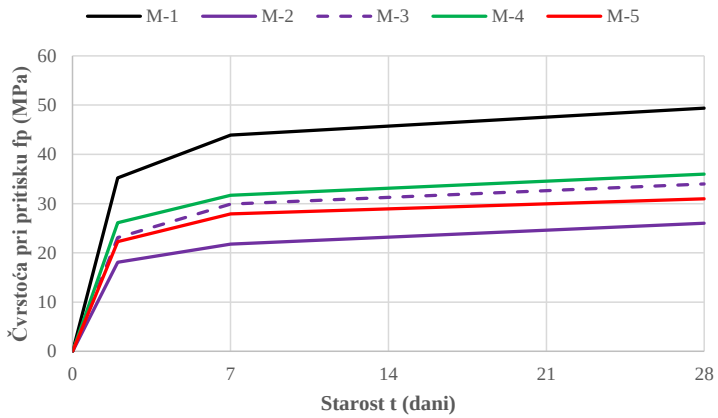
3.2.1 Čvrstoća pri pritisku

Ispitivanje čvrstoće pri pritisku vršeno je prema standardu SRPS EN 12390-3, na betonskim kockama ivice 15 cm, pri starostima od 2, 7 i 28 dana. Dobijeni rezultati ispitivanja prikazani su na slici 5.

U poređenju sa kontrolnom mešavinom (M-1), pri starosti od 28 dana, na ostalim mešavinama su zabeleženi sledeći padovi čvrstoće: 47% (M-2), 31% (M-3), 27% (M-4) i 37% (M-5). Na ovakve rezultate uticale su kako količina, tako i krupnoća upotrebljenih zrna. Naime, kontrolna mešavina sadrži 38% zrna krupnoće 0/4 mm, pa je kod mešavine M-4 ukupna količina RAP-a svega 0.38×0.5=19%, za razliku od mešavina M-2 i M-3, gde je količina RAP-a 25%, odnosno 50%. U slučaju mešavine M-5 ukupna količina krupnog RAP-a je 0.62×0.5=31%. Kada se na to doda, da je nosilac čvrstoće betona - zrna krupnoće 16/31.5 mm, zamenjen zrnima krupnoće 16/22.4 mm, pri čemu se tu nalaze zrna dobijena spajanjem manjih, gradacija je očekivana.

Dodatno pad čvrstoće pri pritisku se može objasniti i time, što je RAP obavijen slojem bitumena, koji je neuporedivo mekši materijal, u odnosu na agregat. Upitna je i sama veza između RAP-a, odnosno bitumena, i cementnog kamena. Strugani asfalt, koji se u dobroj meri sastoji od više manjih zrna spojenih u jedno, sadrži i nešto zarobljenog vazduha. Uz to su na komadima RAP-a zalepljeni i fini peskovi, uz koje pri kontaktu sa cementnom pastom nastaju šupljine [9], pa kontaktna zona definitivno postaje slabo mesto u strukturi betona. Prilikom

izlaganju uzoraka opterećenju, nesumnjivo je da će doći do loma baš u tim zonama, jer se čvrstoća cementnog kamena i prirodnog agregata ne može meriti sa čvrstoćom bitumenskog maltera.



Slika 5 – Čvrsoća pri pritisku

3.2.2 Čvrstoća pri savijanju i modul elastičnosti

U tabeli 5 date su izmerene vrednosti čvrstoće pri savijanju, modula elastičnosti i zapreminske mase u očvrslom stanju. Kao i kod čvrstoće pri pritisku, sa povećanjem sadržaja RAP-a opadaju i čvrstoća pri savijanju i statički modul elastičnosti, s tim što su vrednosti redukcija čvrstoće pri savijanju, niže u poređenju sa čvrstoćom pri pritisku. Ovo je u najvećoj meri posledica velike duktilnosti bitumena. Pad statičkog modula elastičnosti je u jako dobroj korelaciji sa padom čvrstoće pri pritisku.

U tabeli su osim izmerenih vrednosti (E) prikazane i računske vrednosti modula ($E_{rač}$), dobijene na osnovu formule (1) [10]. Zapaža se da u slučaju kontrolne mešavine, postoji mala razlika izmedju izmerene i računske vrednosti modula elastičnosti, dok u slučaju mešavina sa RAP-om postoji veliko odstupanje ovih vrednosti, što ukazuje na to da se predmetna zavisnost ne može koristiti kod betonskih mešavina sa RAP-om.

$$E = 9{,}25 \cdot \sqrt[3]{(fc + 10)} \qquad (1)$$

Tabela 5 – Čvrstoća pri savijanju, statički modul elastičnosti i zapreminska masa

Mešavina	f_{zs} *(MPa)*	*E (GPa)*	$E_{rač}$ *(GPa)*	γ_b *(kg/m^3)*
M-1	*6,3*	*37,5*	*36,0*	*2410*
M-2	*4,5*	*20,0*	*30,5*	*2338*
M-3	*5,6*	*27,5*	*32,5*	*2378*
M-4	*5,9*	*31,0*	*33,0*	*2400*
M-5	*5,2*	*23,0*	*32,0*	*2366*

3.2.3 Trajnost betona

Sa aspekta trajnosti betona ispitani su otpornost betona na dejstvo mraza, otpornost na dejstvo mraza i soli, otpornost na habanje i vodonepropustljivost.

Ispitivanjem otpornosti na dejstvo mraza, za najjaču klasu M-200, ni na jednoj mešavini nije zabeležen pad čvrstoće. To znači da dodatak upotreba RAP-a u betonima nema štetan uticaj sa aspekta otpornosti na dejstvo mraza. Ovo je posledica kako prisustva bitumena, kao izuzetno duktilnog materijala tako i sadržaja vazduha u svežem betonu, koji je bio nepromenljiv.

Što se tiče otpornosti na dejstvo mraza i soli, ne može se sa sigurnošću izvesti zaključak o uticaju RAP-a na ovu karakteristiku. Prilikom ispiranja uzoraka, uočeno je kako komadi RAP-a izlagani dejstvu mraza i rastvora soli ostaju neoštećeni. Razlog nepostojanja jasne zavisnosti između količine upotrebljenog RAP-a i otpornosti betona na dejstvo mraza i soli može biti zbog nehomogenosti RAP-a i slabijih karakteristika kontaktne zone RAP-cementna matrica.

Prilikom ispitivanja vodonepropustljivosti betona, izveden je zaključak, da nema značajnog uticaja RAP-a na ponašanje betona izloženog visokom pritisku vode. Naime, bitumen je sam po sebi vodonepropustljiv. Imajući u vidu i da se vodocementni faktor svih mešavina kretao u veoma uskim granicama, za očekivati je da se dobiju betoni sa ujednačenim prodorima vode.

Ispitivanja su pokazala da beton sa sadržajem RAP-a ima manju otpornost na habanje, nego kontrolni beton, što je i očekivano s obzirom na pad čvrstoće pri pritisku. I pored toga sve mešavine su zadovoljile klasu otpornosti na habanje XM2.

Tabela 6 – Rezultati ispitivanja trajnosti betona

Mešavina	*EKV (%)*	*Δm (mg/mm^2)*	*Δh (mm)*	*HBW (cm^3/50cm^2)*
M-1	*109*	*0,305*	*18*	*12,6*
M-2	*102*	*0,278*	*20*	*16,5*
M-3	*107*	*0,366*	*20*	*12,7*
M-4	*107*	*0,248*	*18*	*14,0*
M-5	*101*	*0,463*	*21*	*13,6*
Zahtevano	*$\leq 75^*$*	*$\leq 0,3^*$*	*$\leq 30^*$*	*$\leq 17^*$*

*prema SRPS U.M1.206 za klase M-200, MS-S1, V-II i XM2, respektivno.

4. ZAKLJUČAK

Eksperimentalna ispitivanja prikazana u ovom radu obuhvatila su ispitivanja četiri betonske mešavine sa delimičnom zamenom (25% i 50%) sitnog i krupnog prirodnog agregata RAP-om. Sledeći zaključci se mogu izvesti:

- Mešavine sa dodatkom RAP-a imaju malo kruću konzistenciju u poređenju sa kontrolnom.
- Sa povećanjem sadržaja RAP-a opadaju čvrstoća pri pritisku, čvrstoća pri zatezanju i modul elastičnosti. Ipak zbog svoje duktilnosti, kod čvrstoće pri savijanju zabeležena je manja redukcija čvrstoće u poređenju sa kontrolnom mešavinom.

- Sa aspekta trajnosti betona dodatak RAP-a nije imao štetan efekat ni na jedan od ispitivanih parametara.

Uzimajući u obzir izuzetnu trajnost, manju redukciju čvrstoće pri savijanju, kao i činjenicu da smanjenjem modula elastičnosti, nešto fleksibilnija konstrukcija, izaziva pojavu manjih naprezanja, čime se kompenzuje manja čvrstoća pri savijanju, jasno je da je primena betona sa RAP-om za izradu krutih kolovoznih konstrukcija moguća. Ovome dodatno ide u prilog i pozitivan efekat upotrebe RAP-a sa ekološkog aspekta, kao i veća žilavost betona sa dodatkom RAP-a [11].

LITERATURA

[1] EAPA 2009, Production, Use, Propertis, and Occupational Exposure Reduction Tehnologies and Trends, dostupno na https://eapa.org/wp-content/uploads/2018/07/global_perspective.pdf

[2] Eurostat, Waste generation 2016, dostupno na: https://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php/Waste_statistics#Total_waste_generation

[3] Republički zavod za statisktiku, Stvoreni i tretirani otpad, 2018, dostupno na: https://publikacije.stat.gov.rs/G2019/Pdf/G20191171.pdf

[4] Carpenter, A.C.; Gardner, K.H. Use of industrial by-products in urban roadway infrastructure, 2009

[5] West, R.; Coupland, A. High RAP asphalt pavements: Japan practice-lessons learned, NAPA 2015

[6] Thomas J. Kazmierowski, Robert B. McGennis, Harold Paul Application of Reclaimed Asphalt Pavement and Recycled Asphalt Shingles in Hot-Mix Asphalt, доступно на: http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/circulars/ec188.pdf

[7] WBCSD, "The Cement Sustainability Initiative," World Business Council for Sustainable Development, 2009, dostupno na: http://www.wbcsdcement.org/pdf/CSIRecyclingConcrete-FullReport.pdf.

[8] Mihailo Muravljov, "Osnovi teorije i tehnologije betona", Beograd 2000, str.76. i 77.

[9] Anol Mukhopadhyay and Xijun Shi, VALIDATION OF RAP AND/OR RAS IN HYDRAULIC CEMENT CONCRETE: TECHNICAL REPORT, 2017

[10] Pravilnik o tehničkim normativima za beton i armirani beton, 1987

[11] Baoshan Huang, Guoqiang Li, Xiang Shu, Laboratory investigation of portland cement concrete containing recycled asphalt pavements, 2005

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-12 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Stefan Mitrović[1], Dragana Popović[2], Miroslav Tepavčević[3], Dimitrije Zakić[4]

FIZIČKO-MEHANIČKA SVOJSTVA BETONA VISOKIH ČVRSTOĆA OJAČANIH ČELIČNIM VLAKNIMA (UHPSFRC)

Rezime:

Tema rada su betoni ultra visokih čvrstoća sa dodatkom čeličnih vlakana, u stručnoj literaturi poznati kao „Ultra-High Perfomance Steel Fibre Reinforced Concrete“ (UHPSFRC). U prvom delu rada prikazan je kratak istorijat razvoja i primene UHPSFRC betona. Drugi deo rada predstavlja eksperimentalni deo istraživanja sa prikazom rezultata sprovedenih testova fizičko-mehaničkih svojstava. Na kraju je dat zaključak na osnovu analize rezultata ispitivanja, kao i ocena mogućnosti primene ovog kompozitnog materijala u našim uslovima.

Ključne reči: fizičko-mehanička svojstva, cement, betoni ultra visokih čvrstoća, čelična vlakna

PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF ULTRA HIGH PERFORMANCE STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE

Summary:

The subject of this paper is ultra high strength concrete made with addition of steel fibers, also known as „Ultra-High Perfomance Steel Fibre Reinforced Concrete“ (UHPSFRC). In the first part of the paper, short history of development and application of UHPSFRC concrete is presented. The second part deals with the experimental investigation, presenting the results of material characterization obtained from physical-mechanical tests. Finally, the conclusions are drawn based on the analysis of the test results, together with the assessment of possible applications of this composite material in practical engineering.

Keywords: physical-mechanical properties, cement, ultra high strength concrete, steel fibres

[1] *Asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. kralja Aleksandra 73, smitrovic@imk.grf.bg.ac.rs*
[2] *Student master studija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. kralja Aleksandra 73, dragaanaaa.popovic@gmail.com*
[3] *Dipl. ing. građ., DNEC, Abu Dhabi, UAE, miroslav@dnec.com*
[4] *Dr, V. prof, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. kralja Aleksandra 73, dimmy@imk.grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

Tehnološki napredak na polju građevinskih materijala rezultovao je ubrzanim razvojem u pogledu poboljšanja karakteristika i proširenja namene betona. Mnoga istraživanja i ankete su pokazale da beton ima vodeću ulogu pri izradi različitih konstrukcija, bilo u osnovnoj formi ili u kombinaciji sa drugim materijalima, pri čemu se ističu armirani beton i prethodno napregnuti beton.

Najveći napredak u pogledu razvoja fizičko-mehaničkih svojstava dostignut je kroz mikroarmirane betone visokih čvrstoća ili u stručnoj literaturi poznati pod oznakom UHPSFRC. UHPSFRC predstavlja novu klasu betona razvijenu u nekoliko poslednjih decenija kroz mnogobrojna istraživanja, analize, probna ispitivanja i potvrđenu primenu u praksi.

Ovaj beton se odlikuje čvrstoćom pri pritisku u rasponu 125-180 MPa, čvrstoćom pri savijanju 20-30 MPa kao i povećanom otpornošću na delovanje agresivne sredine, što omogućava duži vek trajanja i veću održivost konstrukcija i različitih infrastrukturnih objekata.

Istraživanja i eksperimentalna ispitivanja UHPSFRC su počela krajem 80-tih godina prošloga veka, a značajnija ispitivanja počinju od 2000. godine sa razvojem i pojavom novih komponentnih materijala za ovu vrstu betona.

Razni autori u svojim radovima su za bitan aspekt po pitanju ovih betona uzeli količinu cementa i mikrosilike u mešavini. Kao cement se koristi u većini slučajeva čist portland cement (CEM I) klase 42,5 ili 52,5 (po mogućstvu sa ubrzanim priraštajem čvrstoće, tj. sa oznakom R). Rossi[5] i Yu i ostali [6] su u svojim istraživanjima za ispitivanje osobina i ponašanja UHPSFRC koristili oko 1000 kg/m^3 cementa. Kako je ovo značajna količina cementa koja za cilj ima da se dobiju što bolje mehaničke osobine, ali zato kao posledicu ima težu ugradnju i lošije reološke karakteristike, mnogi autori su u svojim radovima koristili razne dodatke poput zgure i mikrosilike kako bi zamenili deo cementa u mešavini. S tim u vezi, autori poput El-Dieb [14] su koristili oko 900 kg/m^3 cementa i 135 kg/m^3 mikrosilike, Tayeh i ostali [1] 770 kg/m^3 cementa i 200 kg/m^3 mikrosilike. Autori N. Cauberg, J. Piérard i O. Remy [3] su koristili oko 833 kg/m^3 cementa i 167 kg/m^3 mikrosilike. Komercijalni UHPSFRC betoni kao što su „Ductal“ i „Dura“ u svom sastavu imaju 712 i 911 kg/m^3 cementa, respektivno [4].

Pojedini istraživači poput Yang-a [9] su pokušali da prirodnim peskom iz lokalnih nalazišta u izvesnoj meri zamene skupi kvarcni pesak koji je osnovna komponenta pri proizvodnji UHPSFRC. Pokazalo se da zamenom kvarcnog peska dobijaju slabiji rezultati po pitanju mehaničkih karakteristika kompozita.

Sa razvojem tehnologije proizvodnje i primene materijala značajno je porasla praktična upotreba UHPSFRC. Imajući u vidu da su navedene mehaničke karakteristike značajno poboljšane, kao i ugradljivost u elemente konstrukcije, UHPSFRC se nametnuo kao materijal za višestruku primenu kako za višespratne konstrukcije, tako i za mostove, a takođe i za elemente konstrukcija izloženih dejstvu morske vode poput marina, gasnih i naftnih platformi, pri čemu veliku ulogu ima i pri rekonstrukciji i sanaciji oštećenja postojećih konstrukcija.

Povećana upotreba UHPSFRC zahteva potporu u vidu odgovarajućih standarda za proračun konstrukcija koji su još uvek u fazi izrade. Određene zemlje poput Francuske, Nemačke i Japana su donele tehničke propise kojima se detaljnije utvrđuju zahtevi koje UHPSFRC mora zadovoljiti da bi se koristio u izgradnji.

2. OPŠTE O UHPSFRC BETONU

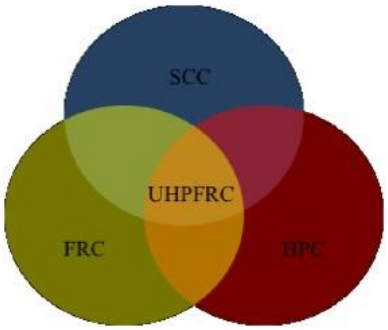
2.1 DEFINICIJA UHPSFRC BETONA

Betoni visokih čvrstoća sa dodatkom čeličnih vlakana u literaturi poznati kao „Ultra-High Perfomance Steel Fibre Reinforced Concrete“ (UHPSFRC) predstavljaju po nekim autorima najveće dostignuće u razvoju betona visokih čvrstoća, koji su u literaturi poznati kao „High Perfomance Concrete“ (HPC).

Po definiciji UHPSFRC betoni predstavljaju kombinaciju tri posebne vrste betona, pri čemu ovaj kompozit poseduje sve ključne osobine sva tri pojedinačna materijala:

- SCC beton- samozbijajući ili samougrađujući beton,
- FRC beton- mikroarmirani beton sa dodatkom čeličnih vlakana,
- HPC beton- beton visoke čvrstoće pri pritisku.

Upotrebom odgovarajućih materijala u propisanoj razmeri i pravilnim postupkom mešanja možemo dobiti cementni kompozit takav da ima osobine sva tri prethodno pomenuta materijala.



Slika 1 – Definicija UHPSFRC betona (preuzeto iz [4])

2.2 OSOBINE UHPSFRC BETONA

Povoljne osobine UHPSFRC betona se ogledaju kroz sledeće:

- Poboljšane mehaničke karakteristike betona u pogledu nosivosti pri pritisku koja uz dodatak čeličnih vlakana može dostići i vrednosti preko 150 MPa, takođe čvrstoće pri savijanju od 25 MPa,
- Značajno veća trajnost i otpornost na agresivno delovanje sredine što se odnosi na povećanu otpornost po pitanju karbonatizacije i penetracije hlorida, zatim na povećanu otpornost na habanje, kao i na različite vrste udara i eksplozija,
- Sa dodatkom čeličnih vlakana stvaramo mogućnost izostanka klasične armature, što za posledicu ima jednostavniju i bržu izgradnju konstrukcije,
- Upotrebom čeličnih vlakana dobijamo veću duktilnost (žilavosti) betona što je naročito značajno u seizmički aktivnim područjima,
- Uspešno se može koristiti u različite svrhe kako pri izradi novih konstrukcija tako i pri rekonstrukciji, sanaciji i ojačanju postojećih i oštećenih konstrukcija, a takođe i za

izradu elemenata različitih oblika poprečnog preseka što je omogućeno dobrom ugradljivošću bez mnogo vibriranja,
- Može se koristiti i za izradu različitih vrsta prethodno napregnutih konstrukcija bilo u fabričkim pogonima (prednaprezanje na „stazi“), ili direktno na mestu izgradnje.

Negativne karakteristike UHPSFRC betona su sledeće:
- Velika količina cementa koja se koristi za spravljanje mešavine, što utiče na zagađenje životne sredine, jer poznato je da proizvodnja cementa predstavlja jedan od najvećih emitera CO_2 u atmosferu [15],
- Nedostatak propisa i standarda za dimenzionisanje i izvođenje konstrukcija od UHPSFRC betona,
- Veći početni troškovi ulaganja koji se odnose na nabavku potrebnih materijala i opreme za spravljanje i ugradnju ovoga betona,
- Nedostatak obučene radne snage za spravljenje ovoga materijala i ugradnju betona u oplatu elemenata.

Na osnovu ove rekapitulacije može se videti da betoni visokih performansi („Ultra-High Perfomance Concrete“ - UHPC), bilo sa dodatkom ili bez čeličnih vlakana, imaju dosta povoljnih osobina, što predstavlja dobru polaznu tačku za dalja istraživanja kako bi se navedeni nedostaci otklonili. Određeni napredak je već viđen. Mnogi autori su u svojim istraživanjima smanjili količinu cementa koristeći različite dodatke tzv. „filere“ kao i optimalno pakovanje zrna po modelu Andersen & Andersen, čime su zadržane povećane mehaničke karakteristike uz smanjenu količinu cementa. Mnoge zemlje poput Francuske, Sjedinjenih Američkih Država, Malezije, Nemačke, Japana i drugih su ušle u proces izrade tehničke legislative, gde su u pomenutim zemljama na snazi tzv. "model kodovi“ koji su preteča propisa i standarda.

2.3 PRIMENA UHPSFRC BETONA

UHPSFRC je našao široku primenu u savremenom konstrukterstvu za izradu različitih infrastrukturnih i drugih objekata. Velika primena je prisutna u oblasti sanacija i rekonstrukcija oštećenih objekata, kao i kod ojačanja postojećih konstrukcija, zatim u postizanju da konstrukcija bude sposobna da apsorbuje energiju zemljotresa tako da ne doživi kolaps ili oštećenja koja mogu ugroziti njenu funkcionalnost. Sa čeličnim vlaknima kao mikroarmaturom se vrši adekvatno i efikasno utezanje preseka bez postavljanja dodatne armature i uz manje dimenzije preseka. U Sjedinjenim Američkim Državama UHP beton sa dodatkom čeličnih vlakana se uspešno koristi i za izradu šipova pri temeljenju objekata.

U zgradarstvu se primena ogleda prvenstveno u izradi konstruktivnih elemenata u pogledu ostvarivanja većih mehaničkih zahteva, ali i prilikom izrade fasada, krovova, zaštitnih i akustičnih panela i elemenata koji su značajno izloženi agresivnom delovanju sredine. Primeri konstrukcija gde je korišćen UHP beton u navedene svrhe su: „MuCEM Museum“ u Marselju izgrađen 2013. godine gde su stubovi i fasada izvedeni od ovoga betona sa dodatkom čeličnih vlakana, kao i „The Shawnessy Light Rail Transit (LRT) Station“ izgrađena tokom jeseni 2003. i zime 2004. godine. Na konkretnom objektu UHP beton korišćen je za izradu ploče nadstrašnice, grednih nosača i stubova.

Značajna primena UHP betona tokom poslednjih nekoliko godina uočena je u mostogradnji, bilo za izgradnju ili rekonstrukciju i ojačanje postojećih konstrukcija. Prva primena UHP betona je zabeležena krajem 80-ih godina prošloga veka od strane Inženjerske jedinice vojske

Sjedinjenih Američkih Država. Prvi objekat ikada napravljen od UHP betona je pešački most „Sherbrooke Pedestrian Overpass, Quebec“ u Kanadi izveden 1997. godine raspona od 60 m što ujedno predstavlja i prvu konstrukciju napravljenu od ovog betona na teritoriji Kanade. Primeri pešačkih mostovskih konstrukcija od UHP betona: „The Peace Bridge in Seoul“, lučni pešački most u Južnoj Koreji izgrađen 2004. godine raspona 120 m korisćenjem komercijalnog UHP beton „Ductal“, zatim „Sakata Mirai“ pešački most u Japanu sandučastog poprečnog preseka, raspona 50 m, koji je izveden 2002. godine takođe od komercijalnog UHP beton „Ductal“. Od drumskih mostova istakli su se: „Bourg-lès-Valence” drumski most u istoimenom mestu u Francuskoj izgrađen 2005. godine i „Mars Hill Bridge“ u Sjedinjenim Američkim Državama izgrađen 2006. godine što predstavlja prvi most od UHP betona izgrađen u ovoj zemlji.

Do sada je uočena mnogostruka primena u raznim zemljama poput: Sjedinjenih Američkih Država, Kanade, Nemačke, Francuske, Italije, Holandije, Kine, Malezije, Južne Koreje, Australije, Novog Zelanda...

Slika 2 – Konstrukcija „MuCEM Museum“ i „The Peace Bridge in Seoul“

3. EKSPERIMENTALNO ISPITIVANJE

3.1 POSTAVKA EKSPERIMENTA I PROGRAM ISPITIVANJA

Ispitivanja su obuhvatala određivanje zapreminske mase, čvrstoće pri pritisku, čvrstoće pri savijanju i pull-off test. Uzorci korišćeni pri ispitivanju su kocke dimenzija 10x10x10 cm, prizme 4x4x16 cm i ploče dimenzija 10x10x5 cm. Starost uzoraka pri kojima su određivane pomenute fizičko-mehaničke karakteritike su 1, 3 i 28 dana. Treba napomenuti da su uzorci spravljani sa različitim procentom čeličnih vlakana (0, 1 i 2%) i sa različitim vrstama cementa (klasa 42,5R i

52,5R) koji su dobijeni od dva lokalna proizvođača. Na ovaj način definisano je za potrebe ispitivanja šest različitih mešavina koje su označene slovnim oznakama A, B, C, D, E i F što je prikazano u tabeli 2.

3.2 USVOJENA RECEPTURA I IZRADA MEŠAVINA

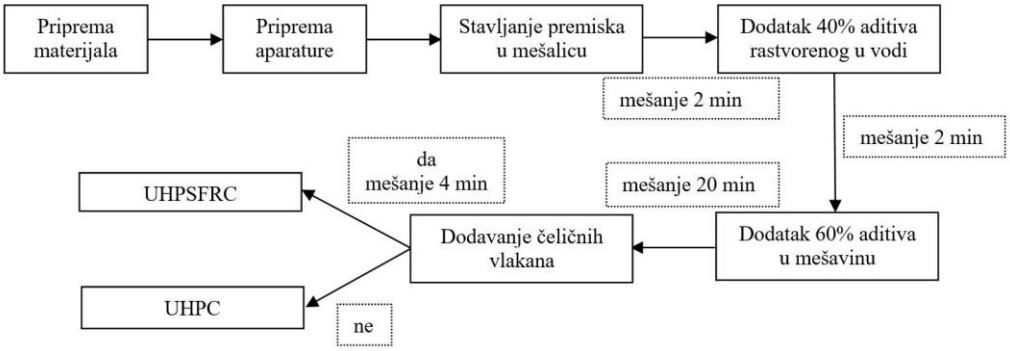
U nastavku teksta tabelarno će biti dat spisak materijala sa njihovim količinama koji su korišćeni za izradu mešavine. Šematski su prikazani koraci u izradi mešavine koristeći navedene materijale na slici 3. Treba napomenuti da je postojalo više mešavina u zavisnosti od primenjene količine čeličnih vlakana i vrste cementa. Takođe, zarad lakše izrade mešavine, u proizvodnom pogonu su pomešani zajedno cement, kvarcni pesak i silikatna prašina u vidu „premiksa“, pri čemu se za izradu jedne mešavine koristila vreća „premiksa“ od 20 kg. Sve mešavine su spravljane po istoj recepturi koja je prikazana u tabeli 1.

Tabela 1 – Korišćeni materijali i količine u izradi mešavina

Materijal	***Vrsta***	***Proizvođač***	***Zapreminska masa (kg/m^3)***	***Količina (kg)***
Cement	CEM I 42,5 (52,5) R	Lokalni proizvođač	~ 3150	“premiks” 20
Pesak	Kvarcni pesak	Rgotina	2640	“premiks” 20
Silikatna prašina	Mikro-silika	Italija	2200	“premiks” 20
Aditiv	Superplastifikator	BASF	1050	0.345
Vlakna	Čelična vlakna	Spajić d.o.o	7850	0/0.765/1.530
Voda	Pijaća voda	Vodovod	1000	1.720

Tabela 2 – Mešavine korišćene pri ispitivanju

Mešavina	***A***	***B***	***C***	***D***	***E***	***F***
Vrsta cementa	CEM I 52,5 R	CEM I 52,5 R	CEM I 52,5 R	CEM I 42,5 R	CEM I 42,5 R	CEM I 42,5 R
Procenta vlakana (%)	0	1	2	0	2	2



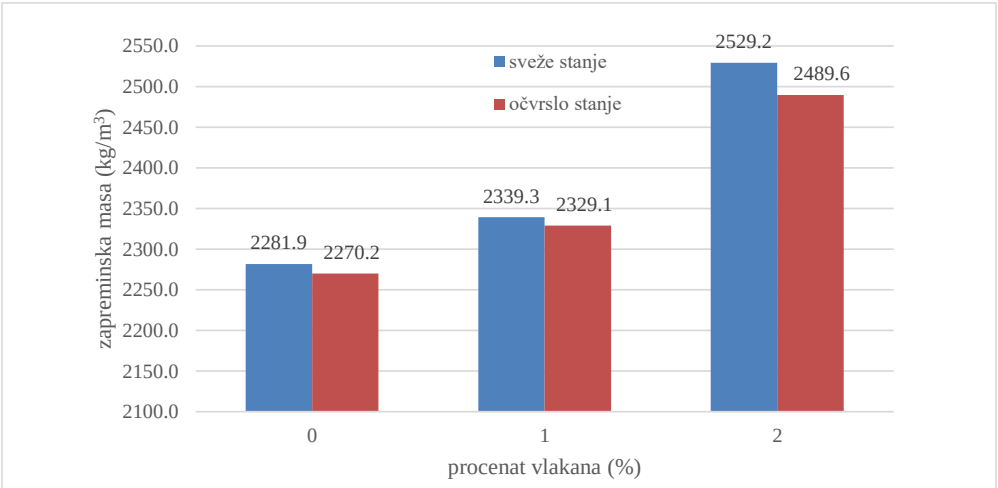
Slika 3 – Šematski prikaz postupka izrade mešavine sa i bez čeličnih vlakana

3.3 REZULTATI ISPITIVANJA I NJIHOVA ANALIZA

U nastavku rada najvažnije osobine ovih betona biće pokazane kroz rezultate ispitivanja zapreminskih masa u svežem i suvom stanju, čvrstoće pri pritisku, čvrstoće pri savijanju i pull-off testa. Poseban akcenat u analizi je na poređenju rezultata dobijenih sa različitim sadržajem čeličnih vlakana i različitim vrstama korišćenog cementa.

3.3.1 Zapreminska masa

Jedan o bitnih pokazatelja pri ispitivanju svojstava bilo kog betona je zapreminska masa. Ona neposredno pre samog ispitivanja može pokazati kakve rezultate treba da očekujemo, a samim tim i da se vidi koliki uticaj ima ugradnja betona na rezultate. Uporedna analiza zapreminskih masa je izvršena u odnosu na procenat čeličnih vlakna i stanje u kome se uzorak nalazi - sveže ili očvrslo (nakon 24 h).

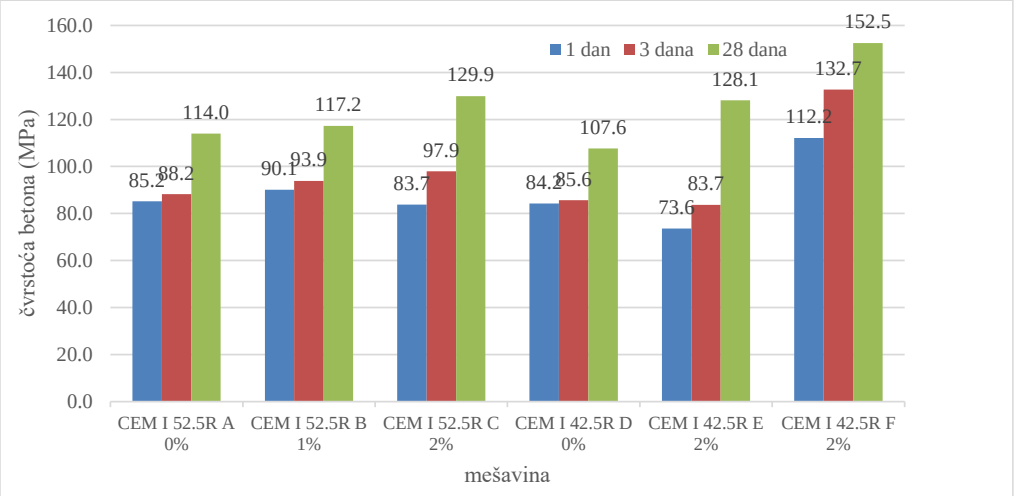


Slika 4 – Zapreminska masa u svežem i očvrslom stanju

Zapreminska masa u očvrslom stanju je manja u odnosu na sveže stanje za 0.5%, 0.4% i 1.6%, respektivno u odnosu na procenat vlakana (0, 1 i 2%). Takođe, porast učešća vlakana utiče na porast zapreminske mase i to: 2.5% za mešavinu sa 1% vlakana u odnosu na mešavinu bez vlakana, dok sa 2% vlakana imamo porast od 9.3%.

3.3.2 Čvrstoća pri pritisku

Ovo mehaničko svojstvo predstavlja najvažniju osobinu svih cementnih betona, a pogotovo UHPC i UHPSFRC betona koji se ističu čvrstoćama i preko 125 MPa pri starosti od 28 dana. Čvrstoća pri pritisku je ispitana prema standardu SRPS EN 12390-3:2014 (*Ispitivanje očvrslog betona – Deo 3: Čvrstoća pri pritisku uzoraka za ispitivanje*). Ispitivanje je izvršeno na presi proizvođača *Matest* (kapaciteta 2000 kN) na uzorcima oblika kocke dimenzija 10x10x10 cm koncentrisanim apliciranjem sile pritiska na presi, pri čemu čvrstoća predstavlja silu podeljenu sa naležućom površinom pri otkazu uzorka. Uporedna analiza je sprovedena poređenjem čvrstoća pri različitim starostima (1, 3 i 28 dana), procentima čeličnih vlakana (0, 1 i 2%), kao i pri upotrebi različitih vrsta cementa (42,5R i 52,5R), nabavljenih od lokalnih proizvođača.



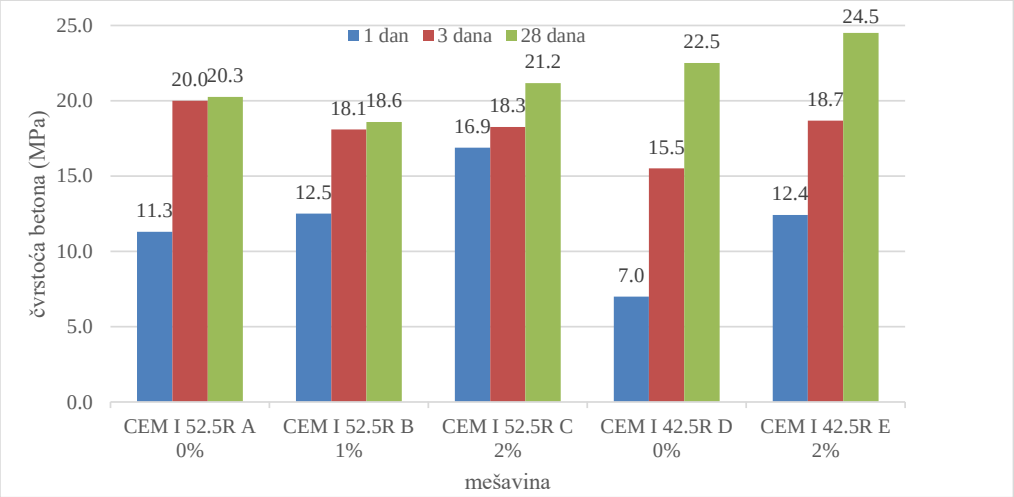
Slika 5 – Rezultati ispitivanja čvrstoće pri pritisku za razmatrane mešavine pri različitim starostima

Na s*lici 5.* prikazan je porast čvrstoće tokom vremena za svih šest razmatranih mešavina, gde se može videti razlika u vrednostima u slučaju kada imamo vlakna u određenom procentu. Takođe dobijaju se različiti rezultati u zavisnosti od primenjenog tipa cementa.

3.3.3 Čvrstoća pri savijanju

Zbog prisustva čeličnih vlakana kao mikroarmature ispitana je čvrstoća pri savijanju uzoraka gde bi se moglo videti kakav doprinos na ovo svojstvo imaju vlakna. Analizirani su uzorci sa i bez čeličnih vlakana pri starostima od 1, 3 i 28 dana proizvedeni sa različitima vrstama cementa (42,5R i 52,5R). Čvrstoća pri savijanju je ispitana prema standardu SRPS EN 1015-

11:2008 (*Metode ispitivanja za zidanje - Deo 11: Određivanje čvrstoće pri savijanju i čvrstoće pri pritisku očvrslog maltera*). Ispitivanja su se sprovodila na uzorcima oblika prizme dimenzija 4x4x16 cm apliciranjem koncentrisane sile preko trna na presi. Ispitivanja su vršena na presi proizvođača *Amsler*, gde je kontrolisano nanošena sila sve do otkaza uzorka što se registruje i pojavom prsline na uzorku.



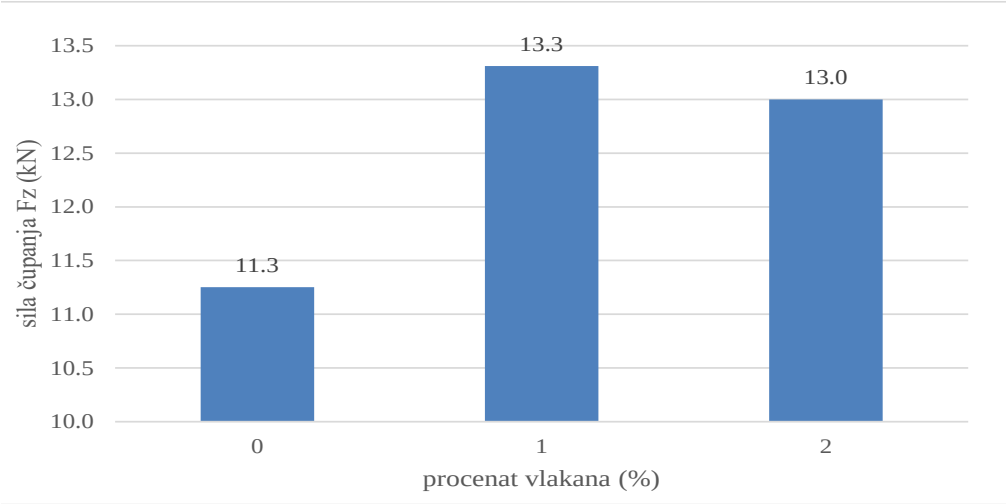
Slika 6 – Rezultati ispitivanja čvrstoće pri savijanju za razmatrane mešavine pri različitim starostima

Na *slici 6.* prikazan je uticaj vlakana na prihvatanje napona zatezanja koji se javljaju u betonu pri ispitivanju. Može se jasno videti porast čvrstoće tokom vremena, kao i uticaj količine vlakana i vrste cementa u mešavini na vrednost čvrstoće betona pri savijanju.

3.3.4 Pull-off test

Pull-off test predstavlja jednu od metoda lokalne destrukcije koja se koristi za ocenu čvrstoće betona na osnovu merenja sile koja je potrebna da se sa površine betonskog elementa „otkine“ komad betona određene veličine. Za uporednu analizu korišćeni su rezultati ispitivanja dobijeni na uzorcima oblika ploče i kocke dimenzija 15x15x5 i 10x10x10 cm, respektivno. Korišćeni su uzorci napravljeni od cementa CEM I 52,5R sa dodatkom čeličnih vlakana u procentu 0, 1 i 2%, odnosno razmatrane su mešavine oznake A, B i C.

Na osnovu Slike 7 može se videti da ne postoji značajnija razlika u vrednosti sile između uzoraka sa 1% i 2% vlakana (svega oko 2.3%), dok je vrednost sile čupanja dobijena na uzorcima bez vlakana za 15.5% manja od uzoraka u kojima su prisutna vlakna.



Slika 7 – Rezultati ispitivanja putem pull-off testa (0, 1 i 2% vlakana, CEM I 52,5R)

4. DISKUSIJA REZULTATA I ZAKLJUČNA RAZMATRANJA

UHP betoni sa dodatkom čeličnih vlakana ulaze u sve širu upotrebu u praksi za različite namene. Takođe, na temu ovih betona sve više ima stručnih i naučnih radova u kojima se ispituju i unapređuju osobine ovoga betona. Na osnovu dobijenih rezultata ispitivanja mogu se izvesti sledeći zaključci:

- Zapreminska masa betona i u svežem i očvrslom stanju raste sa dodatkom čeličnih vlakana, što je i očekivano s obzirom da se dodaje još jedna komponenta u mešavinu. Takođe, veće vrednosti se dobijaju u svežem nego u očvrslom stanju zbog prisustva viška vode koja vremenom ispari. Porast zapreminske mase je od 50-100 kg/m^3 sa porastom procenta vlakana. Sa dodatkom čeličnih vlakana od 2% vidimo da je zapreminska masa oko 2500 kg/m^3 što odgovara i običnim armiranim betonima. Uz ovu činjenicu i manje dimenzije poprečnog preseka elemenata ukupna težina konstrukcije je dosta manja nego u slučaju primene običnih cementnih betona;
- Čvrstoća pri pritisku raste sa porastom učešća čeličnih vlakana što je pokazano za sve razmatrane mešavine, ali u mnogome zavisi od vrste cementa koja se koristi. Najbolji rezultati su postignuti u slučaju mešavine F sa cementom CEM I 42,5R i učešćem od 2% čeličnih vlakana. Prosečna vrednost čvrstoće pri starosti od 28 dana iznosila je 152.5 MPa za pomenutu mešavinu, što predstavlja i maksimalnu vrednosti dobijenu za sve mešavine. Maksimalna čvrstoća pri pritisku za uzorke bez vlakana postignuta je kod mešavine A i iznosila je 114.0 MPa. Na osnovu slike 5. može se uočiti velika razlika u rezultatima između mešavina pojedinačno gledajući što je posledica ugradljivosti i obradljivost mešavina pri izlivanju u kalupe. Na pomenuti fenomen u mnogome utiče konzinstencija, koja direktno zavisi od količine vode i finoće mliva i hemijskog sastava korišćenog cementa. Kod ovih betona primećen je veliki priraštaj čvrstoće u vremenu što doprinosi

da uzorci od UHP betona bez i sa vlaknima posle 24 h imaju preko 80 MPa. Uzimajući sve mešavine u obzir, nakon 28 dana prosečna čvrstoća ovih betona sa dodatkom čeličnih vlakana iznosi 135 MPa, što je 3-5 puta veće nego u slučaju običnih cementnih betona;

- Vlakna pozitivno utiču na čvrstoću pri savijanju, što je jedan od glavnih razloga za njihovu primenu; vlakna omogućavaju dobijanje većih čvrstoća, ali i da sa pojavom prsline ne dođe do otkaza uzorka, nego da uzorak i dalje može da prima opterećenje, što se videlo i pri samom ispitivanju. Kod mešavina A, B i C može se videti na osnovu slike 6. raznolikost između rezultata što je posledica obradljivosti i ugradljivosti. Na 28. danu dobijene su prosečne vrednosti 20.3, 18.6 i 21.2 MPa respektivno za mešavine A, B i C (0, 1 i 2% vlakana). Najveća čvrstoća bez vlakana je dobijena kod mešavine D sa cementom CEM I 42,5R oko 22.50 MPa, odnosno 24.50 MPa za 2% vlakana pri starosti od 28 dana za mešavinu E sa cementom CEM I 42,5R. Kod ove dve mešavine može se videti da su veće vrednosti čvrstoća pri savijanju u prisustvu vlakana (2%). U proseku gledajući za ove betone može se očekivati čvrstoća pri savijanju od 20 MPa bez i 22.50 MPa sa vlaknima što je oko 5-7 puta veće nego kod običnih cementnih betona;
- Ispitivanje uzoraka pull-off metodom pokazalo je da prisustvo vlakana povećava silu koja je potrebna da se „otkine“ komad betona sa površine uzorka, što je i očekivano jer prisustvo vlakna ukrućuje cementu matricu i na taj način povećava kompaktnost betona - što na kraju rezultuje povećanom čvrstoćom pri savijanju. Razmatrane su samo mešavine sa cementom CEM I 52,5R iz razloga optimalnog obima ispitivanja;
- Ispitivanje karakteristika UHP betona sa dodatkom čeličnih vlakana kroz šest razmatranih mešavina sa zadatom recepturom pokazalo je da su parametri koji bitno utiču na rezultate - ugradljivost i obradljivost. Prilikom izrade mešavina dobijane su kruće konzinstencije, pri čemu je primećeno da neposredno nakon mešanja cement počinje da vezuje i smesa postaje kruća i teško ugradljiva. Razlog ovome je što na konzinstenciju mešavine dosta utiče sadržaj vode, a i prisustvo vlakana u mnogome doprinosi većoj krutosti mešavine. Kako su sve mešavine spravljane sa istom količinom vode, kao i sa istim količinama ali različitim vrstama cementa, pri spravljanju se pokazalo da mešavine imaju različitu konzinstenciju - što je posledica finoće mliva i sastava primenjenih cemenata. Odnosno, pojedini cementi zahtevaju više vode u odnosu na druge kako bi se dobila konzinstencija koja će obezbediti zahtevani nivo ugradnje. Naredni korak predstavlja pronalaženje optimalne mešavine u cilju dobijanja tečnije konzinstencije, čime bi se obezbedila lakša ugradnja uz ostvarivanje zahtevanih fizičko-mehaničkih karakteristika.

Smernice i preporuke za dalji rad se sastoje pre svega u pronalaženju optimalnijih mešavina sa manjom količinom cementa i daljom optimizacijom pakovanja komponenti, što će za posledicu imati manje troškove po pitanju materijala, kao i smanjenje uticaja na životnu sredinu i reoloških efekata (skupljanje i tečenje). Takođe bitan parametar je i donošenje odgovarajućih standarda i pravilnika, koji će omogućiti lakšu primenu kompozita tipa UHPSFRC. Posebnu pažnju treba posvetiti izvođenju konstrukcija od ovog betona, gde je potrebno imati odgovarajuću opremu i obučenu radnu snagu. Treba imati na umu da je izvođenje konstrukcija od predmetnih betona znatno skuplje nego u slučaju običnih cementih betona, što je rezultat viših

cena komponentnih materijala, skuplje opreme i većih dnevnica za radnu snagu koja je visoko kvalifikovana.

LITERATURA

[1] B. Tayeh, B. Bakar, M. Johari, Y. Voo , Mechanical and permeability properties of the interface between normal concrete substrate and ultra high performance fiber concrete overlay, Construction and Building Materials (2012)

[2] М. Мурављов. *Грађевински материјали*. Београд (1995) : Грађевински факултет Универзитета у Београду

[3] N. Cauberg & J. Pierard, O. Remy, Ultra High Performance Concrete: Mix design and practical applications, Tailor Made Concrete Structures (2008)

[4] N. M. Azmee, N. Shafiq, Ultra-high performance concrete: From fundamental to applications, Case Studies in Construction Materials (2018)

[5] P. Rossi, Influence of fibre geometry and matrix maturity on the mechanical performance of ultra high-performance cement-based composites, Cement and Concrete Composites (2013)

[6] R. Yu, P. Spiesz, H.J.H Brouwers, Mix design and properties assessment of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC), Cem. Conc. Res. (2013)

[7] S. Yang, S. Millard, M. Soutsos, S. Barnett, T. Le, Influence of aggregate and curing regime on the mechanical properties of ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC), Construction and Building Materials (2009)

[8] SRPS EN 1015-11:2008: Metode ispitivanja maltera za zidanje - Deo 11: Određivanje čvrstoće pri savijanju i čvrstoće pri pritisku očvrslog maltera (2008): Institut za standardizaciju Srbije

[9] SRPS EN 12350-2:2010: Ispitivanje svežeg betona - Deo 2: Ispitivanje sleganja (2010): Institut za standardizaciju Srbije

[10] SRPS EN 12390-1:2014: Ispitivanje očvrslog betona – Deo 1: Oblik, dimenzije i ostali zahtevi za uzorke i kalupe (2014): Institut za standardizaciju Srbije

[11] SRPS EN 12390-2:2014: Ispitivanje očvrslog betona – Deo 2: Izrada i negovanje uzoraka za ispitivanje čvrstoće (2014): Institut za standardizaciju Srbije

[12] SRPS EN 12390-3:2014: Ispitivanje očvrslog betona - Deo 3: Čvrstoća pri pritisku uzoraka za ispitivanje (2014): Institut za standardizaciju Srbije

[13] A. El-Dieb, Mechanical, durability and microstructural characteristics of ultra-high-strength self-compacting concrete incorporating steel fibers, Materials & Design (2009)

[14] J. Zhang, G. Liu, B. Chen, D. Song, J. Qi, X. Liu, Analysis of CO2 Emission for the Cement Manufacturing with Alternative Raw Materials: A LCA-based Framework, Energy Procedia (2014)

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-13 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Ksenija Tešić[1], Suzana Ereiz[2], Ana Baričević[3], Marijana Serdar[4], Marko Bartolac[5], Ivan Duvnjak[6]

AUTONOMNI SISTEMI ZA PREGLED MOSTOVA

Rezime:

Tehnološki napredak i automatizacija prisutni u 21. veku dovode do značajnih promena u većini sistema upravljanja. U sistemu upravljanja mostovima, vizuelna inspekcija je i dalje najzastupljeniji metod za pregled, a rezultati ispitivanja na ovaj način u velikoj meri zavise od stručnosti inspektora. Takav tradicionalni pristup u oceni stanja konstrukcija može biti zamenjen primenom autonomnih sistema koji bi pregled konstrukcija učinili efikasnijim i pouzdanijim. Projekat *ASAP*, čiji je voditelj Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, usmeren je ka razvoju autonomnog sistema za pregled prometne infrastrukture zasnovanog na robotu penjaču i bespilotnoj letelici. U ovom radu predstavljen je pregled autonomnih sistema koji se do sada upotrebljavali za pregled mostova.

Ključne reči: ocena stanja, autonomni sistemi, nedestruktivna ispitivanja

AUTONOMOUS SYSTEMS FOR BRIDGE INSPECTION

Summary:

Technological development and automation of the 21st century allowed significant changes in most management systems. In the bridge management system, visual inspection is still the most common method of inspection, and the results of visual inspection largely depend on the expertise of the inspector. Such a traditional approach in the condition assessment of structures can be replaced using autonomous systems that would make the inspection of structures more efficient and reliable. The ASAP project, led by the Faculty of Civil Engineering of the University of Zagreb, is aimed at developing an autonomous system for inspection of structures based on a wall-climbing robot and an unmanned aerial vehicle. This paper presents an overview of autonomous systems that have been used so far for bridge inspection.

Key words: condition assessment, autonomous systems, non-destructive evaluation (NDE)

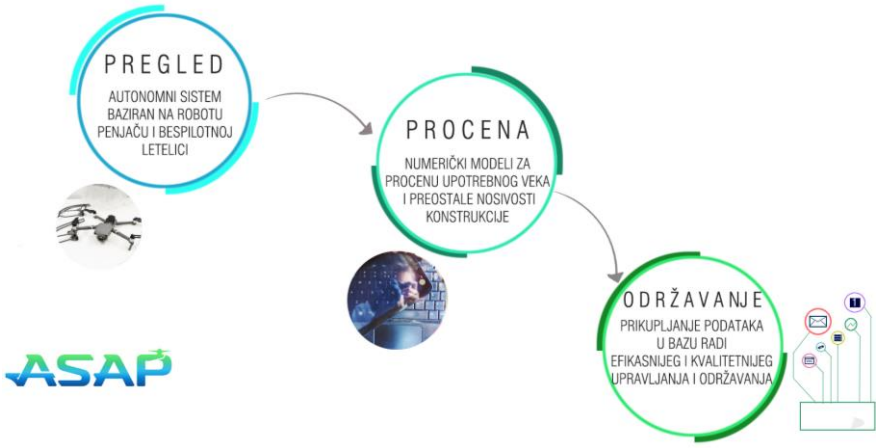
[1] *Mast.inž.,građ., asistent, Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet, Zavod za materijale, ktesic@grad.hr*
[2] *Mast.inž.,građ., asistent, Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet, Zavod za tehničku mehaniku, sereiz@grad.hr*
[3] *Dr, docent, Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet, Zavod za materijale, abaricevic@grad.hr*
[4] *Dr, docent, Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet, Zavod za materijale, mserdar@grad.hr*
[5] *Dr, docent, Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet Zavod za tehničku mehaniku, mbartolac@grad.hr*
[6] *Dr, docent, Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet Zavod za tehničku mehaniku, iduvnjak@grad.hr*

1. UVOD

Postupak sprovođenja ocene stanja predstavlja veoma bitan korak u procesu upravljanja mostovima. Način, obim, i preciznost sprovođenja ispitivanja utiču na donošenje odluka koje se odnose na njihovo održavanje. Uobičajena praksa pregleda konstrukcija temeljena na povremenim vizuelnim pregledima provedenim od strane inspektora nije u potpunosti adekvatna [1]. Ovaj postupak prvenstveno zavisi od stručnosti inspektora koji sprovodi ispitivanje. S druge strane, opažanje promena na mostovima koje su vidljive golim okom, ukazuju da je proces deterioracije u odmakloj fazi. Takođe, zbog nedostupnosti pojedinih delova konstrukcije mosta, ovakav način pregleda može ugroziti sigurnost ispitivača [2].

Prethodno opisano stvara povećan interes u razvoju autonomnih sistema. Integrisani senzori sistema omogućavaju prepoznavanje deterioracije u ranim fazama, a donošenje subjektivnih odluka je svedeno na minimum. Pored toga, na ovaj način omogućeno je ispitivanje zahtevnih mesta na mostovima bez izlaganja ljudskog osoblja riziku [3], a troškovi sprovođenja pregleda su manji [4]. Autonomni sistemi najčešće poseduju veći broj senzora, što ispitivanje čini bržim i preciznijim, a postupak ocene stanja pouzdanijim i objektivnijim. Na kraju, pregled mostova autonomnim sistemima dovodi do smanjenih troškova njihovog održavanja.

Projekat *ASAP (Autonomous System for Assessment and Prediction of infrastructure integrity)* se sprovodi u saradnji Građevinskog fakulteta Sveučilišta u Zagrebu sa Fakultetom strojarstva i brodogradnje i Fakultetom elektrotehnike i računarstva. Glavni cilj projekta jeste razvoj sistema za autonomni pregled prometne infrastrukture zasnovan na robotu penjaču i bespilotnoj letelici. Kratak opis projekta prikazan je na sledećoj Slici.



Slika 1 – Projekat ASAP

U ovom radu predstavljen je kratak pregled kopnenih robota i bespilotnih letelica za pregled mostova.

2. KOPNENI ROBOTI

Kopneni roboti za nedestruktivno ispitivanje mostova mogu ispitivati različite elemente mostova, što dovodi do razvoja različitih principa adhezije robota za ispitnu površinu. Oni se mogu podeliti na mobilne robote na točkovima, robote penjače, klizeće robote i hodajuće robote [5].

Roboti za ispitivanje gornjih površina horizontalno orijentisanih elemenata (npr. kolovoznih ploča) uglavnom imaju više senzora. Uz pravilnu kombinaciju metoda za ispitivanje ovih sistema moguće je izvršiti detaljnu i pouzdanu ocenu stanja konstrukcije. Veoma uspešno primenjen robot za ispitivanja betonskih ploča mostova jeste robot *RABIT* [6] razvijen u okviru *LTBP* Programa Federalne Uprave za autoputeve Sjedinjenih Američkih Država. Sa implementiranim senzorima za određivanje električnog otpora betona, ultrazvučnim sistemom, georadarom i impact-echo senzorima, ovaj sistem omogućava sveukupnu ocenu stanja konstrukcije, nezavisno od njene starosti i nivoa deterioracije. Verovatnoća pojave korozije se procenjuje na osnovu vrednosti električnog otpora, prisustvo delaminacija pomoću impact-echo metode, a opšte stanje betona pomoću ultrazvučnog sistema. Georadar služi za procenu debljine zaštitnog sloja, određivanje pozicije armature, i procenu deterioracije na osnovu promene signala georadara. Ovaj robotski sistem ima brzinu ispitivanja horizontalnih površina 350-400 m^2/h, što je 3-4 veće od brzine manuelnog skupljanja podataka istim metodama [7]. Rezultati ispitivanja dostupni su u obliku mapa stanja konstrukcije u realnom vremenu. Određeni robotski sistemi slične namene imaju implementiranu kameru kod kojih razvijeni algoritmi omogućavaju vizuelizaciju pukotina [2,8–11].

Kod robota za ispitivanje vertikalnih elemenata i donjih površina horizontalno orijentisanih elemenata cilj je ostvariti što manju masu senzora uz istovremeno ostvarivanje što veće sile adhezije za ispitnu površinu. Zbog toga, ovaj tip robotskih sistema ima uglavnom manji broj senzora za razliku od prethodno opisanih. Ispitivanje stanja korodiranosti armature određivanjem polućelijastog potencijala kod vertikalnih i donjih površina horizontalnih elemenata predstavljeno je u [12] rešenjem robota penjača. Referentna elektroda je u obliku točka što je omogućilo kontinualno merenje, a celokupno vreme za sprovođenje ispitivanja je 4 puta manje od vremena potrebnog za uobičajeno manuelno ispitivanje. Nedavno je predstavljen robot penjač koji od senzora ima georadar, a podaci prikupljeni ovim senzorom koristiće se za procenu korozije armature i otkrivanje defekata u armiranobetonskim konstrukcijama koji su posledica korozije [13].

Do sada je predstavljen veliki broj rešenja ostvarivanja adhezije za ispitnu površinu kod robota penjača, kao što su ostvarivanje adhezije pomoću potpritiska, elektromagneta, permanentnih magneta, elektrostatičke sile, itd. Kako god, svako od rešenja ima prednosti i mane, i najčešći slučaj je da su roboti usko specijalizovani u svojoj nameni. Osim sistema adhezije, jedan od najvećih izazova mobilnih robota penjača za pregled konstrukcija je dovoljno tačan i ponovljiv sistem lokalizacije koji omogućuje uspešno povezivanje pozicije izmerenih rezultata sa pozicijom u stvarnom prostoru.

Tabela 1 – Pregled robota za ocenu stanja mostova

Referenca/ Naziv robota	***Senzori***	***Primena***	***Elementi za ispitivanje***
[9]/ Betoscan	- Elektroda za merenje polućelijastog potencijala - Tragač armature - Georadar - Ultrazvučni sistem - Senzori za vlažnost - Kamera	- Debljina zaštitnog sloja i pozicija armature - Verovatnoća pojave korozije - Pukotine i zone oštećenja - Vlažnost betona - Šupljine	Gornja površina kolovozne ploče
[12]/ -	- Elektroda za merenje polućelijastog potencijala	- Verovatnoća pojave korozije	Kolovozna ploča i vertikalni elementi
[6]/ RABIT	- Uređaj za merenje električnog otpora betona - Georadar - Impact echo - Ultrazvučni sistem	- Debljina zaštitnog sloja i pozicija armature - Debljina zaštitnog sloja i pozicija armature - Delaminacije i zone oštećenja	Gornja površina kolovozne ploče
[8]/ ROCIM	- Kamera	- Pukotine	Gornja površina kolovozne ploče
[14]/Rise-Rover	- Impact echo	- Pukotine, šupljine i delaminacije	Kolovozna ploča i vertikalni elementi
[11]/-	- Georadar - Kamera	- Pukotine, šupljine i delaminacije	Kolovozna ploča i vertikalni elementi
[10]/ Advanced Robotics and Automation (ARA)	- Uređaj za merenje električnog otpora betona - Georadar - Kamera	- Debljina zaštitnog sloja i pozicija armature - Verovatnoća pojave korozije - Pukotine	Gornja površina kolovozne ploče
[13]/ Sircaur	- Georadar	- Debljina zaštitnog sloja i pozicija armature - Pukotine i zone oštećenja	Kolovozna ploča i vertikalni elementi

3. BESPILOTNE LETELICE

Iako su moderne nedestruktivne metode ispitivanja i monitoringa koje se povremeno koriste prilikom pregleda pokazale potencijal za otkrivanje i kvantifikaciju oštećenja, njihova primena na velikim konstrukcijama predstavlja značajan izazov. Na primer, konvencionalni senzori za merenje pomeranja ili promene širine pukotine kao što su LVDT (Linear Variable Differential Transformer) zahtevaju stacionarne referentne tačke, što je često vrlo teško primeniti na visokim konstrukcijama i nedostupnim lokacijama. Zahvaljujući napretku tehnologije za snimanje fotografija i različitih računarskih algoritama, beskontaktni senzori za merenje pomeranja bazirani na tom principu nude značajne prednosti u odnosu na kontaktne i ostale beskontaktne senzore [15]. Mogućnost integracije vizuelnih senzora na bespilotne letelice značajno je povećala mogućnosti njihove primene u području pregleda i ocene stanja konstrukcija. Uspešnost primene sistema na daljinsko upravljanje može se pripisati Nikoli Tesli koji je 1898. godine osmislio i patentirao osnovu za upravljanje koja se zasniva na principu rasprostiranja elektromagnetnih talasa [16].

Slika 2 – Ispitivanje mosta bespilotnom letelicom

Bespilotne letelice su postale vredan resurs za pozicioniranje senzorske opreme na mestima na kojima je teško određene parametre izmeriti ili koja predstavljaju potencijalnu opasnost za sigurnost ljudi. Takođe, primenom ovih sistema se mogu dobiti i kvalitetne fotografije i video zapisi koji omogućavaju vrlo tačnu, preciznu i objektivnu procenu stanja mostova [17–19] i raznih drugih tipova konstrukcija [20–23]. Istraživačka zajednica do sada je demonstrirala različite pristupe primene bespilotnih sistema u vizuelnim pregledima i njihovu efikasnost u detektovanju i vrednovanju oštećenja [24–28]. Ovakvi tipovi autonomnih sistema najčešće su opremljeni različitim tipovima senzora i propratnom opremom. Dobijenom integracijom omogućuje se pristup širokom spektru informacija koje su ključne za procenu stanja specijalnih i infrastrukturnih građevina (npr. mostova) i njihovih elemenata. Vrsta i broj senzora zavise od zahteva upotrebe i primene bespilotnih letelica i o njihovoj dopuštenoj masi. Integracija termalne kamere omogućava prepoznavanje različitih tipova oštećenja na konstrukciji mosta i njegovim

elementima [4]. Integracijom sa softverima za veštačku inteligenciju, kontrolu i analitiku i 3D snimanje povećava se sposobnost autonomnih bespilotnih sistema za detekciju oštećenja, pukotina, habanja, korozije i slično [29,30]. Ključ uspeha integracije autonomnih letelica s različitim tipovima senzora i opremom jeste odabir pozicije senzora i opreme. Odabirom pravilne pozicije osigurava se neometan rad, rotacija i pregled što šireg i većeg područja konstrukcije kako bi se prikupili što kvalitetniji izlazni podaci. Kada su u pitanju duge konstrukcije poput mostova i visoki elementi (stubovi, piloni) potrebno je osigurati daljinu daljinskog dometa i kontrolu upravljanja. Posebnim softverima, fotografije i video zapise koje letelica zabeleži tokom pregleda mosta moguće je sklopiti u 3D model [31,32]. Na taj način, omogućava se da osobe koje obavljaju pregled konstrukcije, to obave pregledom dobijenog 3D modela. Time se osigurava preciznije izveštavanje, štedi se vreme i povećava efikasnost upravljanja kapacitetom konstrukcije. Pregledom dobijenog 3D modela, samo jednim klikom na bilo koji od elemenata ostvaruje se povezivanje s fotografijama tog elementa koje se protežu unazad kroz vreme. Na taj način, moguće je vrlo pouzdano i tačno proceniti i rekonstruirati vremenski tok degradacije elementa i odrediti trenutak u kojem je došlo do pojave oštećenja.

Osim jednostavnosti provođenja vizuelnog pregleda konstrukcije mosta, zabeležena je vrlo uspešna primena u svrhu određivanja dinamičkih parametara konstrukcije – vlastitih frekvencija i oblika oscilovanja [17,33]. Frekvencije i oblici oscilovanja mogu se prikladno dobiti merenjem pomeranja pomoću jedne ili više kamera s bespilotnih letelica. U odnosu na konvencionalne metode ovakvi tipovi autonomnih sistema mogu značajno smanjiti troškove i vreme ispitivanja, a budući da su beskontaktni, to ih ograničava na provođenje isključivo nedestruktivnih metoda ispitivanja. Karakteristike nekih od korišćenih autonomnih sistema bespilotnih letelica, integrirani senzori i njihova primena dati su u Tabeli 2.

Tabela 2 Pregled bespilotnih letelica za ocenu stanja mostova

Referenca	***Senzori/Sistemi***	***Primena***
[34]	- Vizuelni - Termalni - Ultrazvučni	- Detekcija oštećenja u vidu pukotina
[4]	- Termalni	- Potpovršinske pukotine i delaminacije
[35]	- Vizuelni	- Pomeranja, simulacija korozijskih merenja upotrebom *K-means* algoritma
[36]	- Vizuelni	- Detekcija oštećanja u vidu pukotina
[19]	- Vizuelni	- Pomeranja i naprezanja određuju se analizom referentne fotografije i fotografije na kojoj je prikazano deformisano stanje; primena 3D DIC sustava
[17]	- Vizuelni	- Određivanje dinamičkih parametara konstrukcije upotrebom fiducijalnih markera

4. ZAKLJUČAK

Tradicionalni princip ocene stanja mostova može biti zamenjen savremenim načinom ispitivanja koristeći autonomne sisteme. U ovom radu prikazan je pregled dosadašnjih rešenja robota penjača i bespilotnih letelica za pregled mostova. Zaključeno je da pravilna kombinacija senzora autonomnog sistema može dati sveukupnu ocenu stanja mosta, a sve to uz smanjene troškove, povećanu brzinu ispitivanja i precizniju analizu rezultata. Primenom nedestruktivnih ispitivanja, deterioracija može biti otkrivena u ranoj fazi, a to omogućava pravilnije upravljanje mostom. Buduća istraživanja treba usmeriti ka stvaranju rešenja koja obuhvataju celovit pregled građevina prometne infrastrukture. To se može postići adekvatnim odabirom kombinacija senzora sistema implementiranih na dva nezavisna sistema, kopneni robot i bespilotnu letelicu.

PRIZNANJE

Ovaj rad je deo naučnog projekta "*Autonomous System for Assessment and Prediction of infrastructure integrity (ASAP)"* finansiranog sredstvima Evropske unije iz Evropskog fonda za regionalni razvoj u sklopu poziva Ulaganje u znanost i inovacije – prvi poziv KK.01.1.1.04.

LITERATURA

[1] Abu Dabous S., Feroz S.: Condition monitoring of bridges with non-contact testing technologies, Automation in Construction, 116, 2020.

[2] Charron N., McLaughlin E., Phillips S., Goorts K., Narasimhan S., Waslander S. L.: Automated Bridge Inspection Using Mobile Ground Robotics, Journal of Structural Engineering, 145 (11), 2019.

[3] Chen S., Truong-Hong L., Laefer D. F., Mangina E.: Automated Bridge Deck Evaluation through UAV Derived Point Cloud. Civil Engineering Research in Ireland 2018: Conference Proceedings, Ireland, 2018, 735–740.

[4] Omar T., Nehdi M. L.: Remote sensing of concrete bridge decks using unmanned aerial vehicle infrared thermography, Automation in Construction, 83, 2017, 360–371.

[5] Ahmed H., La H. M., Gucunski N.: Review of Non-Destructive Civil Infrastructure, Sensors 2020, 20 (14), 2020.

[6] Gucunski N., Maher A., Ghasemi H.: Condition assessment of concrete bridge decks using a fully autonomous robotic NDE platform, Bridge Structures, 9 (2-3), 2013, 123–130.

[7] Gucunski N., Basily B., Kim J., Duong T., Maher A., Dinh K: Assessing Condition of Concrete Bridge Decks by Robotic Platform RABIT for Development of Deterioration and Predictive Models. 8th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS), Brazil, 2016.

[8] Lim R. S., La H. M., Sheng W.: A robotic crack inspection and mapping system for bridge deck maintenance, IEEE Transactions on Automation Science and Engineering, 11 (2), 2014, 367–378.

[9] Reichling K., Raupach M., Wiggenhauser H., Stoppel M., Dobmann G., Kurz J.: BETOSCAN – Robot controlled non-destructive diagnosis of reinforced concrete decks.

7th International Symposium on Nondestructive Testing in Civil Engineering, France, 2009.

[10] Gibb S., La H. M., Le T., Nguyen L., Schmid R., Pham H.: Nondestructive evaluation sensor fusion with autonomous robotic system for civil infrastructure inspection, Journal of Field Robotics, 35, 2018, 988–1004.

[11] Yang L., Yang G., Liu Z., Chang Y., Jiang B., Awad Y., Xiao J.: Wall-Climbing Robot for Visual and GPR Inspection. 2018 13th IEEE Conference on Industrial Electronics and Applications (ICIEA), China, 2018, 1004–1009.

[12] Leibbrandt A., Caprari G., Angst U., Siegwart R.Y., Flatt R. J., Elsener B.: Climbing robot for corrosion monitoring of reinforced concrete structures. 2nd International Conference on Applied Robotics for the Power Industry, Switzerland, 2012; 10–15.

[13] Garrido G., Dissanayake M., Sattar T., Plastropoulos A., Hashim M.: SIRCAUR: Safe inspection of Reinforced Concrete Structures by Autonomous Robot. CLAWAR 2020: 23rd International Conference on Climbing and Walking Robots and the Support Technologies for Mobile Machines, Russia, 2020, 24-26.

[14] Li B., Ushiroda K., Yang L., Song Q., Xiao J.: Wall-climbing robot for non-destructive evaluation using impact-echo and metric learning SVM, International Journal of Intelligent Robotics and Applications, 1, 2017, 255–270.

[15] Feng D., Feng M.Q.: Identification of structural stiffness and excitation forces in time domain using noncontact vision-based displacement measurement, Journal of Sound and Vibration, 406, 2017, 15–28.

[16] Memorijalni centar „Nikola Tesla" Smiljan n.d., <https://mcnikolatesla.hr/lenta-vremena-nikole-tesle/ >. Pristupljeno 17. Juna 2020.

[17] Hoskere V., Park J. W., Yoon H., Spencer B. F.: Vision-Based Modal Survey of Civil Infrastructure Using Unmanned Aerial Vehicles, Journal of Structural Engineering, 145 (7), 2019.

[18] Feng D., Feng M. Q.: Experimental validation of cost-effective vision-based structural health monitoring, Mechanical Systems and Signal Processing, 88, 2017, 199–211.

[19] Jeong E., Seo J., Wacker J.: New Bridge Inspection Approach with Joint UAV and DIC System. Structures Congress 2020, Missouri, 2020, 349–359.

[20] Kanellakis C., Fresk E., Mansouri S. S., Kominiak D., Nikolakopoulos G.: Autonomous visual inspection of large-scale infrastructures using aerial robots.

[21] Pere R., Marc C., David R., Garci R.: Visual Inspection of Hydroeletric Dams Using an Autonomous Underwater Vehicle, Journal of Field Robotics, 27 (6), 2010, 759–778.

[22] Flyability, <https://www.flyability.com/drone-inspections>. Pristupljeno 17. ožujka 2020.

[23] Building Enclosure, <https://www.buildingenclosureonline.com/gdpr-policy?url=https%3A%2F%2Fwww.buildingenclosureonline.com%2Farticles%2F86464-drones-for-building-inspection>, Pristupljeno 17. Marta 2020.

[24] Daniel O. L., Nicholas G., Dennis D., Wei-Hao H.: Proof of Concept for using Unmanned Aerial Vehicles for High Mast Pole and Bridge Inspections, 2015.

[25] Seo J., Duque L., Wacker J. P.: Field Application of UAS-Based Bridge Inspection, Journal of the Transportation Research Board, 1–10.

[26] Seo J., Duque L., Wacker J.: Drone-enabled bridge inspection methodology and application, Automation in Construction, 94, 2018, 112–26.

[27] Seo J., Wacker J. P., Duque L.: Evaluating the Use of Drones for Timber Bridge Inspection, General Technical Report - Forest Products Laboratory, USDA Forest Service, 1.

[28] Zink J., Lovelace B.: Unmanned Aerial Vehicle Bridge Inspection Demonstration Project, 2015.

[29] Feng D., Feng M. Q.: Computer vision for SHM of civil infrastructure: From dynamic response measurement to damage detection – A review, Engineering Structures, 156, 2018, 105–117.

[30] Duque L., Seo J., Wacker J.: Synthesis of Unmanned Aerial Vehicle Applications for Infrastructures, Journal of Performance of Constructed Facilities, 32 (4), 2018, 1–10.

[31] Chen S., Laefer D. F., Mangina E., Zolanvari S. M. I., Byrne J.: UAV Bridge Inspection through Evaluated 3D Reconstructions, Journal of Bridge Engineering, 24 (4), 2019.

[32] Pan Y., Dong Y., Wang D., Chen A., Ye Z.: Three-dimensional reconstruction of structural surface model of heritage bridges using UAV-based photogrammetric point clouds, Remote Sensing 2019, 11 (10), 2019.

[33] Feng D., Feng M. Q.: Vision-based multipoint displacement measurement for structural health monitoring, Structural Control and Health Monitoring, 23, 2016, 876–890.

[34] Mohan A., Poobal S.: Crack detection using image processing: A critical review and analysis, Alexandria Engineering Journal, 57 (2), 2018,787–98.

[35] Ellenberg A., Kontsos A., Moon F., Bartoli I.: Bridge related damage quantification using unmanned aerial vehicle imagery, Structural Control and Health Monitoring, 2016.

[36] Dorafshan S., Thomas R. J., Coopmans C., Maguire M.: Deep Learning Neural Networks for sUAS-Assisted Structural Inspections: Feasibility and Application, 2018 International Conference on Unmanned Aircraft Systems, ICUAS 2018, 874–82.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-14 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Novak Novaković[1], Nemanja Kozarac[2], Milan Pandrc[3], Sima Nikolić[4]

ANALIZA NOSIVOSTI I PREDLOG MERA ZA OJAČANJE ŽELEZNIČKIH MOSTOVA NA PRUZI RAKOVICA – V. PLANA

Rezime:

Predmet analize je 14 čeličnih železničkih mostova, 4 rešetkasta i 10 grednih. Mostovi su građeni u periodu od 1920. do 1935. godine, tokom vremena većina je sanirana i ojačavana. Razmatrana je nosivost i upotrebljivost mostova prema SRPS EN standardima, odnosno preporukama za postojeće čelične konstrukcije. Zahtev IŽS je da se izvrši pregled mostova na pomenutoj deonici sa statičkim proračunom, tj. proverom nosivosti za kategoriju opterećenja „D4“ i da se predvide neophodne mere sanacije. Ispitivan je kriterijum neophodnosti dinamičkog proračuna kao i kritične brzine. Analiziran je i zamor konstrukcije tj. preostali vek trajanja. Zbog radova na remontu pruge Beograd – M. Krsna – V. Plana i potpune obustave saobraćaja u periodu od 2 godine, teški železnički saobraćaj odvijaće se ovom prugom.

Ključne reči: železnički, mostovi, čelični, ojačanje, dinamički, sanacija, zamor

ANALYSIS WITH STRENGTHENING PROPOSAL OF EXISTING RAILWAY BRIDGES ON RAIL RAKOVICA – V. PLANA

Summary:

Subject of analysis are 14 steel bridges, 4 trusses and 10 beams. All bridges were built between 1920. and 1935. During these 90 years of exploitation most of these bridges were renovated. Verification for ULS and SLS were done according SRPS EN norms and recommendations for existing rail bridges. Client request was to assess all bridges, to verify that they can withstand trains category “D4” and if not, then to propose necessary strengthening measures. Requirements for dynamic analysis and critical train speeds are determined. Also fatigue of verification is checked with calculation of remaining bridge life. The railway Belgrade – M. Krsna – V. Plana is to be completely reconstructed. During construction works all rail traffic will be suspended for a period of 2 years. Heavy rail traffic will be redirected over this railway.

Key words: railway, bridges, existing, strengthening, dynamic, inspection, fatigue

[1] *dipl. građ. inž., vodeći projektant, DEL ING doo, Beograd, novak.novakovic@deling.rs*
[2] *mast. inž. građ., projektant, DEL ING doo, Beograd, nemanja.kozarac@deling.rs*
[3] *mast. inž. građ., projektant, DEL ING doo, Beograd, milan.pandrc@deling.rs*
[4] *dipl. građ. inž., konsultant, DEL ING doo, Beograd, sima.nikolic@deling.rs*

1. UVOD

Proces utvrđivanja stanja konstrukcije mostova obuhvatao je sledeće aktivnosti:

- Proveru i pregled raspoložive tehničke dokumentacije;
- Detaljan vizuelni pregled čelične konstrukcije, ležišta i stubova mosta;
- Provera dimenzija konstrukcije u celini, kao i pojedinih elemenata;
- Analiza svih prikupljenih podataka;
- Statički proračun za opterećenje D4

U toku pregleda mosta sačinjena je foto dokumentacija uz korišćenje je profesionalne foto opreme, a teško pristupačna mesta su snimljena uz pomoć daljinski navođene letilice („dron“).

Na osnovu mera uzetih na licu mesta i raspoložive tehničke dokumentacije sačinjena je grafička dokumentacija i napravljeni su računski prostorni modeli konstrukcije.

Cilj svih aktivnosti je da se dobije dovoljan broj pouzdanih podataka da bi se mogla dati realna procena stanja konstrukcije mosta sa aspekta nosivosti i upotrebljivosti. U ovom radu biće prikazani najzanimljiviji rezultati analize.

1.1. OPŠTE O MOSTOVIMA

Mostovi se nalaze na pruzi normalnog koloseka Beograd – Niš na deonici Rakovica – Velika Plana. Ukupno je pregledano 10 grednih mostova od punih nosača raspona 5,60 do 12,90 m i 4 rešetkasta (proste grede samostalno ili u nizu) pojedinačnog raspona od 20,76 do 72,00 m. U nastavku su dati kratki opisi najznačajnijih mostova.

Svi mostovi su bez zastora, sa pragovima i šinama koji naležu direktno na čeličnu konstrukciju, kod rešetkastih mostova na podužne nosače.

1.1.1. Most na km 21+922 – L=20,76 m

Most se nalazi između Resnika i Ripnja i premošćava potok. Most je rešetkasti, statičkog sistema proste grede raspona L=20,76 m (Slika 1). Kolovoz je otvoren. Šine i pragovi direktno naležu na podužne nosače i nalazi se u čistoj kružnoj krivini (R~300m).

Slika 1 – Izgled mosta na km 21+922

Podužni nosači su upušteni u odnosu na poprečne, raspona 2,66 m na međusobnom rastojanju od 1,8 m. Spreg protiv bočnih udara postavljen je između podužnih nosača, ispuna je trougaona

od ugaonika. U ravni donjeg pojasa glavnih nosača je spreg protiv vetra, polje sprega je 2,66 m sa ”K” ispunom. Ležišta su tipska tangencijalna, sa nepokretnim osloncima u smeru ka Beogradu i pomerljivim u smeru ka Nišu. Stubovi su izrađeni od kamenih blokova i betona.

1.1.2. Most na km 28+825 – L=3x34,20 m

Most se sastoji iz tri rešetkasta nosača sistema proste grede (Slika 2) istih raspona ukupne dužine L=3x34,2=102,6 m. Most je u pravcu sa usponom od 10 ‰. Glavni nosači, rešetke, su u zakovanoj izvedbi sa ravnim gornjim pojasem. Na krajevima svakog mosta su vertikale dok je donji pojas simetrično prelomljen sa bočnim zakošenim delovima i srednjim delom paralelnim sa gornjim pojasem. Razmak čvorova gornjeg pojasa je 2,85 m, a donjeg 2,75 m. Visine rešetke merene od gornje ivice gornjeg pojasa, do donje ivice donjeg pojasa iznose: kod oslonaca 2,85 m; na srednjem delu 5,00 m.

Slika 2 – Izgled mosta na km 28+825

Razmak glavnih nosača mosta je 2,60 m. Gornji spreg protiv vetra izveden je kao rešetka rombične ispune sa rastojanjem između čvorova 1,425 m. Donji spreg protiv vetra izveden je kao rešetka sa ispunom od ukrštenih dijagonala, a u krajnjim poljima kao K ispuna. Spreg za prijem sile bočnog udara vezan je za gornji pojas podužnih nosača. Ne postoji spreg za prijem sile kočenja. Nepokretna ležišta mosta su sa zaobljenjem kontaktne površine. Pokretna ležišta sastoje se od tri valjka Ø140 mm.

1.1.3. Most na km 32+832 – L = 4 x 44,10 m

Most se nalazi kod sela Parcani i premošćava suvu jarugu. Konstrukcija se sastoji iz četiri rešetkasta nosača sistema proste grede raspona L=44,1 m. Most je u pravcu sa usponom od 11,3‰. Glavni nosači, rešetke, su u zakovanoj izvedbi sa paralelnim pojasevima. Rešetka ima 12 polja od 3,675 m. Razmak glavnih nosača mosta je 2,65 m, visina je 3,775 m, sa ispunom od dijagonala i vertikala.

Kako na mostu originalno nije postojao spreg za prijem sila kočenja, veza poprečnih nosača za glavni je ojačana (negde oko 1980. godine) sa dve obostrano postavljene stolice u zavarenoj izradi. Spreg za prijem sile bočnog udara vezan je za gornji pojas podužnih nosača. Gornji spreg za vetar izveden je kao rešetka rombične ispune sa poljima 3,675 m. Donji spreg za vetar izveden je kao rešetka sa ispunom od ukrštenih dijagonala izuzev u prvom polju gde je K ispuna.

Slika 3 – Izgled mosta na km 32+832

Nepokretna ležišta mosta su sa zaobljenjem kontaktne površine. Pokretna ležišta imaju po tri valjka Ø150. Ležišta su na kvaderima od tesanog kamena.

Stubovi su prvobitno bili izrađeni od kamena, koji su sada ojačani armirano betonskim ivičnim stubovima i utegnuti horizontalnim gredama. Ne postoji dokumentacija o izvršenoj sanaciji stubova, ali je očigledno ona izvedena. Kvaderi od tesanog kamena takođe su utegnuti armirano betonskim prstenom.

1.1.4. Most na km 81+307 – L = 72,00 m

Most se nalazi kod Smederevske Palanke gde premošćava reku Jasenicu, izgrađen je 1981. godine. Most je rešetkasti raspona 72 m (Slika 4), sistema proste grede, u pravcu i horizontali. Podužni nosači su I preseka u zavarenoj izvedbi, u nivou donjeg pojasa, upušteni u odnosu na poprečne nosače. Rešetka ima 12 polja od 6,0 m, razmak glavnih nosača je 5,0 m. Visina rešetke je 8,5 m, sa ispunom od dijagonala i vertikala. Osnovni preseci štapova su u zavarenoj izvedbi. Pojasevi glavnog nosača su složeni sandučasti.

Slika 4 – Izgled mosta na km 81+307

Montažni nastavci su na 12 m, izvedeni su preko obostranih podvezica i zakivaka Ø23. Gornji spreg za vetar je sa rombičnom ispunom u svakom polju mosta. Donji spreg za vetar je sa ukrštenim dijagonalama u svakom polju mosta. U sastavu donjeg sprega postoje dva sprega

za prijem sile kočenja koji su u nivou podužnih nosača. Ležišta su klasična, pokretno sa valjcima, a nepokretno sa stolicom. Za prijem sile kočenja, predviđeno je ankerovanje nepokretnog ležišta.

1.2. MATERIJALI

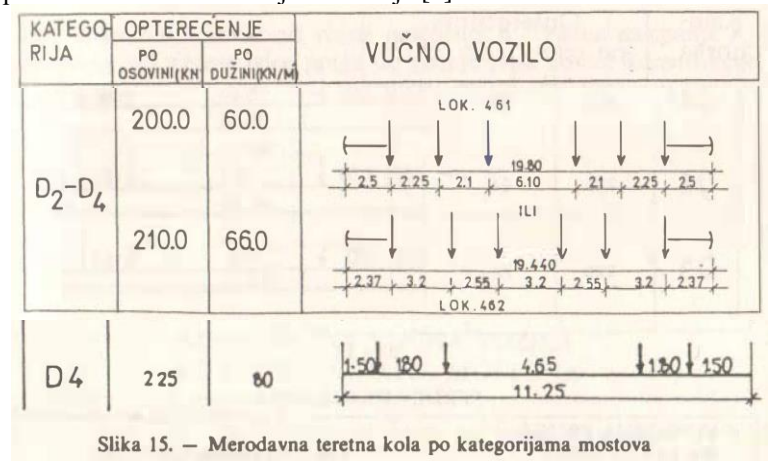
Kako nema dostupnih konkretnih arhivskih podataka, na osnovu istraživanja literature [3] o mostovima građenih u slično vreme može se zaključeno je da je osnovni materijal meki čelik posle 1900. godina. Tako je i usvojeno za proračun, sa sledećim karakteristikama: f_{yk} = 235,0 N/mm^2; f_{uk} = 335,0 N/mm^2.

Tabela 1. Parcijalni koef. za materijal prema [2]

Čelik	Stalna i prolaz. sit.			Izuzetna sit.	
	$\gamma_{M,0}$	$\gamma_{M,1}$	$\gamma_{M,2}$	$\gamma_{M,0,1}$	$\gamma_{M,2}$
Čelik posle 1900. god.	1,10	1,15	1,35	1,00	1,25

1.3. ŠEMA D4 – (PROJEKTNI ZADATAK)

Opterećenja iz šeme (Slika 5) postavljaju se tako da izazivaju najveće uticaje, pri čemu se, po potrebi, broj koncentrisanih sila vagona smanjuje, jednako podeljeno opterećenje se rastavlja, a broj vučnih vozila može se, po potrebi, smanjivati. Pri tome se jedan deo uticajne linije može ostaviti neopterećen ako to izaziva najveće uticaje [5].



Slika 15. — Merodavna teretna kola po kategorijama mostova

Slika 5 – Izvod iz Pravilnika 316 iz 1992. godine

2. DINAMIČKA ANALIZA

Pokretno opterećenje „D4“ kao i opterećenje definisana standardom [6], LM71, množi se dinamičkim faktorom Φ pri proračunu nosećih elemenata konstrukcije. Kriterijumi da li je neophodan dinamički proračun konstrukcije dat je u poglavlju 6.4.4, istog standarda. Ukoliko je neophodno uraditi dinamički proračun, rezultate tog proračuna treba uporediti sa rezultatima

statičkog proračun uvećanim za dinamički faktor Φ, a konstrukciju proračunati za nepovoljniji slučaj u skladu sa tačkom 6.4.6.1.2, istog standarda.

Jedan od parametara na osnovu koga se određuje da li je neophodan dinamički proračun konstrukcije mosta je prvi vertikalni ton slobodnih neprigušenih oscilacija konstrukcije uzimajući u obzir samo masu stalnog tereta. Ukoliko navedeni uslovi nisu ispunjeni (Slika 6) postoji rizik od pojave rezonance ili uvećanih oscilacija konstrukcije koje mogu da dovedu do velikih deformacija i prekoračenja granične nosivosti. Zbog toga je u tim slučajevima neophodno sprovesti dinamičku analizu. Za svaki realni model voza neophodno je sprovesti proračun za različite brzine kompozicije sve do maksimalne brzine. Maksimalnu brzinu treba uzeti kao 1,2 puta veću od projektovane brzine za datu deonicu pruge.

Dinamička analiza nije obavezna ako su dodatni kriterijumi dati u aneksu F standarda [6] zadovoljeni. Ti kriterijumi na žalost nisu primenjivi kod rešetkastih mostova koji ne mogu da budu adekvatno predstavljeni zamenjujućom linijskom gredom. Takođe ovi uprošćeni kriterijumi ne važe ukoliko je prvi ton iznad gornje granice, što je slučaj sa dva ispitivana mosta.

Kod mostova sistema proste grede rezonantna brzina može se proceniti kao:

$$v_i = n_0 \, \lambda_i \tag{1}$$

gde je:

n_0 frekvencija prvog tona vertikalnih oscilacija neopterećene konstrukcije

λ_i talasna dužina oscilacija koje pobuđuju konstrukciju

Tabela 2. Procena rezonantne brzine

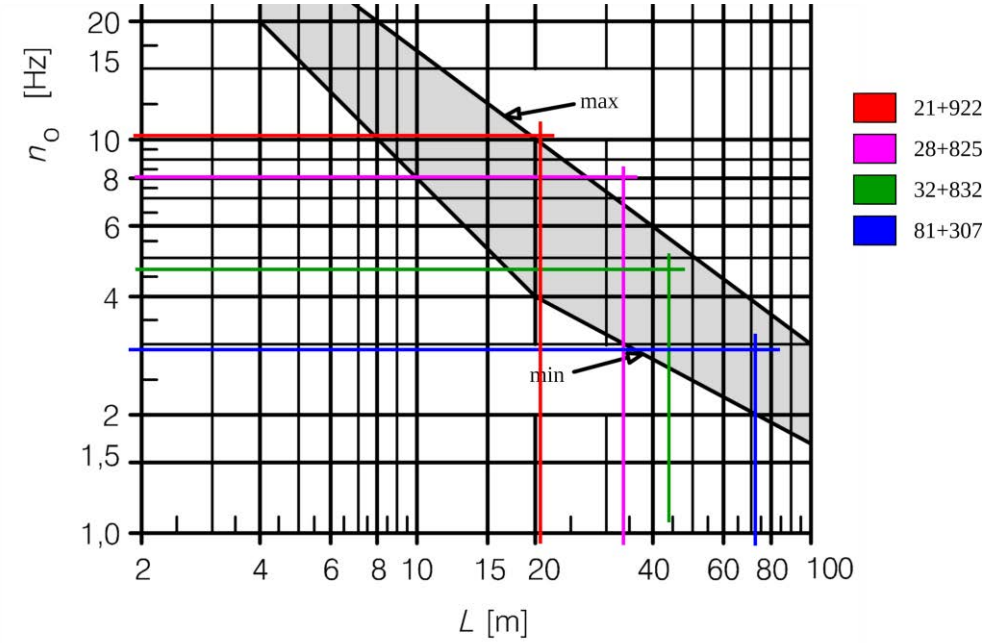
most	L	n_0	i	v_i
	[m]	[Hz]	[-]	[km/h]
21+922	20,76	10,1	1	**168**
			2	**84**
28+825	34,20	8,05	1	**135**
			2	**67**
32+832	44,10	4,69	1	**79**
			2	**39**
81+307	72,00	2,92	1	**49**
			2	**24**

Iz priloženog se vidi da za mostove sa malim frekvencijama oscilovanja mogu da budu merodavne male brzine vozova i obrnuto. Kako se pruge u Srbiji projektuju i rekonstruišu za brzine do 160 km/h (putnički saobraćaj) odnosno 120 km/h (teretni saobraćaj) [4], kod tri od četiri ispitana mosta mogu da se pojave rezonantni efekti za brzine manje od projektovane brzine.

Dakle po kriterijumu datom u standardu (Slika 6) za dva mosta bi bio neophodan dinamički proračun. Ispitivanje ovog kriterijuma, prema dijagramu datom u istom poglavlju standarda [6] na slici 6.9, obavezno je za sve brzine i mostove jednostavnog sistema (prosta greda). Prema tom dijagramu mostovi na km 21+922 i 28+825 sa svojim karakteristikama nisu unutar datih granica. Dalje se može pokazati da je za oba zaista neophodan dinamički proračun.

U konkretnom slučaju, pošto se radi o kontroli upotrebljivosti mostova za relativno kratak period od 2 godine, nije rađen direktan dinamički proračun navedenih mostova. Ispitivanje kriterijuma poslužilo je za ocenu opravdanosti ograničenja brzine vozova.

Sanacija, odnosno ojačanje mostova, kako bi mogli da zadovolje današnje standarde, ekonomski svakako nije opravdana, naročito ako se uzme u obzir starost mostova.



Slika 6 – Odnos prvog tona i raspona, ako se most nalazi između donje i gornje granice ne zahteva posebnu dinamičku analizu

3. ZAMOR – PREOSTALI VEK TRAJANJA

Obzirom da je za mostove projektovani vek trajanja oko 100 godina, postoji veća verovatnoća da do kolapsa dođe usled zamora nego usled statičkog preopterećenja. Ovi železnički mostovi su izgrađeni negde između 1920 i 1935 godine, osim mosta na Jasenici koji je izgrađen 1980. godine. Zbog toga je urađena procena preostalog veka trajanja konstrukcije mosta, odnosno procena preostale nosivosti na zamor.

Kod starih mostova usled zamora najčešće dolazi do oštećenja na mestima gde se oslanja kolosek (pragovi i šine) – podužni i poprečni nosači, kao i kod veza.

Treba napomenuti da svaki element konstrukcije ima drugačiji životni vek. Za proveru treba pre svega uzeti u obzir elemente u kojima se javljaju alternativni uticaji (pozitivni i negativni).

Opšta procedura procene preostalog veka trajanja konstrukcije usled zamora data je u literaturi [1]. Na osnovu dostupne dokumentacije i podataka koje je dostavio Investitor, vizuelnog pregleda, urađena je Faza I [1] procene nosivosti na zamor prema aktuelnim propisima SRPS EN 1993-2 poglavlje 9, SRPS EN 1993-1-9.

Opšti usvojeni ulazni podaci:

- Projektovani vek mosta T = 100 godina

- Obim godišnjeg teretnog saobraćaja — $5x10^6$ t/koloseku
- Opterećenje za zamor — D4
- Merodavni broj ciklusa opsega napona — N = 2.000.000
- Parcijalni faktor za opterećenje — γ_{Ff} = 1,00
- Parcijalni faktor za čvrstoću na zamor — $\Delta\sigma_C$, $\Delta\tau_C$
- za glavni nosač [1)] — γ_{Mf} = 1,25
- za kolovoznu konstrukciju — γ_{Mf} = 1,00
- Čvrstoća na zamor pri N (kat. detalja) [2)] — $\Delta\sigma_C$ = 71 N/mm^2
- Opseg napona — $\Delta\sigma_p = |\sigma_{P,max} - \sigma_{P,min}|$

Napomene:

- prema gore pomenutim propisima za deo konstrukcije gde su posledice od loma velike i u zavisnosti od metode procene (tolerancija na oštećenja ili siguran vek trajanja) koeficijent sigurnosti može biti 1,15 ili 1,35 (za proračun usvojeno 1,25)
- usvojeno prema [1], poglavlje 3.5.2

Opšti izraz za kontrolu zamora:

$$\mu_{Fat} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Ff}\gamma_{Mf}\Delta\sigma_{E,2}} \geq 1 \qquad (2)$$

Kada je $\mu_{Fat} > 1$, ispitivani element zadovoljava sigurnost na zamor. U suprotnom neophodna je detaljnija procena otpornosti na zamor (Faza II). Kada su poznati kritični detalji konstrukcije, sa najnižom vrednosti μ_{Fat}, može se uraditi proračun preostalog veka trajanja konstrukcije.

4. REZULTATI PRORAČUNA

Za statički proračun karakteristike svih preseka redukovane su koeficijentom 0,95 zbog korozije i načina uzimanja dimenzija elemenata (stara farba). Rezultati GSN i GSU kao i proračun na zamor (opterećenje od voza D4) pokazuju da most na km 21+922 u potpunosti može da zadovolji zahteve projektnog zadatka (Tabela 3).

Tabela 3. Pregled stepena iskorišćenja pojedinih elemenata mosta na km 21+922

element	R_{Ed}/R_{Rd}		napomena
podužni nosač	**0,79**		
poprečni nosač	**0,55**		
veza podužni-poprečni	cep. 1	**0,53**	
	cep. 2	**0,27**	
gornji pojas	**0,95**		
donji pojas	**0,84**		
dijagonala	**0,50**		
vertikala	**0,31**		
spreg za bočni udar	**0,71**		
spreg za kočenje	**0,71**		

Kod mosta na km 28+825 zbog nepostojanja sprega za kočenje poprečni nosači nemaju dovoljnu nosivost (Tabela 4), pa je kao mera sanacije predviđeno postavljenje novog sprega, odnosno ojačanje jednog polja.

Tabela 4. Pregled stepena iskorišćenja pojedinih elemenata mosta na km 28+825

element	R_{Ed}/R_{Rd}		napomena
podužni nosač	**0,68**		
poprečni nosač	**1,82 (0,41)**		vrednost u zagradi odnosi se na ojačani most
veza podužni-poprečni	cep. 1	**0,35**	
	cep. 2	**0,44**	
gornji pojas	**0,58**		
donji pojas	**0,73**		
dijagonala	**0,63**		
vertikala	**0,33**		
spreg za bočni udar	**0,56**		

Slično ponašanje pokazuje i konstrukcija mosta na km 32+832 što ukazuje da su projekti i mostovi iz istog vremena, za D4 opterećenje maksimalno iskorišćenje je oko 75%, što je dalje pokazalo da i po pitanju zamora ne postoji problem (Tabela 5), sa računskog stanovišta.

Tabela 5. Rezime provere zamora za most 32+832

Element konstrukcije	$\Delta\sigma_P$	$\lambda\ \Phi_2$	$\lambda\Phi_2\Delta\sigma_P$	$\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}$	μ_{fat}
	N/mm^2		N/mm^2	N/mm^2	> 1,0
					OK
Gornji pojas rešetke	66,9	0,48	32,2	56,8	**1,77**
Donji pojas rešetke	75,7	0,48	36,4	56,8	**1,56**
Dijagonala	86,3	0,48	41,5	56,8	**1,37**
Vertikala	19,6	0,48	9,4	56,8	**6,03**
Poprečni nosač	52,3	1,02	53,3	71,0	**1,33**
Podužni nosač	59,6	0,78	46,2	71,0	**1,54**

Optimalno dimenzionisanje mosta preko reke Jasenice u originalnom projektu, gde je sve računato sa ~95% iskorišćenja, pokazuje nažalost danas da je opterećenje od "D4" praktično granično za ovaj most.

Tabela 6. Pregled stepena iskorišćenja pojedinih elemenata mosta na km 81+307

element	R_{Ed}/R_{Rd}		napomena
podužni nosač	**0,67 (0,89)**		u zagradi vrednosti sa LM71 (α=1,2) [7]
poprečni nosač	**0,75 (1,00)**		
veza podužni-poprečni	cep. 1	**0,75**	
	cep. 2	**0,86**	
gornji pojas	**0,93 (1,30)**		uzeta stabilnost u obzir
donji pojas	**0,99 (1,38)**		
dijagonala	**0,75 (1,05)**		
vertikala	**0,78 (1,09)**		
spreg za bočni udar	**0,77**		

Poređena radi dat je proračun sa vozilom LM71, α = 1,2 [7] vrednosti u zagradi (Tabela 6) i proračun zamora sa istim opterećenjem i α = 1,0 (Tabela 7).

Tabela 7. Rezime provere zamora za most 81+307 za vozilo LM71

Element konstrukcije	$\Delta\sigma_P$	$\lambda\ \Phi_2$	$\lambda\Phi_2\Delta\sigma_P$	$\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf}$	μ_{fat}
	N/mm^2		N/mm^2	N/mm^2	> 1,0
					OK
Gornji pojas rešetke	116,2	0,44	51,1	56,8	**1,11**
Donji pojas rešetke	123,1	0,44	54,2	56,8	**1,04**
Dijagonala	133,3	0,44	58,7	56,8	**0,96**
Vertikala	98,1	0,44	43,2	56,8	**1,31**
Poprečni nosač	210,2	0,74	155,5	71,0	**0,46**
Podužni nosač	241,1	0,59	142,2	71,0	**0,50**

5. ZAKLJUČAK

Most na km 21+922 raspona L=20,76 m je zatečen u jako lošem stanju, korozija je prodrla duboko u presek naročito kod podužnih nosača (Slika 7), manje kod poprečnih. Prilikom prolaska voza okom su uočljive deformacije konstrukcije. Analiza je pokazala da je konstrukcija ovog mosta osetljiva na dinamičko opterećenje. Iako svi elementi, kada bi bili kao „novi“, zadovoljavaju po nosivosti i na zamor, preporučena je hitna sanacija mosta, u konkretnom slučaju je adekvatnija zamena mosta novim.

Slika 7 – Potpuna degradacija donje flanše podužnog nosača usled korozije

Glavna čelična konstrukcija mosta na km 28+825 nakon vizuelnog pregleda ocenjena je kao solidna (površinska korozija). Veća oštećenja, pa i potpuna degradacija osnovnog materijala je na samim podužnim nosačima i njihovim vezama sa poprečnim. Svi radovi koji su bili predviđeni projektom opravke mosta iz 1981. su izvedeni. Pokretna ležišta su u opsegu graničnika donje ležišne ploče, ali je upitna njihova funkcionalnost. Kako je pregled vršen u period januar-mart 2018. godine, a temperatura vazduha za vreme pregleda se kretala od +5 do +10 ^{O}C, položaj pokretnih ležišta nije odgovarao skraćenoj dužini konstrukcije mosta. Na stubovima mosta vidljiva su oštećenja, raspadanje spojnog maltera između kamenih kocki, koja odgovaraju pravcu zatezanja usled velikih sila pritiska (razdvajanje između ležišta). Kameni kvaderi su takođe oštećeni i njihova nosivost je upitna.

Za most na km 32+832 važi sve isto kao i za most na km 28+825 (Slika 8). Na stubovima mosta vidljiva su oštećenja, pa čak i novijih betonskih ojačanja.

Slika 8 – Oštećenja stuba i položaj pokretnog ležišta pri temperaturi od oko 10^{o}C

Najnoviji most na km 81+307 je u najboljem stanju, korozija je površinska, nema plastičnih deformacija glavnih elemenata. Lokalno na nekoliko mesta su uočena velika oštećenja vute poprečnog nosača, na jednom toliko da je i vertikala rešetke pretrpela deformaciju (uvrtanje). Ovo je verovatno nastalo kao posledica udara transportovanog tereta. Na stubovima i kvaderima nema vidljivih oštećenja.

Rezultati statičkog proračuna, proračuna na zamor, pokazuju da svi mostovi imaju dovoljnu rezervu nosivosti za kategorisano pokretno opterećenje D4. Međutim, iako je konstrukcija mosta preko Jasenice sračunata za LM71 (UIC 71), ona nema potreban kapacitet nosivosti na zamor za isto to opterećenje, jer u originalnom projektu zamor nije proveren. Isto se može dokazati i za ostale mostove. Kategorisano opterećenje D4 daje oko 20% manje uticaje, a kada se uzme u obzir i koeficijent za magistralne pruge od 1,2 onda su uticaji i do 40% manji u odnosu na LM71.

LITERATURA

[1] Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life. Background documents in support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes, First Edition, February 2008, JRC European Commission

[2] Nachrechnungsrichtlinie von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung Abteilung Strassenbau. Ausgabe: 05/2011. (kratko: NRRi:2011)

[3] Helmerich, R.: Alte Stähle und Stahlkonstruktionen. Materialuntersuchungen, Ermüdungsversuche an originalen Brückenträgern und Messungen von 1990 bis 2003. Forschungsbericht 271. Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM). Berlin 2005

[4] Glavni projekat konstrukcije mosta. Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu. DEL ING d.o.o., Beograd, 2011

[5] Pravilnik 316. Tehnički normativi za određivanje veličina opterećenja i kategorizaciju železničkih mostova, propusta i ostalih objekata na železničkim prugama. Zajednica Jugoslovenskih Železnica, Beograd 1992.

[6] SRPS EN 1991-2:2012 Evrokod 1: Dejstva na konstrukcije - Deo 2: Saobraćajno opterećenje na mostovima

[7] SRPS EN 1991-2/NA:2019 Evrokod 1: Dejstva na konstrukcije - Deo 2: Saobraćajno opterećenje na mostovima – Nacionalni prilog

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-15 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Radovan Cvetković[1], Dragoslav Stojić[2], Nemanja Marković[3], Stefan Conić[4]

POSTOJEĆE STANJE NOSEĆE DRVENE KONSTRUKCIJE ANEKSA POKRIVENIH PLIVAČKIH BAZENA U KRUŠEVCU SA PREDLOGOM MERA REKONSTRUKCIJE

Rezime:

U radu je data procena stanja dotrajale konstrukcije aneksa pokrivenih plivačkih bazena, dela konstrukcije od LLD-a, nad centralnim bazenom, zidane konstrukcije koja odvaja ova dva posebna dela superstrukture objekta, kao i predlog neophodnih postupaka na sanaciji i rekonstrukciji istaknutih konstrukcijskih celina. Konstrukcija aneksa u dva nivoa, koja zajedno pokrivaju bruto površinu u iznosu od 4000m^2, projektovana je u unakrsno lameliranom drvetu, zbog niza prednosti koje ovaj materijal pruža u ovakvim situacijama, u kombinaciji sa linijskim elementima od lepljenog lameliranog drveta. Projektantska rešenja su zasnovana na potrebi brzog, efikasnog i kvalitetnog procesa izvođenja rekonstruktivnih postupaka.

Ključne reči: drvena konstrukcija, lepljeno lamelirano drvo, unakrsno lamelirano drvo, aneks.

THE TIMBER STRUCTURE STATE OF THE ANNEX OF COVERED SWIMMING POOLS IN KRUSEVAC WITH RECONSTRUCTION PROCEDURE

Summary:

The paper evaluates the state of the timber structure construction of the annex of covered swimming pools, the part of the glued laminated structure above the central pool, the masonry structure that separates these two special parts of the building superstructure, as well as the steps of necessary procedures for rehabilitation and reconstruction of mentioned structural units. The construction of the annex in two levels, which together cover a area of 4000 m^2, is designed in cross-laminated timber (CLT), due to a number of advantages that this material provides in such situations, combined with linear elements of glued laminated timber (GL). Design solutions are based on the need for a fast, efficient and quality process of reconstructive procedures.

Key words: timber structure, glued laminated timber, cross laminated timber, annex.

[1]*Dr, dipl. građ. inž. docent, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, radovancvetkovic1967@gmail.com*
[2]*Dr, dipl. građ. inž., red. profesor, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, dragoslav.stojic@gmail.com*
[3]*Dipl. građ.inž., asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, nemanjamarkovic85@gmail.com*
[4]*Mast. inž. građ, student doktorskih studija, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, stefanconic89@gmail.com*

1. UVOD

U ovom delu dat je kratki osvrt na prethodnu sanaciju konstrukcije od lepljenog lameliranog drveta objekta pokrivenih bazena, sa opisom konstrukcije objekta, pregled sadašnjeg stanja konstrukcije aneksa sa lociranjem uzroka postojećih oštećenja, detaljan opis sanacije konstrukcije aneksa sa nizom praktičnih sugestija koje bi trebalo izvođaču radova omogućiti realizaciju posla u kratkom i efikasnom roku sa odgovarajućim kvalitetom popisanih pozicija.

Postojeći objekat izgrađen je 1982. godine, prema projektu projektne organizacije "Krivaja-Industrijski inžinjering" iz Beograda. Konstukcija je izrađena od lepljenog lameliranog drveta (LLD). Usled neadekvatnog održavanja i zaštite došlo je do značajnog oštećenja kako glavnih nosača tako i sekundarnih elemenata od LLD, kao i krovnog pokrivača, pa je bilo nužno izvršiti sanaciju postojećeg objekta.

Ekspertizu stanja objekta je uradio Institut za materijale i konstrukcije iz Beograda, a potom i sam projekat sanacije, po kome su u toku 2006. godine izvedeni radovi na sanaciji.

Objekat zatvorenih bazena u Kruševcu sastoji se iz sledećih arhitektonskih i konstrukcijskih celina: centralnog dela u kome su smešteni bazeni i tribine (slika 1), perifernog (aneksnog) dela koji se sastoji od prizemlja i sprata sa pratećim sadržajima i kancelarijama, (slika 2-severni deo aneksa).

Slika 1 - Visoki deo objekta

Drvenu konstrukciju visokog broda čine glavni nosači od lepljenog lameliranog drveta preseka 22/165cm sistema Gerberovog nosača. Ovaj nosač je izveden preko dva polja (sa tri stuba) raspona 35+15m, sa montažnim zglobom u većem polju, a na rastojanju 5,75m od srednjeg stuba. Međusobni razmak ovih nosača je 10m. Glavni nosači su dakle oslonjeni na fasadne (dva reda) i srednje stubove (jedan red). Raspored stubova u sredini je 10m, a razmak montažnog zgloba od srednjeg stuba u većem polju iznosi 5,75m. Na glavne nosače oslanjaju se sekundarni nosači od lepljenog lameliranog drveta preseka 12/50cm (14/50cm), sistema proste grede, na razmaku od 2,5m.

Preko sekudarnih nosača direktno je postavljen krovni pokrivač od trapepeznog lima visine 6cm, da bi preko njega bili izvedeni slojevi parne brane, termo i hidroizolacije.

Fasadni stubovi u liniji armirano betonskog zida su od lepljenog lameliranog drveta pravougaonog poprečnog preseka. Oni su zglobno oslonjeni na betonske stubove-temelje, pri čemu su za horizontalno opterećenje oslonjeni na spregove u ravni krova. Ovi stubovi su pod uglom od 12°. U odnosu na vertikalnu ravan. Oni su na međusobnom rastojanju od 10m. Stubovi su u toku sanacije ojačani rešetkastom metalnom konstrukcijom i obloženi gips-kartonskim pločama.

Slika 2 - Aneksi sa pratećim sadržajima i kancelarijama

Stubovi na severozapadnoj strani su od lepljenog lameliranog drveta i na medjusobnom su rastojanju od 10m. Srednji stubovi konstrukcije, koji se nalaze u sredini, su od lepljenog lameliranog drveta četinara I klase pravougaonog poprečnog preseka, zglobno oslonjeni na betonske temelje.Stubovi u podužnim zidovima medjusobno su povezani fasadnim riglama koje su od lepljenog lameliranog drveta pravougaonog poprečnog preseka.

Kalkanski zidovi centralnog dela objekta izvedeni su kao zidana platna debljine 20cm, uokvirena AB vertikalnim i horizontalnim serklažima koja su u ravni krova, za horizontalne uticaje, oslonjene na krovne spregove. Spregovi u krovnoj ravni postoje kako pored podužnih tako i pored kalkanskih zidova i oni su u svim slučajevima izvedeni u vidu sistema ukrštenih dijagonala od čelika kružnog poprečnog preseka. Prema osnovnom projektu, u podužnim zidovima fasadne ravni na oba kraja visokog dela objekta predvidjena su vertikalna ukrućenja, takodje u vidu ukrštenih dijagonala kružnog poprečnog preseka.

Horizontalni spregovi u ravni krova nalaze se po obodu celog dela objekta u kome se nalaze bazeni i tribine. Spregovi su od ukrštenih dijagonala poprečnog preseka 40mm, a dužine 7m.

Noseću krovnu konstrukciju aneksa sačinjavaju krovni nosači od lepljenog lameliranog drveta pravougaonog poprečnog preseka, raspona 12m. Ovi nosači su jednim krajem oslonjeni na stubove podužnog zida aneksa, a drugim krajem na betonsku konstrukciju hale. Razmak krovnih nosača je 2,5m. Preko ovih nosača postavljeni su elementi od profilisanog lima, a preko istih izvedena je betonska ploča koja sa limom formira spregnutu konstrukciju. Preko ovako dobijene krovne ploče projektovan je i u prvoj fazi izveden sistem ravnog krova.

Međuspratnu konstrukciju u okviru aneksa (konstrukcija između prizemlja i sprata) formiraju nosači od lepljenog lameliranog drveta pravougaonog poprečnog preseka sistema grede sa prepustom raspona 10+2,5m, a na razmaku od 2,5m. Ova konstrukcija je oslonjena na stubove u sklopu podužnog zida prizemlja u okviru aneksa (na delovima uz prepuste) i na betonsku konstrukciju hale. Preko ovih nosača postavljeni su takodje elementi od rebrastog lima preko kojih je izlivena betonska ploča i tako dobijena spregnuta konstrukcija.

Stubovi u podužnim zidovima aneksa ispod krovne i medjuspratne konstrukcije su od lepljenog lameliranog drveta pravougaonog poprečnog preseka-zglobno oslonjeni na odgovarajuće nosače, odnosno na betonske temelje.

Zbog pojave oštećenja krovnog pokrivača i prokišnjavanja u prostoru sa bazenima i tribinama, krovna konstrukcija centralnog dela objekta je sanirana, odnosno rekonstruisana izradom novog krovnog pokrivača sa pripadajućom podkonstrukcijom.

2. OPIS STANJA KONSTRUKCIJE ANEKSA U SEVERNOJ, JUŽNOJ I ISTOČNOJ ZONI OBJEKTA

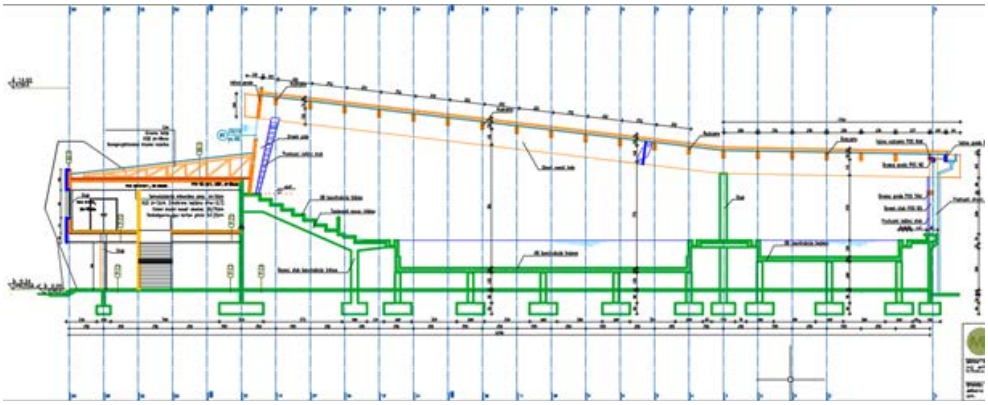
Duž severne i istočne (glavne, frontalne) fasade aneksa, uočljiva su oštećenja u erkernim spojevima krovnih greda, međuspratnih greda i stubova izazvana truljenjem materijala i popuštanjem određenih spojnih sredstava. Ipak, uprkos očiglednim oštećenjima, do promene geometrije konstrukcije (prekomernih ugiba, dezintegracije čvornih veza) nije došlo izuzev u desnoj ugaonoj zoni sprata aneksa, gledano u odnosu na čeonu fasadu objekta. U pomenutoj zoni objekta došlo je do jasnih deformacija konzolnih drvenih elemenata u sklopu međuspratne konstrukcije (konstrukcijski pravci 30-35 i F-S), promene geometrije konstruktivnih sklopova, oštećenja spregnute MSK, nagnječenja drvenih oslonaca parapetnih fasadnih durisol panela... (slike 3. i 4.)

Slika 3 - Aneks na severnoj strani objekta

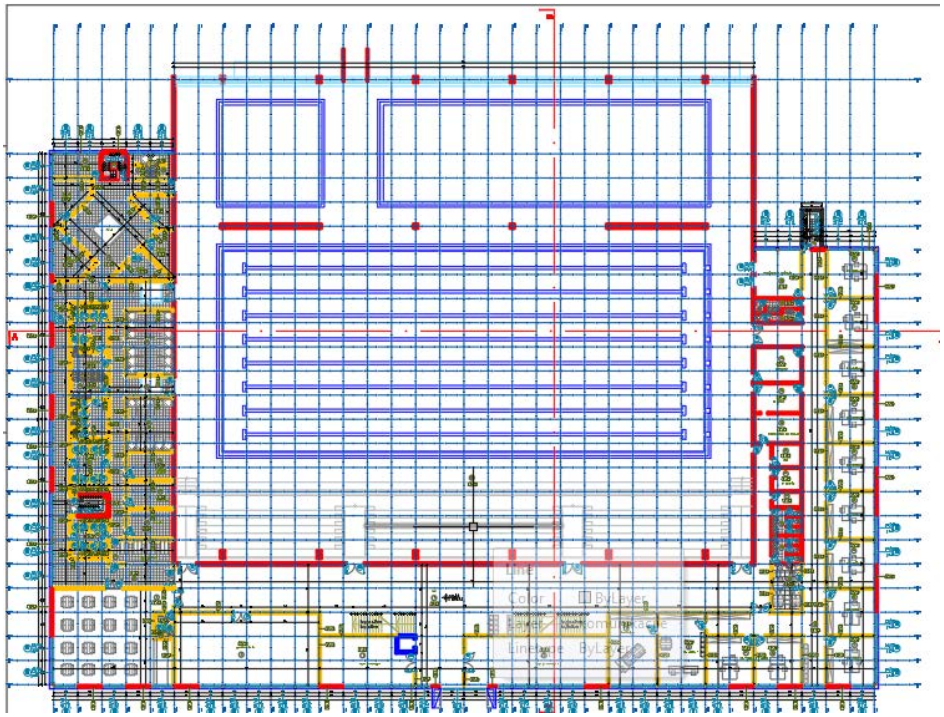
Slika 4 - Nosač aneksa u pravcu M-M, K-K i L-L sa jasnim oštećenjima i izmenom geometrije veze

Na osnovu detaljnog pregleda i kontrolne statičke analize predmetnog dela konstrukcije aneksa može se zaključiti da se postupak sanacije i rekonstrukcije aneksa objekta zatvorenih bazena, može sagledati kroz analizu stabilnosti i sigurnosti konstrukcije aneksa od lepljenog lameliranog drveta i kalkanskih zidanih zidova i da se na osnovu rešenja datih u idejnom projektu (IDR) predviđa kompletna zamenu konstrukcije aneksa od LLD-a na svim stranama objekta. Postupak zamene oštećenih grednih nosača i stubova od LLD-a biće izložen u sledećem poglavlju, a detaljna razrada izvođačkih detalja data je kroz projekat za izvođenje (PZI). Postojeće spregnute MSK tipa čelik-beton, u nivoima +4,00 i +8,00m, biće zamenjene lakšim, energetski efikasnijim konstrukcskim panelima od unakrsno lepljenog drveta (*CLT-cross laminated timber*).

3. POSTUPAK REKONSTRUKCIJE ANEKSA OBJEKTA ZATVORENIH BAZENA ZA PLIVANJE



Slika 5 - Poprečni presek objekta pokrivenih plivačkih bazena



Slika 6 - Osnova sprata i aneksnih delova objekta pokrivenih plivačkih bazena

Na slikama 5. i 6. date su osnova i karakteristični vertikalni presek novoprojektovanog, arhitektonskog u konstrukcijskog rešenja aneksa objekta pokrivenih plivačkih bazena u Kruševcu. Poseban uslov projektnog zadatka odnosi se na dužinu trajanja kompletne re-konstrukcije i arhitektonske restauracije tj. potrebu da objekat što kraće bude van funkcije. S toga, predvideli smo projektom sledeće faze:

1) Izrada odgovarajuće prihvatne skele do nivoa poda i plafona sprata aneksa,
2) Demontaža postojeće stolarije i transport do najbliže deponije, demontaža parapetnih zidova od betona, demontaža nadprozornih zidova od betona, demontaža kompletne krovne obloge, demontaža svih konstrukcijskih elemenata aneksa od LLD-a, u granicama naznačenih konstrukcijskih pravaca, demontaža spregnutih tipa, čelični lim–beton, tavanskih i međuspratnih konstrukcija,
3) Montaža novih konstrukcijskih elemenata od LLD-a i ugradnja odgovarajućih spojnih sredstava, u skladu sa grafičkom prilozima datim u PZI-u, u nivoima +4,00 i +8,00m.
4) Montaža i ugradnja nove međuspratne drvene konstrukcije od unakrsno lepljenog drveta (ULD-a (CLT-a)), debljine d=12cm, u skladu sa statičkim proračunom i zahtevima graničnog stanja nosivosti i upotrebljivosti, u svemu prema detaljima datim u izvođačkom projektu (PZI), u nivou +4,00m.
5) Montaža i ugradnja nove tavanske drvene konstrukcije od unakrsno lepljenog drveta (ULD-a), debljine d=12cm , u skladu sa statičkim proračunom i zahtevima graničnog stanja nosivosti i upotrebljivosti, u svemu prema detaljima datim u izvođačkom projektu, u nivou +8,00m.

6) Montaža novoprojektovanih parapetnih lakih panela, od unakrsno lepljenog drveta (ULD-a). Paneli se ugradjuju pričvršćivanjem za spoljašnje strane stubova od LLD-a, vezivanjem za njih odgovarajućim zavrtnjima bez navrtke i odgovarajućim profilisanim čeličnim ugaonicima. Zatim se sa spoljašnje strane izrađuje fasadna, aluminujumska, sa termoizolacijom ispunjena obloga. Sa unutrašnje strane ugrađuje se vatrootporne gipsne ploče debljine d=12,5mm.
7) Montaža novoprojektovanih nadprozornih lakih panela (biće dat detalj njihove konstrukcije u PZI-u), od unakrsno lepljenog drveta (ULD-a). Paneli se ugradjuju pričvršćivanjem za spoljašnje strane stubova od LLD-a, vezivanjem za njih odgovarajućim zavrtnjima bez navrtke i odgovarajućim profilisanim čeličnim limovima. Zatim se sa spoljašnje strane izrađuje fasadna, aluminujumska, sa termoizolacijom ispunjena obloga. Sa unutrašnje strane ugrađuje se vatrootporne gipsne ploče debljine d=12,5mm. Izrada i montaža jednovodne krovne konstrukcije od lakih, drvenih, krovnih, rešetkastih nosača i odgovarajuće krovne obloge u svemu prema detaljima datim u PZI-u.
8) Zaštita drvene konstrukcije odgovarajućim fungicidnim i insekticidnim sredstvima, pre ugradnje.
9) Izrada diskretno postavljenog sistema olučnih vertikala i horizontala za odvod atmosferilija i limarska zaštita svih, spoljašnjim atmosferskim uticajima, izloženih drvenih površina, obložnim plastificiranim limom, d=0,6mm.
10) Izrada, transport i montaža novoprojektovanih čeličnih jednakokrakih stepeniša u skladu sa detaljima, specifikacijom i proračunom datim u delu projekta za izvođenje.

Slika 7 - Centralni deo glavne fasade objekta – novoprojektovano rešenje

4. ZIDOVI IZMEĐU ZATVORENIH PLIVAČKIH BAZENA I ANEKSA

Naznačeni zidovi odvajaju prostor aneksa od prostora zatvorenih plivačkih bazena, nose deo opterećenja od krovne konstrukcije iznad zatvorenih plivačkih bazena kao i deo opeterećenja od konstrukcije aneksa. Zidovi se karakterišu velikom visinom, malom debljinom u odnosu na

njihovu visinu (školski primer problema sa vitkošću i stabilnošću) jasno izraženom imperfekcijom i posledičnim oštećenjima obloge koja ukazuju na njihovu dotrajalost i nestabilnost i nesigurnost. Po celoj gornjoj ivici zidova, celom njenom dužinom izveden je tkzv. armiranobetonski serklaž u debljini zida i visini od 100-120cm, što je nepotrebno dodatno linijsko opterećenje u iznosu od 600-750kg/m‘ i tokom dosadašnjeg eksploatacionog veka objekta u velikoj meri je zaslužno za stvaranje napred navedenih efekata. U projektnoj dokumentaciji koja je deo PZI-a biće dati detalji postupaka sanacije navedenog stanja zidova u konstrukcijskim pravcima 6-6 i 30-30. Rešenje navedenih opisanih nedostataka je u ojačanju zidova „orebravanjem‘‘, tj, izradom dopune poprečnih preseka zidova vertikalnim „rebrima‘‘ od armiranog betona, MB30, pravougaonog poprečnog preseka dimenzija b/h=30/80cm, na svakih 5m rastojanja po dužini predmetnih zidova. Ovi dodatni konstrukcijski elementi moraju se spregnuti sa, u zidu, postojećim vertikalnim serklažima koji su deo postojećeg, nedovoljnog, sistema za ukrućenje zidova, sastavljenog od vertikalnih i horizontalnih AB serklaža. Opisana ojačanja kreću od temeljne ploče objekta, prolaze kroz ploču u nivou površine bazena i svojim završnim gornjim delom se sprežu sa završnim AB serklažom zida čija je visina 100-120cm.

5. ZAKLJUČAK

U tekstu iznad dat je opis neophodnih postupaka na sanaciji i rekonstrukciji konstrukcije aneksa u dva nivoa koja zajedno pokrivaju bruto površinu u iznosu od 4000m^2. S obzirom na veliki obim radova, dužinu trajanja istih kao i arhitektonsku rekonstrukciju poslovnog dela kompletnog aneksa koja je sagledana kroz idejno rešenje (IDR), u delu koji se odnosi na novoprojektovane instalacije vodovoda i kanalizacije, instalacije jake i slabe struje, mašinske instalacije, instalacije dojave požara, optimalni nivo energetske efikasnosti i očekivanu veliku investicionu vrednost svih arhitektonsko-građevinskih radova i zahvata na kompletnoj rekonstrukciji i sanaciji konstrukcije i prostora aneksa objekta zatvorenih bazena za plivanje, predložena je realizacija projekta kroz izvođenje radova na sanaciji i rekonstrukciji konstrukcije aneksa u više faza.

Tokom eksploatacije objekta moraju se vršiti redovni godišnji pregledi drvene konstrukcije, kako bi se uočila eventualna oštećenja usled atmosferskih (temperatura, promena vlage, padavine) i drugih nepovoljnih uticaja na konstrukciju.

LITERATURA

[1] Cvetković R., Marković N., Conić S., Stojić D.: *Glavni projekat rekonstrukcije konstrukcije od LLD-a aneksa objekta pokrivenih plivačkih bazena u Kruševcu* , 2020.

[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] JUS U.C9.300 Projektovanje i izvođenje drvenih konstrukcija. Konstrukcije od lepljenog lameliranog drveta.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-16 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Ivan Ignjatović[1], Drago Ostojić[2], Nikola Muravljov[3]

PROCENA STANJA KONSTRUKCIJE NAKON POŽARA SA MERAMA SANACIJE I REALIZACIJA REŠENJA

Rezime:

U ovom stručnom radu prikazana su oštećenja konstrukcije objekta usled dejstva požara, predlog mera sanacije i realizovano rešenje. Konstrukcija desetospratnog objekta je armiranobetonska, sa montažnim prethodnonapregnutim tavanicama sistema IMS i kvadratnim stubovima u pravilnom rasteru. Veza između kasetiranih tavanica i stubova je ostvarena pomoću užadi za prednaprezanje u oba pravca. Usled požara, tavanice su pretrpele lokalna vidna oštećenja, koja se ogledaju u degradaciji pojedinih ploča i rebara kasetirane tavanice. Izvršen je makroskopski pregled, proračunom potvrđena nosivost tavanica i kontrolisana sila prednaprezanja u kablovima merenjem frekvencije oscilovanja žica u kablu. Na bazi klasifikacije tipičnih oštećenja date su mere sanacije pojedinih elemenata konstrukcije i prikazano izvedeno rešenje.

Ključne reči: požar, betonska konstrukcija, prednaprezanje, sanacija

ASSESMENT OF STRUCTURE EXPOSED TO FIRE WITH RETROFITTING MEASURES AND IMPLEMENTATION

Summary

This technical paper presents the damage to the structure due to the effects of fire, the proposed retrofitting measures and the implemented solution. The reinforced concrete structure of the ten-story building is consisted of prefabricated prestressed coffered structure (IMS system) and square columns in a regular grid. The connection between the horizontal structure and the columns is made by means of prestressed wires in both directions. A macroscopic inspection was performed, the bearing capacity of the structure was confirmed by calculation and the prestressing force in the cables was controlled by measuring the frequency of oscillations of the wires in the cable. Based on the classification of typical damages, measures for repairing individual structural elements are given and the derived solutions are presented.

Key words: fire, concrete structure, prestressing, retrofitting

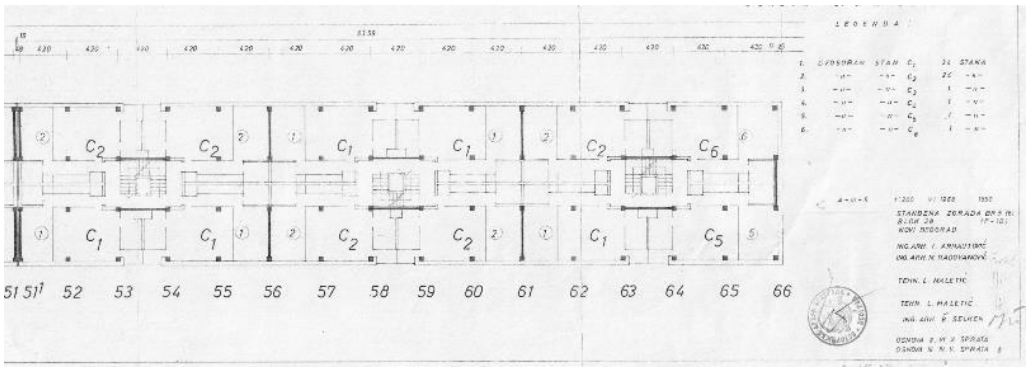
[1] *Dipl.građ.inž, Dr, v.prof, Univerzitet u Beogradu-Građevinski fakultet, Bulaver kralja Aleksandra 73, ivani@imk.grf.bg.ac.rs*
[2] *Dipl.građ.inž, Univerzitet u Beogradu-Građevinski fakultet, Bulaver kralja Aleksandra 73, drago@imk.grf.bg.ac.rs*
[3] *Dipl.građ.inž, koljaka@gmail.com*

1. UVOD

U ovom radu prikazana je procena stanja armiranobetonske konstrukcije zgrade u Bulevaru Milutina Milankovića u Beogradu nakon požara koji se dogodio 21.03.2020. godine. Osim toga, data su rešenja za sanaciju i ojačanje konstrukcije i prikaz izvedenih radova.

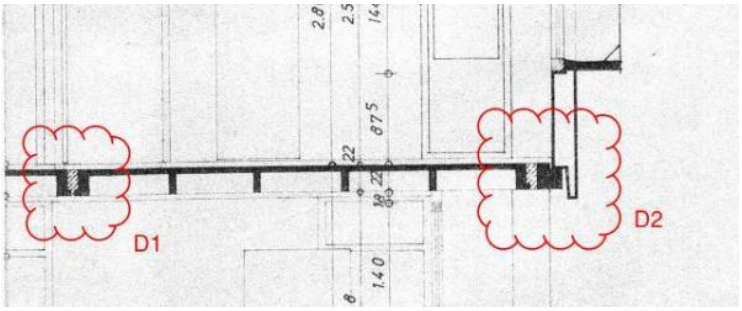
2. OPIS KONSTRUKCIJE

Predmetna zgrada u ul. Milutina Milankovića je sagrađena početkom sedamdesetih godina prošlog veka. Po visini se sastoji od podruma, prizemlja, deset spratova i krovne ploče. Jedna lamela zgrade je pravougaonog oblika, dužine oko 63m (15x4.2m) u dužem i oko 13m (3x4.2m) u kraćem pravcu, slika 1.



Slika 1 - Dispozicija konstrukcije

Osnovni konstrukcijski sistem je izveden u montažnom sistemu IMS. Noseći sistem zgrade čine vertikalni armiranobetonski stubovi na međusobnom osovinskom rastojanju od 4.20m u oba pravca, zajedno sa armiranobetonskim zidovima raspoređenim u dva ortogonalna pravca. Stubovi su pravougaonog poprečnog preseka, dimenzija 34x34 cm. Horizontalni elementi konstrukcije su montažne "kasetirane" tavanice dimenzija u osnovi oko 4.20/4.20m, ukupne visine 22 cm. Tavanicu čine rebra širine 4 cm na ortogonalnom rasteru od oko 80 cm i ploča debljine 5 cm, slika 2.



Slika 2 - Poprečni presek međuspratne konstrukcije

Veza između kasetiranih tavanica i stubova je ostvarena pomoću užadi za prednaprezanje u oba pravca. Užad su smeštena između kasetiranih tavanica u posebno oblikovanim žljebovima i naknadno zaliveni betonom, formirajući sistem rigli u ortogonalnom pravcu stubova, detalj D1, slika 2. Primenjeni sistem se zasniva na sili pritiska koja se unosi pomoću užadi, odnosno na sili trenja između ivičnih greda tavanice i stubova. Ta sila formira se na bazi sile u užadima i usvojenog koeficijenta trenja. Fasada je sačinjena od betonskih fasadnih panela oslonjenih na fasadne grede koje se oslanjaju na stubove, detalj D2, slika 2. Prostornu stabilnost za horizontalna opterećenja (seizmiku) daju parovi armiranobetonskih zidova, slika 1. Smatra se da seizmička otpornost konstrukcije nije izmenjena u odnosu na stanje pre požara i nije predmet analize sprovedene u okviru ovog rada.

3. STANJE KONSTRUKCIJE NAKON POŽARA

3.1. OPIS OŠTEĆENJA

Makroskopski pregled objekta obuhvatio je utvrđivanje stanja konstrukcije na spratovima VIII, IX i X, obilaskom stanova čija je pozicija u osnovi označena na slici 3.

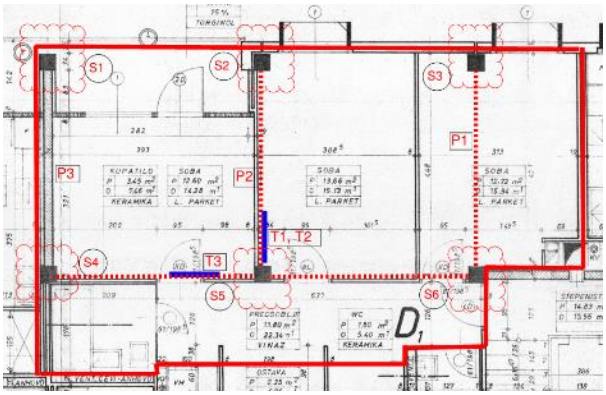
Usled požara, tavanice su pretrpele lokalna vidna oštećenja, koja se ogledaju u degradaciji pojedinih ploča i rebara kasetirane tavanice. Oštećenja se mogu podeliti u tri grupe:

- Velika oštećenja rebara tavanice, u smislu potpunog ili značajnog gubitka betonskog preseka rebara, najčešće u prvim poljima uz ivično rebro (P1, P2, slika 3). U ovim poljima, postoji i dominantna podužna pukotina u ploči, sa nizom sitnijih pukotina, koje kompromituju nosivost tog dela tavanice. Na mestima pukotine u ploči došlo je do vertikalnih dilatiranja između delova AB tavanice. Na tavanici VIII sprata ovo se može tumačiti nekom vrstom „udara“ nakon eksplozije plinske boce u toku (ili na početku) požara, tj. delovanju opterećenja „na gore“. Međutim, slična slika zabeležena je i na tavanici IX sprata, a koja je bila izložena požaru odnosno visokoj temperatruri posredno, preko fasade i terase. Za takvu sliku oštećenja na tavanici IX sprata može se reći da je atipična i ne može se objasniti samo dejstvom visoke temperature na AB elemente, kod kojih bi se očekivalo otpadanje zaštitnih slojeva praćeno izduženjem armature i relativno ravnomero raspoređene prsline u rebrima kasetirane tavanice. Jedna od mogućnosti je da je usled požara došlo do oštećenja užadi za prednaprezanje, čime se, imajući u vidu konstruktivni sistem, dovodi u pitanje nosivost čitave tavanice.
- Delimična oštećenja rebara, manifestovana najčešće gubitkom zaštitnog sloja betona na delu ili celom dužinom rebra u okviru jedne kasete, praćena mrežom sitnijih prslina u ploči.
- Oštećenja između ivičnih rebara-rigli ili između ivičnog rebra i zida, u zoni užadi za prednaprezanje (P3, slika 3). Pod dejstvom vatre, plamena ili dima oštećena su ivična rebra sa donje strane, što znači da je visoka temperatura imala pristup užadima za prednaprezanje unutar žljebova opisanih u delu 2.

Vizuelnim pregledom nisu utvrđena bitna oštećenja stubova- nema otpadanja zaštitnog sloja ili izbočavanja armature usled izloženosti visokoj temperaturi. Izuzetak je fasadni stub na terasi (S1, slika 3) gde je primetno izgubljen zaštitni sloj betona na delu stuba, a na preostaloj visini stuba zaštitni sloj je slabo vezan sa ostatkom betonske mase i sklon krunjenju.

Na X spratu uočen je zazor između fasadnog panela i betonskog stuba, odnosno tavanice, približne širine 5 mm. S obzirom da se plamen koji je izbio na VIII spratu razvijao i prenosio na

više spratove preko fasade, pretpostavka je da je došlo do delimičnog popuštanja veze panela sa oslonačkim elementima.



Slika 3 - Dispozicija tipičnih oštećenja i mesta "šlicovanja" ploče

3.2. KONTROLE IZVRŠENE NA LICU MESTA

S obzirom da se opisani montažni sistem zasniva na vezi između stuba i tavanice preko sile pritiska koju unose užad za prednaprezanje, kao i zbog, na izvesnim mestima, atipične slike oštećenja tavanice, izvršeno je ispitivanje sile u užetu na tri mesta, na delovima karakterističnih rigli, a kojima je bilo moguće pristupiti. Mesto na kojem je izvršeno ispitivanje na podu IX sprata označeno je sa T1, a na podu X sprata sa T2 i T3, slika 3.

Da bi se pristupilo merenju sile, sa gornje strane rigle, štemovanjem betona na dužini od cca 90cm, do užeta, izvršeno je oslobađanje užeta za prednaprezanje od okolnog betona i izdvajanje pojedinačnih žica na dužini od 75cm, slika 4 levo.

Slika 4 - Merenje frekvencije oscilovanja žice za prednaprezanje (levo) i „labave" žice za prednaprezanje

Merenje frekvencije oscilovanja žice se obavilo frekvencmetrom, slika 4 levo, a dobijeni rezultati su uneti u jednačinu Savarovog zakona koji daje vezu između naprezanja, frekvencije

oscilovanja i raspona napregnute žice koja slobodno vibrira. Prednaprezanje je izvedeno sa dva užeta 6ϕ5, pri čemu je utvrđeno da su užad vođena pravolinijski.

Nakon oslobađanja pojedinačne žice iz užeta i merenja frekvencije , dobijene su sledeće vrednosti: 183, 186, 188, 193, 195, 197 i 200Hz, pri čemu se na nekoliko ponovljenih merenja na dve oslobođene žice iz užeta, ustalila vrednost od 200Hz. Izuzetak je bilo ispitno mesto T2, gde je vizuelno uočen gubitak sile u jednom od užadi, manifestovan „raspetljavanjem" žica jednog užeta, čije su 3 od 6 žica bile sasvim labave, slika 4 desno. U drugom užetu na istom mestu zabeležena frekvencija slična je vrednostima u ostalim užadima na drugim mestima. Na osnovu frekvencije izmerene u ostalim užadima sračunate su sledeće veličine: 1) Ukupna sila u predmetnom kablu iznosi cca 6*14,1=84,6 Kn, 2) Ukupna sila za jedan pravac (2 kabla)= 2*84,6=169,2 kN, 3) Ukupna horizontalna sila pritiska koja se preko kablova prenosi na stub: 4*169,2= 676,8 kN, 4) Ukupna vertikalna sila koju je moguće prihvatiti na stub: 676,8*0,5= 338,4 kN.

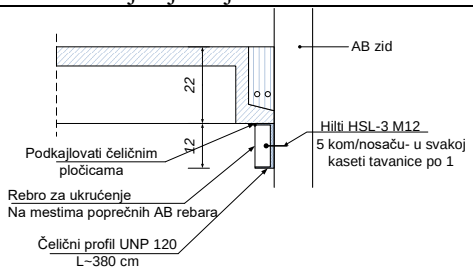
3.3. PRORAČUNSKI MODELI

Na osnovu podataka iz originalnog projekta, merenja dimenzija konstrukcije na licu mesta, napravljen je proračunski model tipske tavanice, sa ciljem: 1) utvrditi veličinu normalne sile u stubu i uporediti sa vertikalnom silom koju je moguće prihvatiti preko pritiska koji se uvodi kablovima za prednaprezanje, 2) proveriti da li količina ugrađene armature odgovara potrebnoj armaturi na osnovu statičkog proračuna.

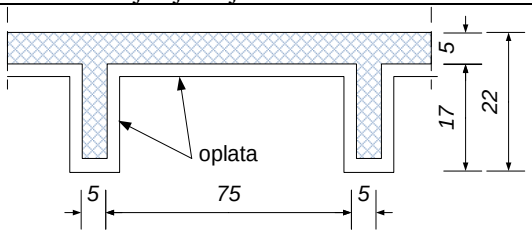
Vrednost vertikalne sile, tj. normalne sile u stubu koja je posledica vertikalnog stalnog i korisnog opterećanja, iznosi 4*32.9~ 132 kN. Poredeći sa ukupnom vertikalnom silom koju je moguće prihvatiti iz stuba, a koja iznosi 338,4 kN (deo 3) i uzimajući u obzir i koeficijent sigurnosti, može se zaključiti da se na projektovani način može prihvatiti vertikalno opterećenje sa tavanica. Dimenzionisanjem preseka za uticaje utvrđeno je da sračunata, potrebna količina armature u rebrima odgovara količini koja je utvrđena na licu mesta.

4. MERE SANACIJE I OJAČANJA

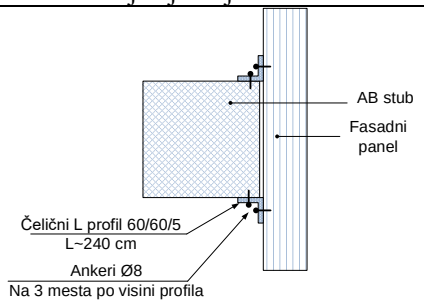
Imajući u vidu sve napred navedeno – konstruktivni sistem, oštećenja uočena makroskopskim pregledom, merene vrednosti sile i sprovedene kontrole armature u ploči, za tipična oštećenja predložene su sledeće mere sanacije i ojačanja armiranobetonske konstrukcije:

Tipično oštećenje / sanirana konstrukcija	Mera sanacije/ojačanja
	

1. Oslonačka veza ivičnog rebra tavanice i zida na VIII i IX spratu

Tipično oštećenje / sanirana konstrukcija	Mera sanacije/ojačanja
 	 1) Odštemovati prvo polje ploče i sačuvati armaturu ploče, 2) Odštemovati oštećeni deo rebra – kompletno rebro u prvom polju tavanice, sačuvati armaturu rebra i postaviti je u projektovanu geometriju, 3) Dodati 1Ø12 u donju zonu rebra prvog polja (prva kaseta), povijenu na oba kraja i zavarenu tačkasto za postojeću armaturu, 4) Postaviti drvenu (ili drugu odgovarajuću) oplatu i izvršiti podupiranje najmanje prvog rebra posle ivičnog, 5) Izvršiti betoniranje rebara i ploče reparaturnim sitnozrnim betonom klase min C30/37
2. Velika oštećenja rebara i ploče	

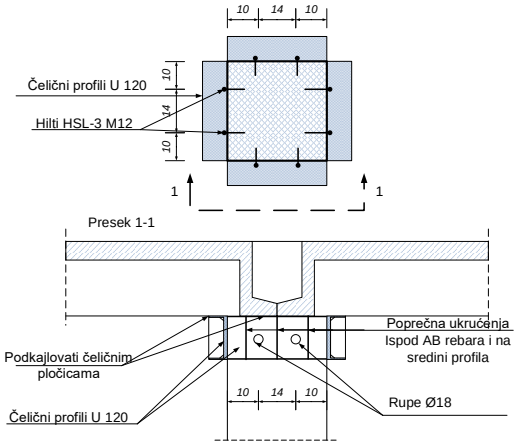
Tipično oštećenje / sanirana konstrukcija	Mera sanacije/ojačanja
 	1) Očistiti nagorele delove betona vodom pod povišenim pritiskom, 2) Ukloniti labave delove betona sa rebara i oko armature, 3) Ukoliko postoje sitne prsline (do 0.1 mm) u ploči, površinu betona zaštititi reparaturnim malterom, 4) Ukoliko postoje šire prsline (≥ 0.2 mm) u ploči, izvršiti injektiranje, 5) Nadomestiti nedostajuće delove betonskog preseka rebara i obezbediti zaštitni sloj betona od najmanje 1.5 cm. Primeniti reparaturni malter.
3. Manja oštećenja rebara i ploče	

Tipično oštećenje / sanirana konstrukcija	Mera sanacije/ojačanja
	

4. Veza stuba i fasadnog panela na X spratu

Tipično oštećenje / sanirana konstrukcija	Mera sanacije/ojačanja
	1) Očistiti nagorele delove betona vodom pod povišenim pritiskom, 2) Ukloniti labave delove betona oko armature, 3) Nadomestiti nedostajuće delove betonskog preseka stuba i obezbediti zaštitni sloj betona od najmanje 1.5 cm, primenom reparaturnog maltera.

5. Oštećenje fasadnog stuba S1

Tipično oštećenje / sanirana konstrukcija	Mera sanacije/ojačanja
	

6. Podupiranje tavanica VIII i IX sprata preko kratkih elemenata

5. ZAKLJUČAK

Usled izbijanja požara i višesatnom izlaganju konstrukcije visokoj temperaturi, armiranobetonska konstrukcija pretrpela je značajna oštećenja. Posrednim merenjem na tri mesta utvrđeno je da u 5 od 6 užadi nema gubitka sile za prednaprezanje, koji su ključni deo sistema za prenos vertikalnog opterećenja. Ipak, imajući u vidu gubitak sile u jednom užetu, kao i atipičnu sliku oštećenja tavanica na VIII i naročito IX spratu, predloženo je dodavanje čeličnih „kragni“ oko stubova koje bi omogućile direktno i neposredno oslanjanje ivičnih rebara, tj. čitave tavanice. Osim toga, neophodno je bilo sprovesti i mere date u tačkama 1-5 dela 4. Sanacioni radovi izvršeni su od nižih ka višim spratovima. Nakon sprovođenja svih opisanih mera sanacije i ojačanja, postignuto je da spratovi VIII, IX i X, kao i zgrada u celini, poseduju adekvatnu nosivost i stabilnost.

LITERATURA

[1] Ignjatović I, Ostojić D, Muravljov N: Stručno mišljenje o stanju konstrukcije zgrade u ul. Milutina Milankovića br. 110 u Beogradu sa predlogom mera sanacije, Građevinski fakultet u Beogradu, 2020.

[2] Raupach M, Buttner T: Concrete repair to EN 1504: Diagnosis, Design, Principles and Practice. CRC Press, 2019.

.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-17 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Zafirovski Zlatko[1], *Uzunov Nikola*[2]

SANACIJA HIDRO-TEHNIČKOG TUNELA SASA, PRIMENOM TEHNOLOGIJE I MATERIJLA PREMA STANDARDU EN1504

Rezime:

Hidrotenički tunel Sasa se nalazi u okviru istoimenog rudnika za olovo i cink, u blizini grada Makedonska Kamenica. Tunel je dužine 1925m i u funkciji je od 1975 godine, u kom periodu je konstantno izložen agresivnim uticajima hemiske i mehaničke prirode. 2016 godine započeti su radovi na rehabilitaciji tunela, prema projektu koji je izradio GF Skopje, u skladu sa Evropskim standardima za sanaciju i zaštitu betonskih konstrukcija EN1504. Tema ovog rada je da se prezentiraju metodologija i materijali primenjeni za sanaciju tunela Sasa.

Ključne reči: Hidrotenički tunel, Sasa, Beton, Izloženost, Sanacija, EN1504,

REPARATION OF HYDRO-TECHNICAL TUNNEL SASA, USING TECHNOLOGY AND MATERIALS ACCORDING TO EN1504

Summary:

Hydro-technical tunnel Sasa, is part of a lead and zinc mine, near the town of Makedonska Kamenica. Tunnel is 1925m long, and it is functioning since 1975 year. During this period, tunnel structure is constantly exposed to aggressive influences from chemical and mechanical nature. In 2016 reparation activities are conducted for rehabilitation of the tunnel, according to the project designed by GF Skopje, and according to European standards for reparation and protection of concrete EN1504. Topic of this work is to present methodology and materials used for reparation of the tunnel Sasa.

Key words: Hydro-technical tunne, Sasa, Concrete, Exposure, Reparation, EN1504

[1] *PhD, Civ. Eng, Associate Professor, University „Ss. Cyril and Methodius“, Faculty of Civil Engineering – Skopje, Republic N. Macedonia; zafirovski@gf.ukim.edu.mk*
[2] *M .Sc. Civil engineer, ADING AD Skopje, Republic N. Macedonia, uzunov@ading.com.mk*

1. UVOD

Tunel Sasa pretstavja kompleksni hidrotehnički objekat koji se nalazi u okviru istoimenog rudnika za olovo i cink. Sama konstrucija nosive podgrade tunela razlikuje se u različitim delovima zbog različite geologije stene i intenziteta prodiranja vode. Razlikuju se:

- Delovi bez podgrade (samo stenska masa)
- Segmenti sa primarnom podgradom (ankeri i mlazni beton)
- Segmenti sa primarnom podgradom i sekundarnom podgadom (AB konstkcija)

Zbog dugotrajne izloženosti na agresivne uticaje hemiske i mehaničke prirode, betonska konstrukcija tunela u nekim delovima je pretrpela značajna oštećenja zbog čega je bilo neophodno da se preduzmu mere sanacije i zaštite konstrukcije. 2016 godine započeti su radovi na rehabilitaciji tunela, prema projektu koji je izradio GF Skopje. Projekat sanacije je u potpunosti izrađen u saglasnosti sa Evropskim standardom za sanacije i zaštitu betonskih konstrukcija EN1504 koji obuhvata:

- Vršenje opsežnih ispitivanja betona i konstrukcije, geo-mehanička ispitivanja, hidrološka ispitivanja, hemiska ispitivanja vode, itn
- Identifikovanje uzroka oštečenja konstrukcije
- Utvrđivanje stanja betonske konstrukcije
- Određivanje cilja sanacije
- Utvrđivanje principa i metodologije sanacije i zaštite betonske konstrukcije u saglasnosti sa EN1504
- Izbor materijala i metodologije sanacije-zaštite konstrukcije
- Utrđivanje mera za zaštitu pri radu i zaštitu živpotne sredine

1.1. OPIS ZATEKNUTOG STANJA OBJEKTA

Izvršena ispitivanja ukazuju na različiti stepen oštećenja nosive konstrukcije tunela i kanala za sporovođenje vode. Dodatno, u nekim delovima tunela postoje značajni aktivni prodori vode kroz pukotine u betonu.

Konstrukcija, profil i obloga kanala za sprovođenje vode takođe se razlikuje u različitim sektorima gde se nalazi betonska obloga koja ima različiti stepen oštećenja, ili obloga od granita i prethodno sanirani segmenti.

Slika 1 - Oštećenja kanala za sporovođenje vode

2. METODOLOGIJA SANACIJE TUNELA "SASA"

2.1. CILJ SANACIJE

Utvrđeno stanje objekta ukazuje da u trenutku vršenja uviđaja stabilnost konstrukcije nije ugražena, ali da je njegova funkcionalnost smanjena zbog gubitka vode (oštećeni vodo-nosivi kanal) i zbog nekontrolisanog prodiranja vode kroz zidova tunela.

Utvrđena oštečenja betonske konstrukcije imaju tendenciju sve većeg smanjenja nosivosti konstrukcije, i ukoliko se pravovremeno ne saniraju, mogu da prouzrokuju kolaps nekih delova tunela i gubjenje negove funkcionalnosti - što ne sme da se dozvoli zbog značaja tunela za funkcionisanje rudnika SASA i jalovišta za prerađenu rudu.

Imajući u obzir ekološki i privredni značaj objekta, njegovo sadašnje stanje i očekivani uticaji u toku buduće eksploatacije, usvojeno rešenje sanacije mora u potpunosti da vrati izgubjenu nosivost i funkcionalnost konstrukcije i da spreči značajne gubitke vode kroz kanal i značajne prodore vode kroz betonske zidove tunela. Sanirana konstrukcija potrebno je da se zaštiti od agresivnih uticaja sredine primenom adekvatnih materijala za zaštitu betona, i da se utvrdi plan monitoriranja konstrukcije i redovnog obnavjanja zaštitne obloge.

2.2. IZBOR PRINCIPA I METODA SANACIJE I ZAŠTITE KONSTRUKCIJE

Sanacija i zaštitna betonskih konstrukcija je kompleksna problematika koja obuhvata primenu specijalizovanih materijala i tehnologije, koje su tačno definisane i sistematizovane u Evropskom standardu EN1504, preko utvrđenih Principa i Metoda Sanacije-Zaštite konstrukcije.

Za sanaciju različitih pozicija i oštećenja betonske konstrukcije u tunelu Sasa, primenjeni su sledeći Principi i Metode definisani u EN1504-9:

Tabela 1 - Princip sanacije-zaštite betonskih konstrukcija i Primenjene metode

Princip sanacije-zaštite betonskih konstrukcija		**Primenjene metode**	
1	Zaštita od prodora	1.2	Impregnacija
		1.3	Premaz (coating)
		1.4	Površinsko bandažiranje pukotina
		1.5	Popunjavanje pukotina
		1.6	Transformacija pukotina u dilatacije
2	Kontrola vlažnosti	2.2	Impregnacija
		2.3	Premaz (coating)
3	Reparacija betona	3.1	Ručno nanošenje maltera
		3.2	Reprofiliranje betonom ili malterom
		3.3	Prskanje betona ili maltera (Shotcrete)
4	Pojačanje konstrukcie	4.1	Dodavanje-zamena armature
		4.4	Dodavanje maltera ili betona
		4.5	Popunjavanje pukotina, spojeva, šupljina
		4.6	Injektiranje pukotina, spojeva, šupljina
5.6	Povečanje fizičke otpornosti Povečanje hemiske otpornosti	5/6.1	Impregnacija
		5/6.2	Premaz (coating)
		5/6.3	Dodavanje maltera ili betona

Princip sanacije-zaštite čelične armature od korozije		Primenjene metode	
7	Vraćanje pasivnosti	7.1	Povećanje zaštitnog sloja iznad armature
		7.2	Zamena kontiminiranog/karboniziranog betona
8	Povečanje otpornosti	8.2	Impregnacija
		8.3	Premaz (coating)
11	Kontrola anodnih površina	11.1	Aktivni zaštitni premaz

2.3. IZBOR MATERIJALA I FAZE SACIJE

Navedeni Principi i Metode sanacije predviđaju upotrebu sanacionih materijala koji u zavisnosti od stepena oštećenja i izloženosti konstrukcije omogućuju vraćanje oštećene AB konstrukcije u prvobitno stanje funkcionalnosti i nosivosti, kao i adekvatnu zaštitu armature u daljem periodu eksploatacije objekta. U zavisnosti od toga za koji se Princip/Metodu sanacije koriste, reparacioni mateijali moraju da zadovolje određene kriterijume performansi u saglasnosti sa standardom EN 1503-3.

Tehnologija izvođenja sanacije HTO tunela SASA:

- Faza1 : Obezbeđivanje uslova za izvršenje sanacionih radova u tunelu, mere bezbednosti i zaštite životne sredine.

Sa ciljem da se obezbede uslovi za neprečeno i bezbedno odvijanje sanacionih radova u tunelu, bilo je neophodno da se voda sprovede kroz sistem cevi postavjene kroz tunel, koje su postvjene na način da ne ometaju izvršenje radova. Voda je prihvaćena izgradnjom privremenog "zagata". Sistem za sprovođenje vode je bio dimenzioniran na način da je obezbeđeno prihvatanje i sprovođenje kompletne vode koja može da se javi u tunelu.

Materijali koji su primenjeni za sanaciju-zaštitu tunela su odabrani uzimajući u obzir da njihov uticaj na životnu sredinu nema štetnih posledica. Dominantno su korišćeni materijali na bazi cementa i vodo-rasvorivih polimera.

Slika 2 - Sistem za sprovođenje vode kroz tunel

- Faza 2: Zaustavjanje aktivnih prodora vode u tunelu, injektiranje.

Aktivni prodori vode u nekim sekcijama tunela (gde je infiltracija bila najveća), su sanirani na način da se voda prihatila i sprovela u glavni tok vode kroz tunel.

U nekim sekcijama gde su spoljašni hidrostatski pritisak i prodori bili slabijeg intenziteta, bilo je predviđeno da se prodori saniraju injektiranjem smole na poliuretanskoj bazi koja u kontaktu sa vodom brzo I intenzivno ekspandira. Primenena je 2-komponentna smola PUR-O-STOP FS, proizvodnaj firme TPH GmbH, koja vezivanje počinje u roku od 30 sekundi nakon mešanja komponenti i kontakta sa vodom. Nakon vezivanja, smola formira nerastvorljiv materijal visoke čvrstoće (do 70MPa), koji zatvara šupljine i kaverne u betonu, sprečava prodor vode i ojačava konstrukciju – prema standardu EN1504-9 Princip 4 Pojačanje konstrukcije, Metoda 4.6 Injektiranje pukotina, spojeva, šupljina.

Injektiranje se vrši pomoću metalnih pakera koji se postavjaju i beton i "cementiraju" brzo-vezujućim cementnim malterom Ubrzivač-Č. Koristi se Injektor za 2-komponentne materijale (opremjen za dva nezavisna rezervatra za dve komponente). Pritisak injektiranja varira od 5-100 Bar, u zavisnosti od protoka vode, širine pukotina i čvrstoće samog betona.

Slika 3 - Injektiranje aktivnih prodora vode PUR-O-STOR FS

- Faza 3: Sanacioni radovi, priprema betonske podloge, reprofiliranje.

Najveća oštečenja konstrukcije javjaju se na dnu tunela, u korito kroz koje protiče voda. Na tim sekcijama bilo je neophodna konstruktivna sanacija – reprofiliranje reparaturnim malterom visoke čvrstoće i otpornosti na habanje (abraziju vode i čvrstog materijala koji voda nosi).

Za navedenu poziciju je specijalno dizajniran i primenjen materijal EKSMAL 16 SASA, proizvodnja firme ADING Skopje, gotovi reparaturni beton, na bazi cementa i polimera. EKSMAL 16 SASA je sertifikovan prema najvišoj klasi materijala za konstruktivne sanacije R4, ima čvrstoću na pritisak iznad 50MPa, kompenzirano skupljanje I atheziju iznad 2,0 MPa. Maksimalna frakcija agregata je 16mm, magmatskog porekla, izabran na način da ima visoku otpornost na habanje. Gotovi beton EKSMAL 16 SASA, ima otpornost na habanje koje odgovara klasi klasi izloženosti XM3.

Tabela 2 - Xm1-Xm3 izloženost površine betona na habanje (mehanička abrazija)

Dopuna standarda EN206 u saglasnosti sa Makedonskim nacionalnim standardom MKS 1016:2018			
XM1 – Umereno opterećenje	Industriski betonske površine izložene saobraćaju vozila sa pneumaticima		
XM2 – Teško opterećenje	Industriski betonske površine izložene saobraćaju viljuškara sa pneumaticima Visoko-frekfentni putevi lakog i srednjeg opterečenja Konstrukcije u vodi koja brzo teče		
XM2 – Ektremno opterećenje	Industriski betonske površine izložene saobraćaju viljuškara sa čeličnim i elastomernim točkovima Visoko-frekfentni putevi teškog opterečenja Konstrukcije u vodi koja brzo teče I nosi pesak		
ZAHTEVI ZA SASTAV I PERFORMANSE BETONA IZLOŽENOG NA HABANJE (MEHANIČKU ABRAZIJU)			
Klasa izloženost betona	XM1	XM2	XM3
Max W/C	0,55	0,50	0,45
Min. klasa čvrstoće	C30/37	C30/37	C35/40
Min. količina cementa (kg/m^3)	320	340	360
Min. klasa otpornosti na habanje (A)	A-1	A-2	A-3

Tabela 3 - Otpornost površine betona na habanje (A) testira se metodom Böhme abrasion test method, EN 1340 – preko količine izgubjenog brusnog praha tokom testiranja. Betonska površina se smatra da je otporna na habanje ukoliko je količina dobijenog brusnog praha od betona (cm3/50cm2) tokom ispitivanja ne prevazilazi granične vrednosti

Klasa izloženosti	Zahtevana klasa otpornosti na habanje	Gornja granična vrednost habanja	Dozvoljeno otstupanje
XM1	A1	20	+5
XM2	A2	17	+4
XM3	A3	14	+3

Novi reparaturni beton EKSMAL 16 SASA, dodatno je armiran i povezan sa podlogom čeličnim ankerima. Sanacija e izvršena prema standardu EN1504-9, Princip 3 Reparacija betona, Metoda 3.2 Reprofiliranje betonom ili malterom; Princip 4 Pojačanje konstrukcie, Metoda 4.1 Dodavanje-zamena armature, Metoda 4.4 Dodavanje maltera ili betona.

Slika 4 - Reprofiliranje reparaturnim malterom visoke čvrstoće i otpornosti na habanje EKSMAL 16 SASA

Oštećenje betonske konstrukcije na zidovima i kaloti tunela sanirani su polimer-cementnim reparaturnim malterom za sanacije REPARATUR MALTER-F. Izložena armatura je zaštićena od korozije primenom zaštitnim premazom REPARATUR PENETRAT.
Sanacija e izvršena prema standardu EN1504-9 Princip 3 Reparacija betona, Metoda 3.1 Ručno nanošenje maltera; Princip 7 Vraćanje pasivnosti, Metoda 7.1 Povećanje zaštitnog sloja iznad armature, Metoda 4.4 Dodavanje maltera ili betona; Princip 11 Kontrola Anodnih površina, Metoda 11.1 Aktivni zaštitni premaz.

2.4. ZAŠTITA SANIRANE KONSTRUKCIJE

Nakon završenih sanacionih radova, betonska konstrukcija tunela je dodatno zaštičena od hemiskih uticaja I agresije. Za zaštitu konstrukcije na dnu-koritu HTO tunela, primenjen je 2k premaz (coating) na bazi eksidne smole ADINGPOKS 1. Njegovom primenom, pored hemiske zaštite betona, dodatno e vrši povečanje mehaničke cvrstoče I otpornosti na habanje njegove površine.

Zaštita sanirane betonske konstrukcije u HTO tunelu izvršena prema standardu EN1504-9 Princip 1 Zaštita od prodora; Princip 5 Povečanje fizičke otpornosti; Princip 6 Povečanje hemiske otpornosti; Metoda: Premazivanje (coating).

3. ZALJUČAK

Sanacije betonskih konstrukcija su generalno kompleksni inženjerski projekti, koji zahtevaju prethodna ispitivanja konstrukcije, utvrđivanje stanja i uzroka degradacije, plan i projekat sanacionih radova, izbor materijala i tehnologije ugradnje, planiraje monitoringa i održavanja konstrukcije tokom buduće eksploatacije objekta, planiranje mera zaštite tokom izvođenja radova i mere zaštite životne sredine. Primenom Evropskih normi EN1504 omogučuje se sistematizacija kompletnog procesa sanacije, metodologije izvođenja, previlni odabir materijala, itd.

Sanacija dela HTO tunela SASA, je uspešno izvedena implementiranjem motodologije opisane u standardu EN 1504 i pretstavja primer za buduće projekte sanacije inženjerskih i HTO

objekata. Proizvodnja specijaliziranih materijala za sanacije i njihova sertifikacija prema Evroskim normama je takođe klučna za uspešnost sanancije i trajnost saniranog objekta.

REFERENCE

[1] Construction design of the "Saska" river diversion tunnel, stage II, Faculty of Civil Engineering, Skopje, 2006.

[2] As built design of the "Saska" river diversion tunnel (stage II), Faculty of Civil Engineering, Skopje, 2008.

[3] Geodetic report on the surveys conducted for special purposes, Geomer, Delcevo, 2009.

[4] Partial – technical solution for the accompanying facility of the diversion collector "Velkovski stream" */shaft – diversion tunnel/* after raising the "New TSF" of Sasa mine – M. Kamenica – stage I, above elevation 990.0 m, Mine institute "Zavod PMS", Skopje, 2000.

[5] Construction report on completed activities aimed at rehabilitation of the damaged sections of collector no. 6 between survey marks 0+90 and 0+120 at the lead and zinc mine "Sasa" – M. Kamenica, RE-KO Inzenering, 2007.

[6] Main design on rehabilitation of a section of the "Saska" river diversion tunnel at survey mark 0+970–1+140.5, Civil Engineering institute "Makedonija", Skopje, 2005.

[7] Tehničke mere za rehabilitaciju uhidrotehnički tunel na Saska reka – M. Kamenica , Zlatko Zafirovski, Milorad Jovanovski, Vasko Gacevski, 15-ti Kongres DGKS Zaltibor, Srbija 2018

[8] Ading sistemi i tehnologije za sanaciju i zaštitu armirano-betonskih konstrukcija, u skladu sa evropskim standardom EN 1504, Ading AD Skopje, 2019

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-18 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Radenko Pejović[1], *Jelena Pejovic*[2]

REKONSTRUKCIJA MOSTA PREKO RIJEKE LJUČE U OPŠTINI GUSINJE

Rezime:

Ovaj rad se odnosi na rekonstrukciju mosta preko rijeke Ljuče na lokalnom putu Martiniće-Višnjevo u opštini Gusinje u Crnoj Gori. Most je sistema dvije proste grede raspona po 20m. Urađen je kao polumontažni sistem koji se sastoji od tri prethodno napregnuta nosača sa montažnom kolovoznom pločom iznad njih. Zbog neadekvatnog fundiranja srednjeg riječnog stuba mosta došlo je do njegovog podlokavanja i naginjanja prema uzvodnom pravcu za 38 cm. Projektnim sanacionim rješenjem predviđeno je da se ovaj stub fundira na četiri šipa prečnika 60cm dužine 12m. Opterećenje sa stuba na šipove prenosi se preko AB prstena kojim je obuhvaćen i povezan postojeći temelj. Rasponska konstrukcija se podiže u projektovani položaj hidrauličnim presama i na srednjem stubu se formiraju nova ležišta. Svi detalji sanacionog rješenja prikazani su u radu.

Ključne reči: most, rekonstrukcija, stub, šipovi

REHABILITATION OF THE BRIDGE OVER THE RIVER LJUČA IN THE MUNICIPALITY OF GUSINJE

Summary:

This paper refers to the reconstruction of the bridge over the river Ljuča on the local road Martiniće-Višnjevo in the municipality of Gusinje in Montenegro. The bridge is a system of two simple beams with span 20m. It is made as a semi-prefabricated system consisting of three prestressed girders with a prefabricated slab above them. Due to the inadequate foundation of the middle river column of the bridge, it was submerged and tilted towards the upstream direction by 38 cm. The design rehabilitation solution envisages that this column will be based on four piles with a diameter of 60 cm and a length of 12 m. The load from the column to the piles is transmitted via the RC ring which encloses and connects the existing foundation. The superstructure is raised to the design position by hydraulic presses and new bearings are formed on the middle bridge column. All details of the rehabilitation solution are presented in the paper.

Key words: bridge, rehabilitation, column, piles

[1] *Redovni profesor u penziji, dipl.inž.građ., Bulevar Džordža Vašingtona bb. Podgorica, radenko@ucg.ac.me*
[2] *Docent, dipl.inž.građ., Bulevar Džordža Vašingtona bb. Podgorica, jelenapej@ucg.ac.me*

1. UVOD

Na lokalnom putu Martiniće-Višnjevo u Opštini Gusinje u Crnoj Gori preko rijeke Ljuče izrađen je most 1996. godine. Most je ukupne dužine 40m, sistema dvije proste grede raspona 20m ukupne širine 3,74m. Urađen je kao tipska konstrukcija po sistemu „Radnik“ iz Bijelog Polja. Uslijed obilnih kiša i neadekvatnog fundiranja 2017. godine došlo je do potonuća i nagibanja rečnog stuba čime je ugrožena stabilnost i sigurnost mosta. Za predmetni most nije postojala projektna dokumentacija.

U ovom radu dat je kratak opis konstrukcije i oštećenja mosta i prikazano je sanaciono rješenje i način izvođenja rekonstrukcije mosta.

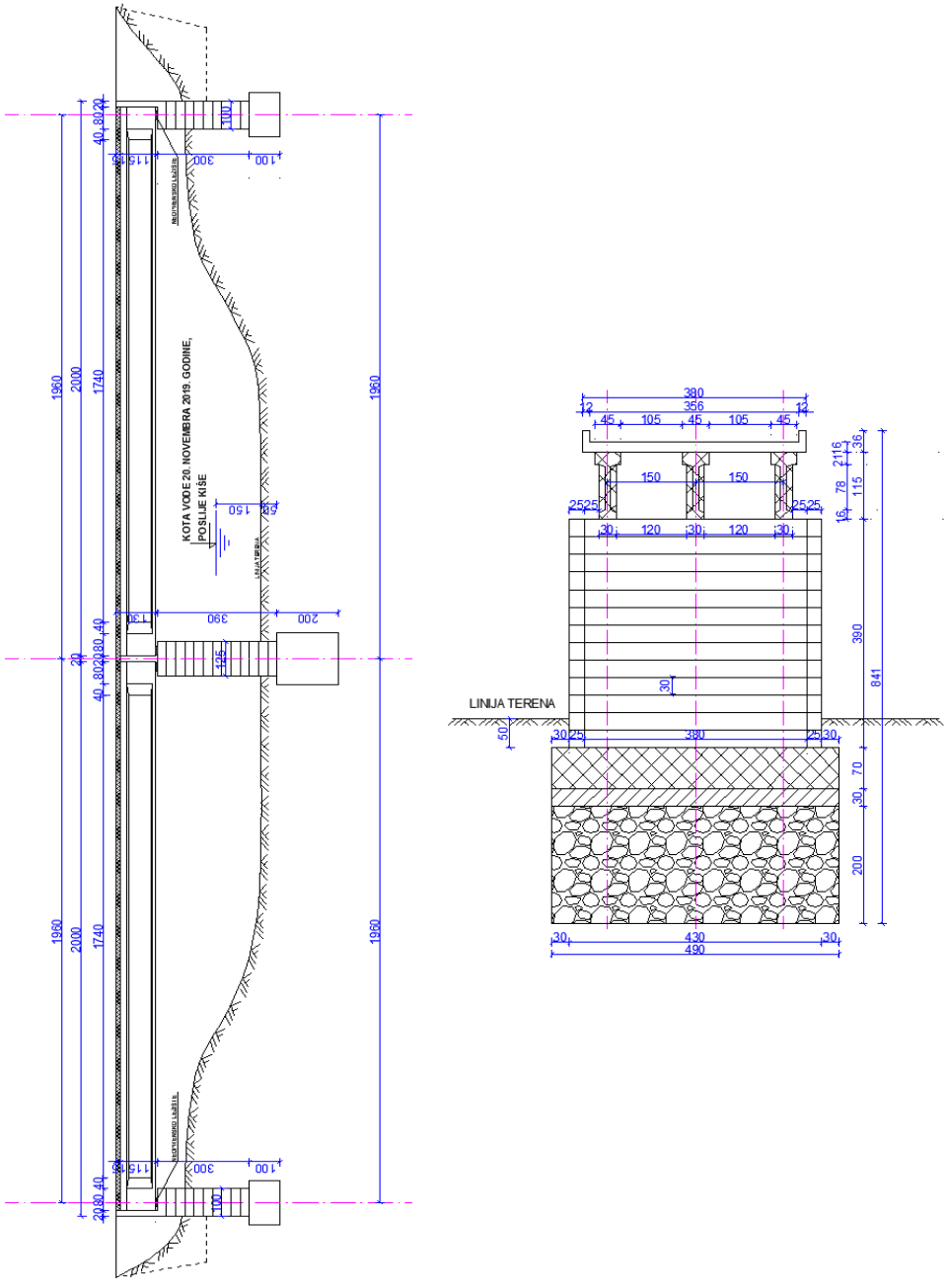
2. PROJEKTOVANO STANJE

Za premošćenje rijeke Ljuče korišćena je tipska konstrukcija sistema „Radnik“ iz Bijelog Polja. Ukupna dužina mosta je 40 m i sastoji se od dva raspona sistema prostih greda po 20 m. U poprečnom smislu most se sastoji od tri prethodno napregnuta tipska „T“ montažna nosača NT115 visine 115m. Na osloncima i u polovini raspona urađeni su poprečni nosači koji su sa montažnim nosačima povezani sa po 8ø16. Nosači su na mjestu oslonaca povezani sa stubom sa po jednim ankerom ø22. Kolovozna ploča je takođe montažna i sastoji se od segmenata koji se postavljaju preko „T“ nosača i sa njima se sprežu. Debljina ploče je 16 cm. Ukupna širina mosta je 374 cm, sa ivičnim vijencima po obodu širine 12 cm i visine 20 cm. Ograda mosta je urađena od čeličnih cijevi ukupne visine 117 cm. Preko kolovozne ploče nije urađen asfalt.

Rječni stub je u osnovi dimenzija 125x430 cm, visine 390 cm, s tim što sa uzvodne i nizvodne strane ima zakošenje 25 cm. Stub je izveden od 16 montažnih segmenata dimenzija 125x430 cm debljine 30 cm koji su međusobno monolitizovani.

Način i dubina fundiranja nije sa mogla utvrditi na licu mjesta ni iz raspoložive, vrlo oskudne dokumentacije. Dimenzije i temeljenje stubova su definisani na osnovu iskaza projekta Rafeta Alihodžića,dipl.inž.građ., koji je nadzirao izvođenje mosta. Dubina fundiranja mosta bila je 300 cm od čega je krupni kameni nabačaj debljine 200 cm. Preko kamenog nabačaja urađen je sloj od nearmiranog betona debljine 30 cm. Na sloju nearmiranog betona izveden je armirano betonski temelj u osnovi dimenzija 185x490 cm i debljine 70 cm. Obalni oporci su takođe urađeni od montažnih segmenata debljine 30 cm koji su međusobno monolitizovani. Stubovi su u osnovi dimenzija 70x380 cm i visine 300 cm. Temeljeni su na AB temeljima dimenzija 110x420 cm i visine 100 cm. U sredini mosta i na osloncima nijesu rađene dilatacije.

Prema geodetskom snimku može se zaključiti da je projektovani podužni pad mosta 0,35% bez poprečnog pada. Na slici 1 dat je podužni i poprečni presjek mosta za projektovano stanje.



Slika 1 - Podužni i poprečni presjek mosta za projektovano stanje

3. POSTOJEĆE STANJE

2017. godine nakon obimnih kiša i znatnog povećanja vodostaja rijeke Ljuče izazvano je podlokavanje srednjeg stuba kada je došlo do potonuća i naginjanja rječnog stuba prema uzvodno. Nije tačno registrovano koliko je u tom trenutku stub potonuo. Vjerovatno se proces potonuća nastavio i u narednom periodu. Iako je Opština u više navrata zabranjivala saobraćaj preko mosta i stavljala prepreke, mještani se toga nijesu pridržavali. Tako da se svo ovo vrijeme praktično odvijao saobraćaj preko mosta.

Geodetskim snimanjem mosta koje je izvršeno 14.02.2020. godine utvrđeno je naginjanje rječnog stuba prema uzvodno. Visinska razlika između nizvodne i uzvodne ivice kolovoza je 38 cm, tj. uzvodna ivica je niža za 38 cm. Do potonuća kompletnog stuba vjerovatno nije došlo, već je došlo do izdizanja nizvodne ivice kolovoza za 3 cm. Ovo je zaključeno na osnovu izmjerenih koordinata kolovoza mosta. Naime, ovaj zaključak je izveden uz pretpostavku da nije došlo do slijeganja obalnih oporaca te da je podužni pad mosta isti duž mosta. Međutim, ovo nema nekog značaja za sanacione radove koji se planiraju izvesti.

U poprečnom smislu, u odnosu na podužnu osnovu mosta, nije došlo do naginjanja rječnog stuba. Ovo je iz razloga što je on povezan sa glavnim nosačima čeličnim ankerima, koji su ga zadržali u izvedenom položaju, iako su se ovi ankeri deformisali jer je došlo do razmicanja dva glavna uzvodna nosača na obalnom stubu u podužnom smislu, gdje nije ostvaren kontinuitet rasponskih konstrukcija. Krajnji uzvodni glavni nosači su se na stubu razmakli za 20 cm, a srednji za 8 cm, ako se pretpostavi da je projektovani zazor bio 3 cm koliko on iznosi na krajnjem nizvodnom nosaču.

Na glavnim nosačima nijesu vizuelno uočena nikakva oštećenja. Takođe, ni na obalnim stubovima. Jedino su kolovozne ploče u oslonačkim zonama usled procurivanja površinski degradirane sa donje strane sa mjestimično vidnom i korodiralom armaturom.

Na slikama 2, 3 i 4 prikazano je postojeće stanje mosta sa karakterističnim oštećenjima.

Slika 2 - Pogled na kolovoz mosta

Slika 3 - Bočni pogled na most

Slika 4 - Pogled na nakošen riječni stub

4. REKONSTRUKCIJA MOSTA – SANACIONO RJEŠENJE

Na osnovu raspoložive dokumentacije, detaljnog vizuelnog pregleda, geodetskog snimka i prikupljenih dodatnih podataka o projektu i izgradnji mosta urađen je projekat rekonstrukcije [1]. Pri izradi projekta rekonstrukcije vođeno je računa da se obezbijedi odgovarajuća sigurnost i trajnost mosta vodeći računa o ekonomičnosti sanacionog rješenja.

Proračun konstrukcije mosta sproveden je prema važećem Pravilniku o tehničkim normativima za opterećenje mostova [2] i Pravilniku o tehničkim normativima za projektovanje i proračun inženjerskih objekata u seizmičkim područjima [3]. Mjerodavno vozilo za proračun

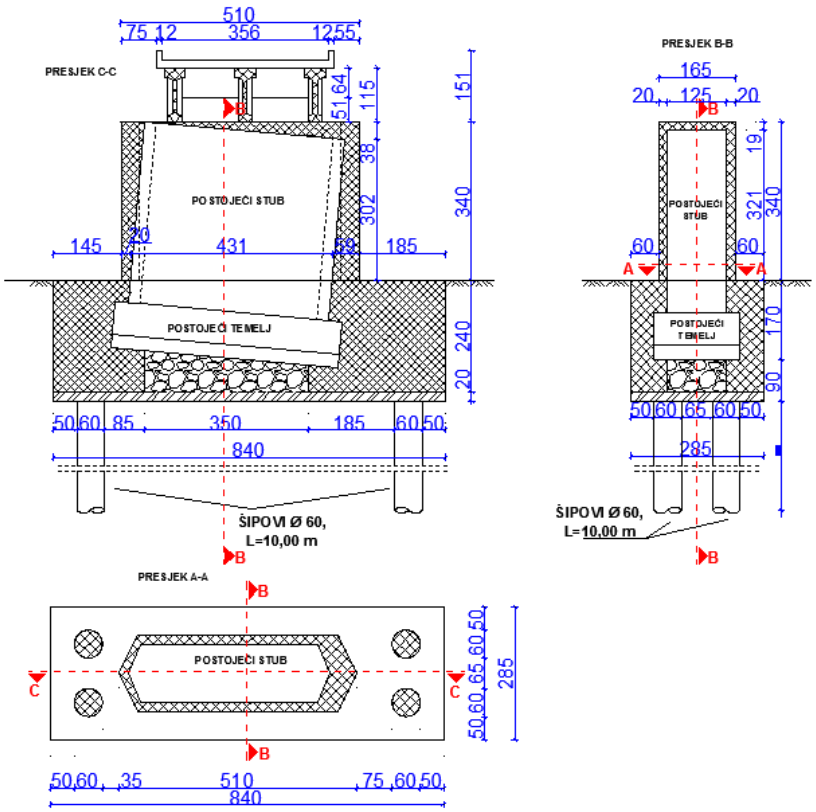
je V-300. Za predmetni most formiran je 3D model konstrukcije u programskom paketu TOWER6 [4]. Most je proračunat za mjerodavne kombinacije opterećenja [1].

Glavni sanacioni radovi se odnose na rječni stub. Teren u zoni rječnog stuba je šljunčani nanos čija debljina do osnovne stijene i sastav nije utvrđena jer ne postoje geotehnička istraživanja.

Imajući u vidu navedeno projektant se opredijelio za fundiranje na šipovima. Projektovana su 4 bušena šipa prečnika ø600 m dubine oko 12m. Dubina šipova će se definisati u fazi izvođenja radova u zavisnosti od terenskih uslova. Projektom je predviđeno da se postojeći temelj obuhvati i poduhvati armirano betonskim prstenom koji se sa njim povezuje ankerima.

Dimenzije prstena su definisane tako da je on centrično postavljen u odnosu na rasponsku konstrukciju. Nakon betoniranja AB prstena izvršiće se injektiranje kamenog nabačaja ispod postojećeg temelja stuba kroz postavljene PVC cijevi.

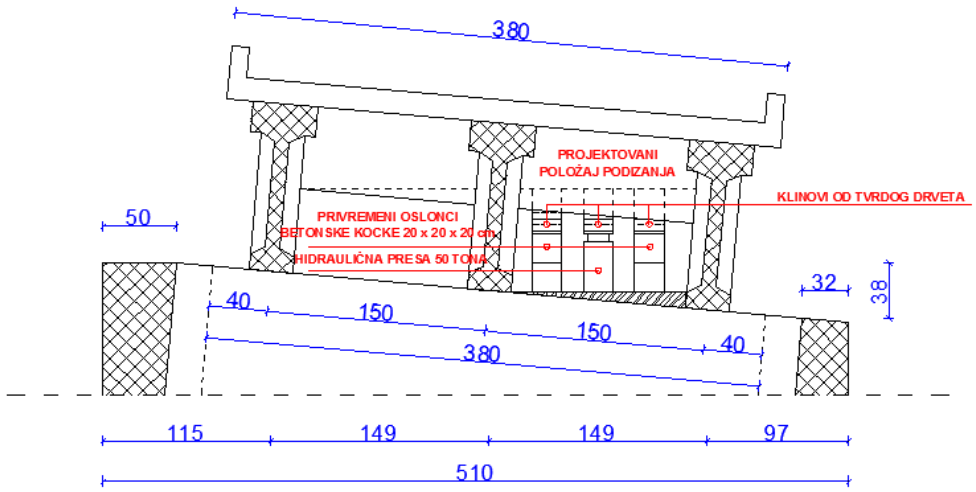
Nagnuti stub je takođe obuhvaćen slojem armiranog betona minimalne debljine 20 cm. Betonska obloga se sa postojećim stubom povezuje ankerima. Izvođenje radova na rječnom stubu izvodi se uz prethodno skretanje vodotoka iz zona ovog stuba. Sanirano stanje nagnutog stuba prikazano je na slici 5.



Slika 5 – Sanaciono rješenje srednjeg stuba

Projektom je predviđeno da se rasponska konstrukcija, odnosno 2+2 uzvodna prethodno napregnuta nosača dovedu u projektovani položaj. Ovo podrazumijeva da se glavni nosači prvo oslobode od ankera ø22 kojim su nosači vezani za stub. Nakon toga se pomoću hidrauličnih presa podižu nosači u projektovani položaj, prihvate na privremene oslonce, podbetoniraju, postave nova ležišta i vrate na novo formirane oslonce. Detalj dizanja konstrukcije prikazan je na slici 6.

Lokalna oštećenja kolovozne ploče u zoni oslonaca sanirana su reparaturnim polimernim malterima uz odgovarajuću pripremu podloge, odstvanjivanje svih degradiranih djelova betona, čišćenja armature od korozije, anikorozione zaštite armature i nanošenje reparaturnog maltera u slojevima debljine do 3,0 cm [5], [6].



Slika 6 – Detalj podizanja konstrukcije

5. ZAKLJUČAK

U ovom radu prikazana je rekonstrukcija mosta preko rijeke Ljuče na lokalnom putu Martiniće-Višnjevo u opštini Gusinje u Crnoj Gori. Predmetni most je sistema dvije proste grede raspona po 20m i urađen je kao polumontažni sistem koji se sastoji od tri prethodno napregnuta nosača sa montažnom kolovoznom pločom iznad njih. Zbog neadekvatnog fundiranja srednjeg riječnog stuba mosta došlo je do njegovog podlokavanja i naginjanja prema uzvodnom pravcu za 38 cm. Ovo je primjer neadekvatnog vrlo plitkog fundiranja riječnog stuba mosta, bez prethodno urađenih geotehničkih istraživanja. Na izuzetno bujičnim tokovima kakav je ovaj logično je da je moralo doći do podlokavanja temelja riječnog stuba i njegovog naginjanja. Nažalost ni za sanaciono rješenje nijesu vršena geotehnička istraživanja već je iskustveno pretpostavljena dužina šipova uz napomenu da će se pri izvođenju sanacije utvrditi potrebna

dužina šipova. Projektnim sanacionim rješenjem predviđeno je da se ovaj stub fundira na četiri šipa prečnika 60cm dužine 12m. Oko postojećeg temelja urađen je AB prsten pomoću kojeg se opterećenje sa stuba prenosi na na šipove. Sanacionim rješenjem je predviđeno da se rasponska konstrukcija podiže u projektovani položaj hidrauličnim presama i da se na srednjem stubu formiraju nova ležišta.

LITERATURA

[1] Pejovic R.: Glavni projekat rekonstrukcije mosta preko rijeke Ljuče, Podgorica, 2020.

[2] Pravilnik o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova (Sl. list SFRJ 1/90), 1990.

[3] Pravilnik o tehničkim normativima za projektovanje i proračun inženjerskih objekata u seizmičkim područjima (Službeni list SFRJ 1986).

[4] TOWER6 2006. Software for static and dynamic structural analysis, concrete, steel and timber design. Radimpex, Belgrade, 2006

[5] Pejovic R., Mijuskovic O. and Kapor V.: Rehabilitation of the Bridge over the River Pcinja on the Main Road Podgorica - Kolašin, International Scientific and Expert Meeting, Civil Engineering - Science and Practice, Proceedings, 2006, pp. 669-676.

[6] Pejovic R.: Reconstruction of Branko Zezelj Bridge over the Moraca River in Podgorica, International Scientific and Expert Meeting, Research Projects and Realization in Civil Engineering, Proceedings, 2010, pp . 261-266.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-19 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Mihajlo Ristić[1]

IZGRADNJA TRŽNOG CENTRA ADA MALL

Rezime:

Tržni centar Ada Mall se nalazi na uglu Radničke i Paštrovićeve ulice u Beogradu u neposrednoj blizini Ade Ciganlije. Objekat je bruto površine oko 100.000m². Sastoji se od armiranobetonske konstrukcije sa tri podzemne i četiri nadzemne etaže i čelične krovne konstrukcije. Zaštita temeljne jame je rađena bušenim i bušenim sekantnim šipovima uz primenu dve različite top down metode pri izgradnji objekta. Dubina iskopa je bila do 25m. Kako je objekat građen u stenskoj masi iskop je rađen uz pomoć miniranja. Tokom izgradnje sproveden je sistem monitoringa. U ovom radu je dat prikaz izgradnje tržnog centra.

Ključne reči: tržni centar, armiranobetonska konstrukcija, top down metoda, miniranje, monitoring, sekantni šipovi

CONSTRUCTION OF SHOPPING CENTER ADA MALL

Summary:

Ada Shopping Mall is located at the corner of Radnicka and Pastroviceva Street in Belgrade, closed to Ada Ciganlija lake. The building has a gross area of about 100.000m². It is consisted of reinforced concrete structure with three underground and four above ground levels and a steel roof structure. The foundation pit protection was made by bored and bored secant piles in combination with two different Top Down methods during construction. The excavation depth was up to 25m. As the building was built in rock mass, during excavation blasting was applied. During construction a monitoring system was implemented. This paper provides an overview of the construction process of shopping mall.

Key words: shopping mall, reinforced concrete, Top Down method, blasting, monitoring, secant piles

[1] *mast. inž. građ., odgovorni izvođač radova i rukovodilac izgradnje objekta, mihajlo.ristich@gmail.com*

1. UVOD

Tržni centar Ada Mall se nalazi na uglu Radničke i Paštrovićeve ulice u Beogradu u neposrednoj blizini Ade Ciganlije.

Kompanija GTC Srbija (ogranak GTC internacionalne grupe iz Poljske) kao investitor angažovala je Design International iz Londona da uradi idejni projekat, a Energoprojekt urbanizam i arhitekturu da uradi projekat za građevinsku dozvolu.

Za izradu projekta konstrukcije za izvođenje bila je angažovana firma C.M.S. Biro d.o.o. iz Beograda, a Sam Projekt Biro d.o.o. iz Beograda za izradu projekta zaštite temeljne jame.

Firma GRADINA d.o.o. iz Beograda je angažovana kao generalni izvođač radova na izgradnji kompletnog tržnog centra, dok je Mace d.o.o. imao ulogu stručnog nadzora.

Radovi na izgradnji Ada Mall-a su počeli marta 2017., a završili se maja 2019. godine.

Slika 1 – Objekat Ada Mall u izgradnji

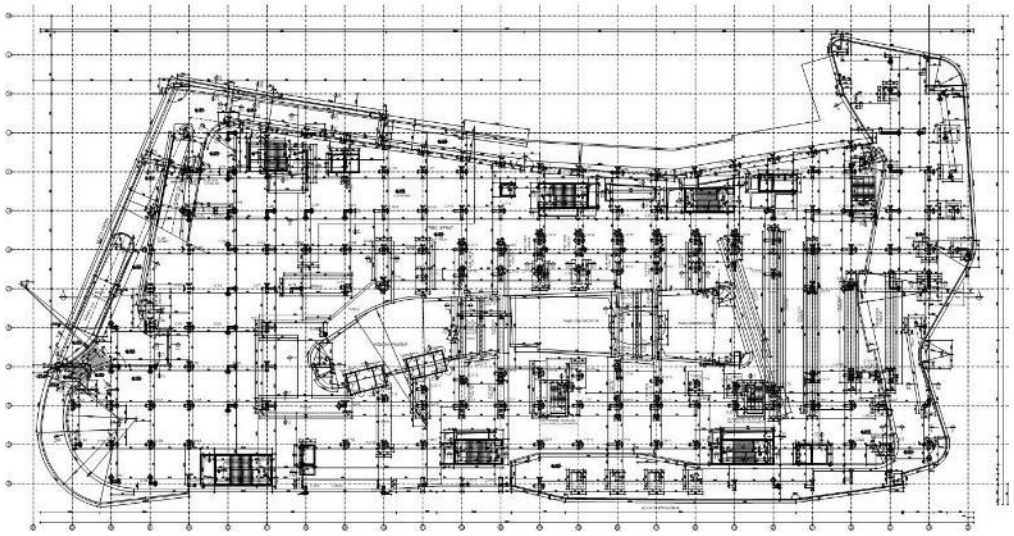
2. ARMIRANOBETONSKA KONSTRUKCIJA

Konstrukcija je nepravilnih osnova koje treba da simuliraju izohipse brda koje je zasečeno i na tom mestu umetnut budući tržni centar.

Objekat bruto površine oko 100.000m² sastoji se od armiranobetonske konstrukcije sa tri podzemne i četiri nadzemne etaže i čelične krovne konstrukcije. Rasteri stubova su pretežno 8x8m, ali u skladu sa zahtevnom arhitekturom idu čak i do 26m. Spratna visina podzemnih etaža je 3.20 i 3.90m, a nadzemnih 5.5 i 6m.

Međuspratna ploča, geometrijski i izvođački vrlo složena i izazovna, oslanjana je direktno na stubove pri tome da su veći rasponi savladani pomoću moćnih greda koje su ponekad bile i naknadno napregnute. Arhitektonski zahtevi su bili takvi da nije uvek bilo moguće održati

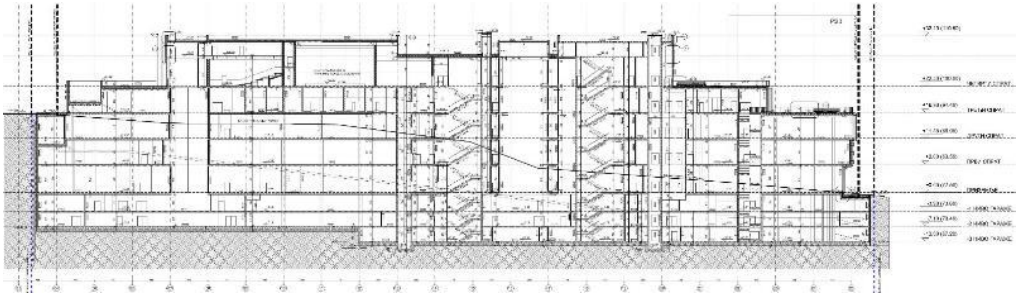
kontinuitet stubova, pa je taj problem rešavan transfer gredama. Konstrukcija obiluje velikim brojem erkera, denivelacija i velikim atrijumskim otvorom u sredini ispresecanim pasarelama. Međuspratne ploče su debljina 25 i 30cm, dok je površina jedne etaže išla i do 16.000m².



Slika 2 – Osnova ploče trećeg sprata

3. ZAŠTITA TEMELJNE JAME, TOP DOWN METODA I IZGRADNJA OBJEKTA

Kao što je već pomenuto, objekat je usečen u postojeće brdo, a sa druge strane postojao je zahtev za velikim brojem parking mesta pa su projektovane i tri podzemne etaže. Vodeći se ovim parametrima dobija se dubina iskopa uz Radničku ulicu od 12m sa donje i skoro 25m sa gornje strane uz Visoku ulicu.



Slika 3 – Podužni presek objekta u pravcu od Visoke ulice (levo) ka Radničkoj ulici (desno)

Zaštita temeljne jame i iskopa je rađena sa bušenim šipovima po obodu u kombinaciji sa izgradnjom objekta u top down metodi pri čemu bi se međuspratnim pločama razupirale bočne strane suseda, a njihova izgradnja bi pratila iskop.

U skladu sa tim napravljena je interna podela objekta na A (niži teren - potez ka jezeru i Radničkoj ulici) i B deo (viši teren – potez ka Visokoj ulici).

Slika 4 – Osnova sa ucrtanim fazama gradnje - podela objekta na A i B deo i primena dva tipa top down metode 1 i 2

Slika 5 – Osnova sa ucrtanim fazama gradnje - podela objekta na A i B deo i primena dva tipa top down metode 1 i 2

3.1. MONITORING

Pre nego su počeli bilo kakvi radovi na izgradnji objekta, uspostavljen sistem monitoringa kojim je 24h dnevno tokom cele izgradnje objekta mereno:

- pomeranje na inklinometrima ugrađenim u obodnim šipovima
- rotacija na tiltmetrima
- vibracije (usled miniranja i izgradnje objekta)
- sleganje i pomeranje susednih objekata geometarskim osmatranjem
- buka

Na ovaj način se dobijala jasna slika šta se dešava na gradilištu tokom izgradnje. Uz pomoć inklinometara i tiltmetara se dobijala informacija da li dolazi do pomeranja na susednim objektima, susednim saobraćajnicama i zaštitnoj konstrukciji temeljne jame.

Svi ovi podaci postavljani su na web saitu sa koga je u bilo kom trenutku mogao da se očita traženi rezultat, a telefoni rukovodilaca projekta bili su direktno povezani sa serverom kako bi im, u slučaju da dođe do bilo kakvih pomeranja, stizala sms poruka koja bi upozorila na problem i van radnog vremena, a oni mogli da preduzmu neophodne mere.

3.2. IZGRADNJA "A" DELA OBJEKTA

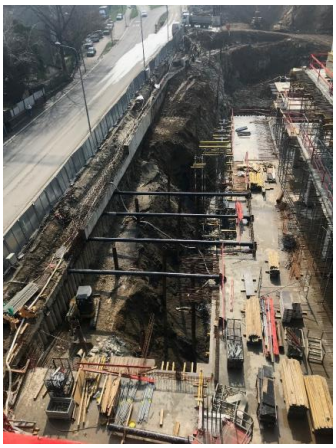
Deo objekta ka jezeru imao je problema sa podzemnim vodama zbog velike blizine reke Save. Iz tog razloga rađeni su sekantni šipovi čija dubina je išla do vodonepropusnih slojeva zemlje. Takođe kao trajno rešenje za podzemne vode i visok uzgon primenjena je horizontalna drenaža sastavljena iz sistema kanala sa bazenom za prikupljanje svih voda odakle će se trajno ispumpavati tokom celog veka eksploatacije objekta.

Slika 6 – Deo "A" u izgradnji

Na ovom delu objekta (slika 6) vršen je širok iskop do dna temeljne ploče sa ostavljenom bermom po obodu. Objekat bi se gradio do visine prve međuspratne ploče sa koje bi mogla da se premosti berma i razupre o naglavnu gredu koja povezuje sekantne šipove. Na mestima gde bi raspon ploče bio veliki prethodno (pre iskopa) su rađeni privremeni čelični stubovi (šipovi) i/ili bi na tim mestima bila rađena privremena čelična rešetkasta konstrukcija.

Na ovaj način bi se omogućilo da vrlo brzo objekat izađe iz zemlje i nesmetano nastavi sa svojom gradnjom, dok bi se ispod njega berma uklanjala sukcesivnim iskopom i izvozom iskopane zemlje iz objekta. Kako je u ovom delu objekta bio fliš, iskop berme je vršen uz pomoć moćnih čekića i ripera koji su bili namontirani na bagere (slika 7).

Slika 7– Iskop berme ispod izgrađene konstrukcije je vršen hidrauličnim čekićima i riperima



Slika 8 – Razupiranje "A" dela objekta u zoni uz Paštrovićevu ulicu

Pošto su urađeni čelični šipovi na mestu budućih stubova, vrh berme je poravnat, a preko nje na zemlji montirana oplata koja će ostati zarobljena sve dok se ne počne sa iskopom berme. Ovo se vidi na slici 7. Iskop prati pažljiva demontaža oplate. Čelični stubovi su pre nego se celi oslobode, zavisno od njihovog trenutnog opterećenja, osiguravani kosnicima, a zatim betonirani do visine prve naredne etaže.

Na potezu ka reci pojavila se zona sa izuzetno jakom stenskom masom čija je čvrstoća išla i do 190 MPa aksijalne krutosti. Na tom delu bilo je nemoguće vršiti iskop. Mašine su se kvarile, špicevi čekića pucali, a dijamantske glave na rendžerima mašina za bušenje šipova topile.

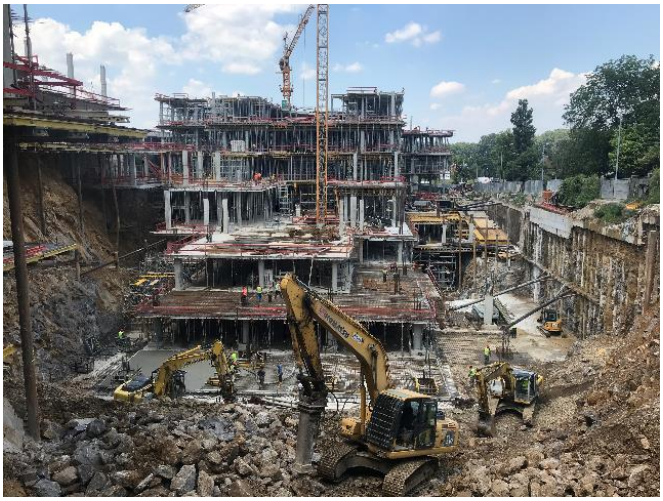
Tu nije moglo ništa drugo da se primeni osim miniranja. Uzeći u obzir da je gradilište u urbanom delu grada miniranje nije bilo ni malo jednostavno i lako. Moralo je da se vodi računa o susednim stambenim objektima. Pored prethodno postavljenih uređaja u sklopu gore pomenutog "monitoringa" postavljani su i dodatni uređaji na susednim objektima u zoni miniranja kojim bi se merilo pomeranje (horizontalno i vertikalno) koje je moralo da bude u dozvoljenim granicama.

Miniranje je vršeno nonelom sa duplim usporivačima kako bi veći broj eksplozija mogao da ide jedno za drugim sa kašnjenjem od nekoliko mili sekundi. Cela ova kompleksnost jasno govori da je u pitanju specijalno miniranje koje je u mnogo čemu različito od onog na kamenolomima van urbane sredine stanovanja.

Na slici 11 prikazana je zona uz Radničku ulicu koja je minirana, a na tom mestu nije rađena nikakva zaštita vertikalnog iskopa.

Slike 9 i 10 – Slomljen špic čekića

Slika 11 – Zona izuzetno čvrste stene gde je rađen vertikalni iskop bez zaštite



Slika 12 – Izgradnja "A" dela u odmakloj fazi

3.3. IZGRADNJA "B" DELA OBJEKTA

Ovaj deo objekta je rađen na mnogo višem terenu, dubina iskopa je išla i do 25m pa je samim tim primenjena kompletno drugačija tehnologija izgradnje u odnosu na "A" deo.

Po obodu konstrukcije, kao deo zaštitne konstrukcije iskopa, su rađeni bušeni šipovi Ø800 i Ø1000mm. Izgradnja je počela u nivou trećeg sprata. Brdo je poravnato kako bi mašine za bušenje šipova mogle da se kreću. Na mestima budućih stubova i zidova rađeni su čelični šipovi dužine preko 22m. Kasnije, u fazi top down-a, ovi šipovi će imati ulogu oslonaca na kojima će stajati cela konstrukcija dok se ispod izgrađenog objekta sukcesivno kopa sprat po sprat.

Pošto su urađeni svi šipovi na stubnim mestima, na zemlji je postavljena oplata ploče trećeg sprata koja će biti zarobljena sve do trenutka kad se krene sa iskopom ispod ove ploče.

Oplatu ploče su zapravo činili oplatni stolovi dimenzija 4x4m koji su brezonima ostajali zakačeni za betonsku ploču u trenutku kada se krene sa iskopom u fazi top downa, a kasnije isti ti stolovi bi se spuštali uz pomoć gurtni i brezona na dole. Pogledati slike 17 i 18.

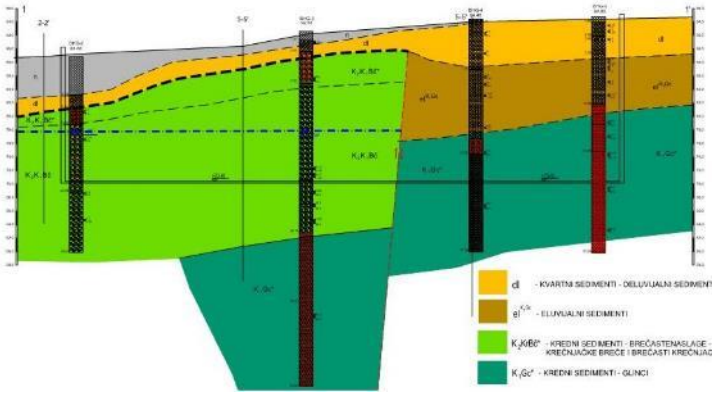
Armatura ploče se radila preko oplatnih stolova, a u zoni čeličnih šipova – budućih stubova je rađena čelična konstrukcija koja se zavarivala za šip, a preko nje se ostvarila veza šipa i ploče (slika 18).

Nakon betoniranja ploče trećeg sprata nastavilo se sa izgradnjom narednih etaža na gore.

Zbog specifičnosti terena koji je u padu, top down "2" (kako je označeno na slikama 4 i 5), "B" dela objeta, nije mogao da se radi dokle god se objekat A i B ne spoje.

Slika 13 – Izgradnja "B" dela

Slika 14 – Izgradnja "B"dela u odmakloj fazi



Slika 15 – Rased u zoni "2" i prelazak sa krečnjačkih breča na glince

Glavni problem je pravio susedni objekat od kog su se dobijale velike horizontalne sile. Kako je zona "2" jedina u kojoj se do tada izgradio objekat (od trećeg sprata na gore) bilo je neophodno uraditi celu zonu "1" dela "B" (slike 4 i 5) kako bi se odpočeo top down u tom delu. To bi

omogućilo da se horizontalne sile prebace sa jedne na drugu stranu, odnosno da se objekat razupre o naglavnu gredu i obodne šipove uz Paštrovićevu ulicu. Dodatni problem je pravilo to što se ispod izgrađene konstrukcije (zona 2) nalazio rased gde se sa krečnjačkih breča prelazilo na glince (slika 15).

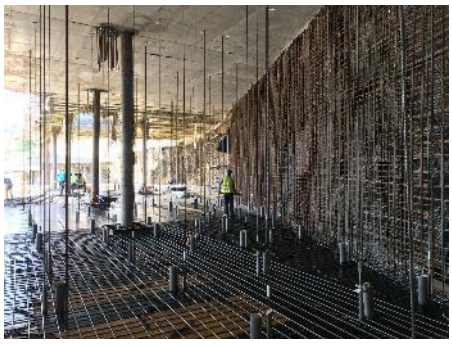
Kao što je objašnjeno, nakon spajanja "A" i "B" dela stiču se uslovi za početak top down metode u zoni "2" i izgradnju spratova na dole (od trećeg sprata do nivoa -2).

Slika 16 – Trenutak spajanja "A" i "B" dela

Počinje iskop ispod oplatnih stolova. Bitno je napomenuti da je i u zoni "2", kao i u celoj zoni "B" i većem delu zone "A" konstatno iskop otežan stenskom masom koju je bilo neophodno minirati već pomenutom tehnikom.

Oplatni stolovi se brezonima spuštaju u nivo naredne niže etaže. Nakon što se spuste stolovi uradi se donja zona armature ploče, zavare se čelični kapiteli, a nakon toga se kompletira gornja zona. Postupak se ponavlja za svaki naredni sprat na dole.

Slika 17 – Top Down u zoni "2"

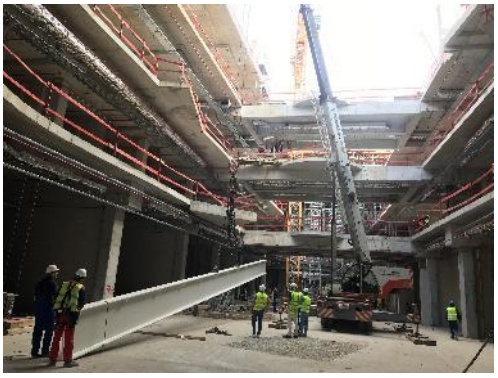


Slika 18 – Obešena jedna od ploča u fazi top down-a

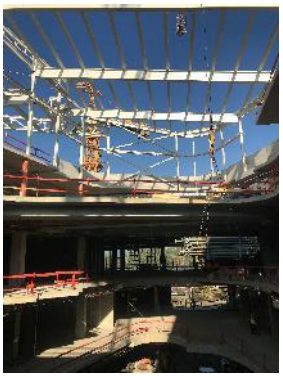
3.4. IZGRADNJA POSLEDNJE ETAŽE CELOG OBJEKTA I ČELIČNE KROVNE KONSTRUKCIJE

Nakon što su se spojili delovi objekta “A” i “B”, nevezano od top down-a koji se odvijao ispod, poslednje etaže su se mogle u celosti kompletirati.

Pošto se uradio nadzemni deo AB konstrukcije, na red je došla i krovna čelična konstrukcija. Kako su susedne ulice izuzetno prometne donešena je odluka da se kompletan čelik montira sa ploče prizemlja iz zone atrijuma, a nedostupni delovi završe uz pomoć kranova koji su ostali unutar objekta.



Slika 19 – Montaža čelične krovne konstrukcije sa ploče prizemlja iz zone atrijuma



Slika 20 – Čelična krovna konstrukcija u izgradnji

4. ZAKLJUČAK

Treba napomenuti da je za izgradnju tržnog centa Ada Mall utrošeno 43.000m³ betona, 7.050 tona armature i 770 tona čelika krovne konstrukcije. Sve je to bilo moguće jer se utrošilo 13 tona eksploziva kako bi se iskopalo preko 150.000m³ stene od ukupno 250.000m³, zato što se pažljivo iznela bomba iz Drugog svetskog rata koja je pronađena usred objekta u fazi top down između ploče prvog i drugog sprata, a najviše zahvaljujući neospornom umeću domaćih neimara.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-20 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Anđela Jašović[1], Zlatko Zafirovski[2]

VREDNOVANJE VARIJANTNIH RJEŠENJA I METODE OPTIMIZACIJE ŽELJEZNIČKE TRASE

Rezime:

U ovom radu je objašnjen pojam vrednovanja varijantnog rješenja i kratak prikaz metoda optimizacija. Detaljno su objašnjene kriterijumske funkcije vrednovanja: minimalna investiciona ulaganja, minimalni troškovi održavanja i ulaganja, maksimalan kvalitet usluge i minimalan uticaja na životnu sredinu.

Ključne reči: vrednovanje varijantnih rješenja, metode optimizacije, kriterijumske funkcije vrednovanja varijantnog rješenja.

EVALUATION OF VARIANT SOLUTIONS AND METHODS OF RAILWAY ROUTE OPTIMIZATION

Summary:

In this research, the concept of evaluation of a variant solution is explained and a brief overview of optimization methods. The evaluation criteria are explained in detail: minimum investment, minimum maintenance and investment costs, maximum quality of service and minimum environmental impact.

Key words: evaluation of variant solutions, optimization methods, criterion functions for evaluating a variant solution.

[1] *Spec. Sci građevinarstva, Građevinski fakultet Podgorica, jasovic.andjela22@gmail.com*
[2] *PhD, Civ. Eng., Associate Professor, University „Ss. Cyril and Methodius“, Faculty of Civil Engineering – Skopje,zafirovski@gf.ukim.edu.mk*

1. UVOD

Željeznička pruga je složeni tehničko-tehnološki sistem. Savremenim sistemskim pristupom u rješavanju problema izbora trase železničke pruge koji podrazumijeva sveobuhvatnu analizu mogu se sagledati odnosi i veze između svih tehničkih, saobraćajnih i eksploatacionih parametara pruge.

Varijantna rješenja trase se formiraju variranjem njenih osnovnih tehničkih elemenata, a problem koji treba riješiti u toku optimizacije je izbor i donošenje odluke o najpovoljnijoj varijanti trase iz skupa konkurentnih rješenja. Izbor i odlučivanje zasniva se na unaprijed utvrđenim ciljevima, kriterijumima i ograničenjima za građenje i eksploataciju nove ili rekonstruisane trase.

Najpovoljnije je ono rješenje trase koje na najbolji način ispunjava savremene tehničke, saobraćajne, ekonomske i ekološke zahtjeve.

Primjenom metoda optimizacije može se dobiti najpovoljnije varijantno rješenje trase železničke pruge.

Izbor najpovoljnijeg varijantnog rješenja vrši se na osnovu opšte važećeg kriterijuma, a to je da se do željenog cilja dođe sa najmanjim utroškom sredstava i energije, uz maksimalnu društvenu korist i minimalni uticaj na životnu sredinu, što znači da je najpovoljnija ona varijanta koja ostvaruje najveću dobit u odnosu na troškove građenja i eksploatacije.

U periodu velikih ulaganja u saobraćajnu infrastruktru, definisana je procedura koja je morala biti ispunjena da bi se dobila potrebna sredsta za izgradnju, te se uvode nove preciznije metodološki postupci vrednovanja varijantnih rješenja.

Najpovoljnije varijantno rješenje nije ono koje ima najmanje trošove građenja i eksploatacije ili najkraće vrijeme putovanja, već ono koje ispunjava i dovoljan kapacitet, pruža najveću bezbjednost i komfor i ima najmanje posledice po okolinu.

2. VREDNOVANJE VARIJANTNIH RJEŠENJA

Vrednovanje – procjena u kojoj mjeri je ostvaren zadati cilj sistema svakog dopustivog varijantnog rješenja vrši se prema svim definisanim kriterijumima posebno. Vrijednosti kriterijumskih funkcija mogu biti izražene preko dolje navedenih kriterijuma.

Ekonomski kriterijumi su kriterijumi određeni pokazateljima koji se dobijaju ekonomskim analizama, a prvenstvno se odnose na troškove izgradnje i rada sistema i na dobiti korisnika.

Kvantitativni tehnički kriterijumi su oni kriterijumi čiji se pokazatelji dobijaju tehničkim ili statističkim analizama i mjerenjima.

Kvalitativni kriterijumi (ocjena ili bodovi) su oni kriterijumi kod kojih se pokazatelji ne mogu dobiti ni ekonomskim ni tehničkim analizama.

Vrednovanje efekata i uticaja vrši se od strane odgovarajućih eksperata i to davanjem ocjena iz ordinirane skale za vrednovanje sa sledećim gradacijama: ne zadovoljava, slabo zadovoljava, dobro, vrlo dobro, odlično. Ovim opisnim ocjenama se dodijeljuju i brojčane vrijednosti od 0 do 10 ili bodovi od 0 do 100.

Jedan kriterijum može biti određen sa više pokazatelja. Tada se vrijednost tog kriterijuma dobija sumiranjem numeričkih vrijednosti tih pokazatelja. U slučaju da su to nezavisni

pokazatelji, različitih dimenzija, tada se oni mogu kao podkriterijumi uključiti u dalji proces vrednovanja. Za pojedine pokazatelje su propisane i granične vrijednosti.

3. METODE OPTIMIZACIJE

Metode za optimizaciju možemo grupisati u dvije osnovne grupe:

- Prvu grupu čine metode matematičkog programiranja (optimizacije), odnosno metode za rješavanje zadataka sa kontinualnim matematičkim modelom;
- Drugu grupu čine metode kombinatorne optimizacije, odnosno metode rješavanja zadataka analize i izbora najboljeg rješenja iz formiranog skupa (dopustivih) varijantnih rješenja kod diskretnih sistema.

Druga grupa metoda se često proširuje i na metode za rješavanje zadataka rangiranja varijantnih rješenja, odnosno određivanje njihovog redosleda (rang liste).

Na osnovu utvrđenog postupka rangiranja, nakon vrednovanja svih varijantnih rješenja (V1, V2, ..., Vm) sa stanovništva usvojenih kriterijuma i kriterijumskih funkcija (f1, f2, ..., fn), utvrđuje se redosled varijantnih rješenja (varijanta Vj je bolja od varijante Vk prema i-tom kriterijumu samo ako je fij > fik, odnosno Vj > Vk). Rješenje zadatka rangiranja, u zavisnosti od izabrane i primijenjene metode, može biti:

- rang varijantnih rješenja, redosled od najboljeg do najlošijeg;
- najbolje varijantno rješenje;
- skup varijantnih rješenja koja ispunjavaju unaprijed zadate uslove.

Postojanje više varijantnih rješenja, većeg broja kriterijuma za vrednovanje koji su često konfliktni i sa različitim mjernim jedinicama, znači da se rješavanje višekriterijumskog zadatka ne mogu koristiti klasične optimizacione metode (metode iz prve grupe), nego se moraju koristiti metode iz druge grupe – metode za višekriterijsku optimizaciju (odlučivanje) i rangiranje (MCDM – Multi-Criteria Decision Making). S obzirom na prirodu informacija višekriterijskih problema, ove metode se mogu svrstati u sledeće grupe:

1. Višeatributivno odlučivanje (MADM – Multi-Attribute Decision Making) ili kako se sve više naziva višekriterijumska analiza (MCA- Multi-Criteria Analysis). Ova grupa metoda rješava višekriterijumske probleme izborom najbolje alternative iz skupa prethodno definisanih.
2. Višeciljno odlučivanje (MODM – Multi-Objective Decision Making). Ova grupa metoda rješava višekriterijumske probleme projektovanja najbolje alternative.

Metode višeatributivnog odlučivanja, odnosno višekriterijumske analize se mogu podijeliti na:

1. Metode korisnosti: Kod ovih metoda se varijantna rješenja vrednuju i rangiraju prema korisnosti u odnosu na sve kriterijume. Predstavnici ove grupe metode su: aditivni metod (SWA - Simple Additive Weighting), višeatributna teorija korisnosti – (MAUT– Multi-Attribute Utility Theory) i analitički hijerarhijski proces – (AHP - Analytic Hierarchy Process).
2. Metode zasnovane na kompromisu: Kod ovih metoda se bira varijantno rješenje koje je najbliže idealnom rješenju i to na osnovu usvojene mjere rastojanja. Glavni predstavnik ove grupe metoda je: kompromisno programiranje (CP - Compromise Programming).Iz elemenata kompromisnog programiranja razvijene su: metoda TOPSIS (Technique for Order Preference by Similarity to Ideal Solution) i metoda VIKOR (VIšekriterijumsko KOmpromisno Rangiranje).
3. Metode višeg ranga (Qutranking методе): Kod ovih metoda se rangiranje, odnosno redosled varijantnih rješenja generiše po prioritetu. Predstavnik ove grupe je skup metoda:

ELECTRE I, II, III i IV (ELEmination Et Choice Translating Reality),PROMETHEE I, II, III i IV (Preference Ranking Organization METHod of Enrichment Evaluations).

4. KRITERIJUMSKE FUNKCIJE VREDNOVANJA VARIJANTNOG RJEŠENJA

Postupak vrednovanja se vrši tako što se svakom varijantnom rješenju dodijeli određena vrijednost svake kriterijumske funkcije.

Kriterijumske funkcije vrednovanja su: minimalna inveticiona ulaganja, minimalni troškovi održavanja i ulaganja, maksimalni kvalitet usluge i minimum uticaja na životnu sredinu.

4.1. MODEL ZA ODREĐIVANJE KRITERIJUMA – INVESTICIONA ULAGANJA

Investiciona ulaganja obuhvataju investicije za:
- izgradnju dionica otvorene pruge (K11),
- izgradnju stanica i ostalih službenih mjesta (K12),
- nabavku i ugradnju postrojenja električne vuče (K13),
- nabavku i ugradnju SS i TK uređaja i opreme (K14).

Kriterijumska funkcija f1 iznosi:

$$f_1 = \sum_i K1i = \sum_k Ik = Iop + Ist + Iev + Iss\text{-}tk$$

K_{1i} - kriterijumi za definisanje kriterijumske funkcije f1,

Ik - pojedinačne vrednosti investicionih ulaganja potrebne za stabilna postrojenja železničke pruge,

Iop - investiciona ulaganja za izgradnju deonica otvorene pruge,

Ist - investiciona ulaganja za izgradnju stanica i ostalih službenih mesta,

Iev - investiciona ulaganja za postrojenja električne vuče,

Iss-tk - investiciona ulaganja za SS i TK uređaje i opremu.

Teži se ostvarenju što manjih investicionih ulaganja.

Investiciona ulaganja za izgradnju deonica otvorene pruge K_{11}

$$Iop = Igs + Ids + Im\text{-}t + Ie + Ir = \sum_i Qopi\ Copi$$

Igs - investiciona ulaganja u gornji stroj železničke pruge,

Ids - investiciona ulaganja u donji stroj železničke pruge,

Im-t - investiciona ulaganja u mostovske i tunelske konstrukcije,

Ie - investiciona ulaganja za eksproprijaciju zemljišta,

Ir - investiciona ulaganja za rekonsrukciju saobraćajne infrastrukture i uređenje rečnih tokova,

Qopi - obim i-te pozicije građevinskih radova za izgradnju deonica otvorene pruge,

Copi - jedinična cena i-te pozicije građevinskih radova za izgradnju deonica otvorene pruge

Investiciona ulaganja za izgradnju stanica i ostalih službenih mjesta K_{12}:

$$Ist = Igs + Ids + Iost + Ipp + Ie = \sum_i Qsti\ Csti$$

Igs - investiciona ulaganja u gornji stroj službenih mesta,

Ids - investiciona ulaganja u donji stroj službenih mesta,

Iost - investiciona ulaganja za izgradnju (rekonstrukciju) objekata u stanici (zgrade, magacini, peroni, rampe, platoi i dr.),

Ipp - investiciona ulaganja za kolosečne veze sa priključnim prugama,

Ie - investiciona ulaganja za eksproprijaciju zemljišta,

Qsti - obim i-te pozicije građevinskih radova za izgradnju (rekonstrukciju) službenih mesta,

Csti - jedinična cena i-te pozicije građevinskih radova za izgradnju (rekonstrukciju) službenih mesta.

Investiciona ulaganja za postrojenja električne vuče K_{13}:

$$\boldsymbol{Iev = Ispev + Ipeep + Iospev = \sum_i Qevi\ Cevi}$$

Ispev - investiciona ulaganja za stabilna postrojenja električne vuče,

Ipeep - investiciona ulaganja za elektroenergetska postrojenja,

Iospev - investiciona ulaganja za objekte za održavanje ovih postrojenja,

Qevi - obim i-te pozicije radova na izgradnji postrojenja za električnu vuču,

Cevi - jedinična cena i-te pozicije radova na izgradnji postrojenja za električnu vuču.

Investiciona ulaganja za signalno sigurnosne i telekomunikacione uređaje i opremu K_{14}:

$$\boldsymbol{Iss\text{-}tk = Iss + Itk = \sum_i Qss - tki\ Css - tki}$$

Iss - investiciona ulaganja za nabavku i ugradnju SS uređaja i opreme (unutrašnji i spoljni relejni uređaji),

Itk - investiciona ulaganja za nabavku i ugradnju TK uređaja i opreme (kablovska postrojenja, sistemi radio veza, radio veze),

Qss-tk - obim i-te pozicije radova na ugradnji SS i TK uređaja i opreme,

Css-tki - jedinična cena i-te pozicije radova na ugradnji SS i TK uređaja i opreme.

4.2. MODEL ZA ODREĐIVANJE KRITERIJUMA – TROŠKOVI ODRŽAVANJA I UPRAVLJANJA

Troškovi održavanja i upravljanja trase železničke pruge dijele se na fiksne i promjenljive troškove.

U ovom modelu se troškovi održavanja i upravljanja definišu preko kriterijuma K2i i obuhvataju troškove:

- za održavanje pruga, stanica i ostalih službenih mesta (K21),
- za održavanje postrojenja za električnu vuču (K22),
- za održavanje signalno-sigurnosnih i telekomunikacionih uređaja i opreme (K23),
- organizacije saobraćaja i upravljanja (K24).

Kriterijumska funkcija f2 iznosi:

$$\boldsymbol{f_2 = \sum_i K2i = \sum_k Tk = Tops + Toev + Toss\text{-}tk + Tosu}$$

K2i - kriterijumi za određivanje kriterijumske funkcije troškova održavanja i upravljanja f2,

Tk - pojedinačne vrijednosti troškova za održavanje stabilnih postrojenja i pratećih sadržaja železničke pruge,

Tops - troškovi za održavanje pruge, stanica i ostalih službenih mesta,

Toev - troškovi za održavanje postrojenja električne vuče,

Toss-tk - troškovi za održavanje signalno-sigurnosnih i telekomunikacionih uređaja i opreme,

Tosu - troškovi organizacije saobraćaja i upravljanja.
Teži se ostvarenju što manjih troškova održavanja
Troškovi održavanja pruge, stanica i ostalih službenih mesta K_{21}:

$$\boldsymbol{Tops = Triogs + Triods = \sum_i Qopsi Copsi}$$

Triogs - troškovi za redovno i investiciono održavanje gornjeg stroja,
Triods - troškovi za redovno i investiciono održavanje donjeg stroja (zemljani trup, inženjerske konstrukcije, objekti u stanicama),
Qopsi - obim i-te pozicije radova na održavanju pruge, stanica i ostalih službenih mesta,
Copsi - jedinična cena i-te pozicije radova na održavanju pruge, stanica i službenih mesta.
Troškovi održavanja postrojenja električne vuče K_{22} :

$$\boldsymbol{Toev = Triospev + Triodpeed = \sum_i Qoevi Coevi}$$

Triospev - redovno i investiciono održavanje stabilnih postrojenja električne vuče,
Triopeep – redovno i investiciono održavanje pogonskih elektroenergetskih postrojenja,
Qoevi - obim i-te pozicije radova na održavanju postrojenja električne vuče,
Coevi - jedinična cena i-te pozicije radova na održavanju postrojenja.
Troškovi održavanja signalno-sigurnosnih i telekomunikacionih uređaja i opreme K_{23}:

$$\boldsymbol{Toss\text{-}tk = Trioss + Triotk = \sum_i Qoss - tki Coss - tki}$$

Trioss - redovno i investiciono održavanje signalno-sigurnosnih uređaja i opreme,
Triotk - redovno i investiciono održavanje telekomunikacionih uređaja i opreme,
Qoss-tki - obim i-te pozicije radova na održavanju signalno-sigurnosnih i telekomunikacionih uređaja i opreme,
Coss-tki - jedinična cena i-te pozicije radova na održavanju signalno-sigurnosnih i telekomunikacionih uređaja i opreme.
Troškovi za organizaciju saobraćaja i upravljanje K_{24}:

$$\boldsymbol{Tosu = Tro + Tru + Tpem = \sum_i Nroi Croi + \sum_i Nrui Crui + \sum_i Npemi Cpemi}$$

Tro - troškovi rada osoblja (lokomotivsko, vozopratno, kontrola i održavanje),
Tru - troškovi uprave (sekcije, radne jedinice, zajedničke službe preduzeća),
Tpem - troškovi potrošnje pogonske energije i maziva,
Nroi - efektivno vreme rada i-te, kategorije osoblja u realizaciji saobraćaja,
Croi - jedinična cena rada i-te kategorije osoblja u realizaciji saobraćaja,
Nrui - efektivno vreme rada i-te kategorije osoblja uprave,
Crui - jedinična cena rada i-te kategorije osoblja uprave,
Npemi - količina utrošene pogonske energije (i=1), odnosno maziva (i=2),
Cpemi - jedinična cena pogonske energije (i=1), kao i maziva (i=2).

4.3. MODEL ZA ODREĐIVANJE KRITERIJUMA -KVALITET SAOBRAĆAJNE USLUGE

Kvalitet saobraćajne usluge definiše preko vremena putovanja i kapaciteta trase železničke pruge. Kako ovi kriterijumi imaju različite dimenzije, oni u proces optimizacije uključuju kao nezavisni kriterijumi sa odgovarajućim funkcijama.

4.3.1. Model za određivanje kriterijuma – Vrijeme putovanja

Vrijeme putovanja se definiše preko kriterijuma K3i koji obuhvataju:
- ukupno vrijeme vožnje vozova između službenih mesta (K31),
- ukupno vrijeme bavljenja vozova u službenim mestima (K32).

Kriterijumska funkcija f_3:

$$\boldsymbol{F_3 = \sum_i K3i = \sum_i Ti = tvv + tvb}$$

K3i - kriterijumi za određivanje kriterijumske funkcije vremena putovanja f3,
Ti - pojedinačne vrednosti vremena koje određuju vreme putovanja vozova (i=1, 2),
tvv - ukupno vreme vožnje između službenih mjesta za sve kategorije vozova,
tvb - ukupno vreme bavljenja svih kategorija vozova u službenim mestima.

Ukupno vrijeme vožnje između službenih mesta K_{31}:

$$\boldsymbol{Tvv = \sum_i \sum_j Li/Vij + tpij + tzij}$$

N - broj službenih mesta (i=1, 2,...,n),
M - kategorije vozova (j=1, 2,...,m),
n-1 - broj međustaničnih rastojanja,
Li - dužina i-te deonice trase železničke pruge između službenih mesta,
Vij - odgovarajuća brzina j-te kategorije voza na i-toj deonici trase železničke pruge između službenih mesta,
Tpij - dopunsko vreme za polazak j-te kategorije voza na i-toj deonici trase železničke pruge između službenih mesta,
Tzij - dopunsko vreme za zaustavljanje j-te kategorije voza na i-toj deonici trase železničke pruge između službenih mesta.

Ukupno vrijeme bavljenja vozova u službenim mestima K_{32}:

$$\boldsymbol{Tvb = \sum_i \sum_j tvbsij + tvbkij}$$

N - broj službenih mesta (i=1,2,...,n),
M - kategorije vozova (j=1,2,...,m),
Tvbsij - vrijeme bavljenja j-te kategorije voza u i-tom usputnom službenom mestu iz saobraćajnih potreba,
Tvbkij -vrijeme bavljenja j-te kategorije voza u i-tom usputnom službenom mestu iz komercijalnih potreba.

4.3.2. Model za određivanje kriterijuma - Kapacitet trase železničke pruge

Kapacitet trase železničke pruge određuje propusna moć trase, a to je maksimalan broj pari vozova ili broj vozova koji se propusti u jedinici vremena.

Za proračun propusne moći koristi se metodologija UIC-a. Kapacitet trase železničke pruge, odnosno propusna moć trase se u ovom poretku definiše preko kriterijuma *K***3*i*, kao i preko kriterijumske funkcije *f**3:

*F**3 = *K**3*i* = *N*

*K**3*i* - kriterijum za određivanje kriterijumske funkcije propusne moći trase železničke pruge *f**3,

N - propusna moć trase železničke pruge, odnosno broj pari vozova ili broj vozova u jedinici vremena.

Teži se da propusna moć trase železničke pruge bude maksimalna.

4.4. MODEL ZA ODREĐIVANJE KRITERIJUMA – POSLEDICE NA PROSTORNI RAZVOJ

Posledice trase željezničke pruge na prostorni razvoj definišu se preko kriterijuma *K*4*i* , a oni procijenjuju sledeće posledice:

- Očuvanje prostornih cjelina (K_{41}),
- Zauzimanje površina (K_{42}),
- Kulturno – istorijski nasleđe (K43),
- Razdvajanje centra aktivnosti (K44).

$$\boldsymbol{F_4 = \sum_i K4i = \sum_k Pk = Popc + Pzp + Pkipn + Ppr}$$

*K*4*i* - kriterijumi za određivanje kriterijumske funkcije posledica na prostorni razvoj f4 ,

Pk - pojedinačne vrednosti posledica trase železničke pruge na prostorni razvoj (k=1,...,4),

Popc - očuvanje prostornih celina (stanovanje, privredne aktivnosti i odmor i rekreacija),

Pzp - zauzumanje površina (poljoprivredno i građevinsko zemljište),

Pkipn - očuvanje kulturno-istorijskog i prirodnog nasleđa (spomenici, prirodna dobra pod zaštitom),

Ppr - posledice razdvajanja centara aktivnosti.

Očuvanje prostornih cjelina K_{41} definiše odnos trase željezničke pruge prema:

- urbanim područjima (za stanovanje, za privredne aktivnosti, za odmor i rekreaciju),
- saobraćajnoj i drugoj infrastrukturi (postojeće železničke pruge, putevi, naftovodi i gasovodi).

Dobija se sumiranjem dužina trase koja će presijecati urbana područja kao i dužina infrastrukture za rekonstrukciju.

Zauzimanje površina K_{42} definiše odnos trase prema :

- poljoprivrednom zemljištu sa jednogod. kulturama (po bonitetu I, II, III, IV),
- zemljištu sa višegodišnjim kulturama (šume, voćnjaci, vinogradi),
- građevinskom zemljištu (izgrađeno, planirano).

Dobija se sumiranjem navedenih površina zemljišta koje će zauzeti pružni pojas izgradnjom trase železničke pruge.

Očuvanje kulturno-istorijskog i prirodnog nasleđa K43 definiše odnos trase železničke pruge prema:

- zaštićenim istorijskim spomenicima i spomenicima kulturne baštine,
- prirodnim dobrima (nacionalni park, park prirode, rezervati prirode) koji su pod zaštitom).

Dobija se sumiranjem udaljenosti trase od zaštićenih kompleksa, kao i površine kompleksa koje zauzima pružni pojas.

Posledice razdvajanja K_{44} definiše stepen razdvajanja područja i cjelina, koji će nastati izgradnjom trase železničke pruge, kao što su:

- centri aktivnosti - gravitaciona područja (područje stanovanja od privrednih aktivnosti, poljoprivredna područja kao i područja za odmor i rekreaciju od naseljenih mjesta),
- prostorno – funcionalne cjeline (jedinstveni kompleksi obradivih površina ili pod šumom).

Na osnovu sintezne karte ograničenja, utvrđuju se dionice trase gdje dolazi do narušavanja već formiranih i ustaljenih veza između gore navedenih područja, što ima za posledicu smanjenja pristupačnosti tim sadržajima, kao i dionice trase gdje ona presijeca jedinstvene komplekse površina. Tada se uspostavlja odnos između ukinutih i novoformiranih veza između područja, kao i odnos površina celina koje se presijecaju.

4.5. MODEL ZA ODREĐIVANJE KRITERIJUMA – UTICAJ NA ŽIVOTNU SREDINU

Svaka izgradnja željezničke pruge kao građevinskog objekta i njena dalja eksploatacija, ima za posledicu pojavu poremećaja u nizu već definisanih odnosa i zakonitosti za elemente životne sredine, a to su: tlo, voda, vazduh, flora, fauna, klima i pejzaž.

Potrebno je definisati uticaj trase železničke pruge u odnosu na svaki od navedenih elemenata i to se vrši preko kriterijuma K_{5i} (i=1,...,6), a oni obuhvataju sledeće uticaje:

- buke i vibracija od saobraćaja (K51),
- na zemljište (zagađenje i degradacija) (K52),
- na vode (zagađenje i promjene u režimu) (K53),
- na floru i faunu (ugroženost i biodiverzitet) (K54),
- na klimu i mikroklimu (K55),
- narušavanje ambijentalnih celina-pejzaža (K56).

Kriterijumska funkcija f_5 iznosi:

$$\boldsymbol{F_5 = \sum_i K5i = \sum_k Uk = Ub\text{-}v + Uz + Uv + Uff + Ukmk + Uac}$$

K_{5i} - kriterijumi za određivanje kriterijumske funkcije uticaja trase železničke pruge na životnu sredinu f_5,

Uk - pojedinačne vrednosti uticaja trase na životnu sredinu (k =1,…,6),

Ub-v - uticaj buke i vibracija od saobraćaja,

Uz - uticaj trase železničke pruge na zemljište,

Uv - uticaj trase železničke pruge na vode,

Uff - uticaj trase železničke pruge na floru i faunu,

Ukmk - uticaj trase železničke pruge na klimu i mikroklimu,

Uac - uticaj trase železničke pruge na ambijentalne celine.

Uticaj buke i vibracija od saobraćaja K51 definiše se preko stepena ugroženosti, iskazanog površinom ili brojem osoba koji su pod mjerodavnim nivoom buke i vibracija u naseljenim područjima. Na dionicama trase željezničke pruge koje prolaze kroz naseljena područja procijenjuje se intezitet buke i vibracija preko srednjeg ekvivalentnog nivoa kao i njen uticaj u pojasu od 25 m do 100 m od osovine pruge. Stepen ugroženosti bukom i vibracijama iskazuje se ukupnim brojem, sumom površina ili brojem osoba koje su izložene mjerodavnom nivou buke u toku dana/noći u naseljenim područjima. Ove numeričke vrijednosti se pretvaraju u bodove i sabiraju.

Uticaj trase željezničke pruge na zemljište K52 (zagađenje i degradacija tla) se definiše preko:

- stepena zagađenja tla kao posledica tečnih ili čvrstih zagađivača od željezničkog saobraćajnog sistema,
- stepena degradacije tla kao posledica erozije ili klizanja usled izgradnje trase železničke pruge,

- stepena promjene permeabiliteta tla.

Uticaj trase železničke pruge na vode K53 se definiše preko:
- stepena zagađenja zona za vodosnadbijevanje,
- stepena ugroženosti zona duž obala površinskih tokova,
- stepena promene u režimu površinskih i podzemnih voda.

Uticaj trase železničke pruge na floru i faunu K54 se definiše preko:
- stepena ugroženosti zaštićenih biljnih vrsta od uticaja trase železničke pruge,
- stepena ugroženosti zaštićenih životinjskih vrsta od uticaja trase železničke pruge,
- biodivirziteta - smanjivanja broja biljnih i životinjskih vrsta.

Uticaj trase železničke pruge na klimu i mikroklimu K55 se definiše preko:
- stepena promjene klimatskih uslova usled uticaja trase železničke pruge,
- stepena promjene mikroklimatskih uslova usled uticaja trase železničke pruge.

Uticaj trase železničke pruge na ambijentalne cjeline - pejzaž K56 se definiše preko:
- stepena promjene morfologije terena usled uticaja trase železničke pruge,
- stepena promjene sastava vegetacije usled uticaja trase železničke pruge.

Određuju se dionice trase odnosno površine koje bi mogle biti izložene uticaju trase i izazvati određene promjene. Ove površine se pretvraju u bodove i sabiraju.

5. ZAKLJUČAK

Optimizacija trase i izbor njenog najpovoljnijeg varijantnog rešenja železničke pruge je kompleksan problem u oblasti železničke infrastrukture.

Najpovoljnije varijantno rešenje trase, kao rezultat optimizacionog izbora, je ona trasa koja na najbolji način ispunjava tehničke, saobraćajne, ekonomske i ekološke zahtjeve koji se postavljaju savremenoj železničkoj infrastrkturi. Izabrano rešenje trase najuspešnije usklađuje sva ulaganja i troškove, obezbeđuje brz, bezbjedan, efikasan, komforan, pouzdan, ekonomičan, rentabilan, konkurentan i ekološki prihvatljiv železnički saobraćaj.

LITERATURA

[1] Ivić M.: Železničke pruge, Saobraćajni fakultet, Univerzitet u Beogradu, Beograd, 2005.

[2] Kosijer M., Ivić M., Marković M., Belošević I.: Višekriterijsko odlučivanje u planiranju i projektovanju trase železničke pruge, Građevinar 64 (2012) 3, 195-205.

[3] Kosijer M.: Optimizacija trase železničke pruge, Saobraćajni fakultet, Univerzitet u Beogradu, Beograd, 2013.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-21 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Miloš Debeljković[1], *Jelena Radulović*[2]

PROJEKAT SKLADIŠTENJA KOKSA, DEO POSTROJENJA ZA ODLOŽENO KOKSOVANJE (DCU), RN PANČEVO (NIS)

Rezime:

U rafineriji nafte u Pančevu 2017. godine započeta je izgradnja Postrojenja za odloženo koksovanje (DCU), dela Postrojenja za duboku preradu nafte. Planirano je da se ovo postrojenje pusti u rad u toku 2020. godine. Zaostatak procesa, koncentrovani čvrsti (solidifikovani) ugljenik – „petrol“ (zeleni) koks se sistemom za transport i skladištenje odlaže u dva čelična silosa, svaki zapremine 1750 m^3. Postrojenje DCU je projekat kompanije „CB&I” iz Brna (Češka). Projekat čelične konstrukcije sistema za manipulaciju i transport koksa izradilo je preduzeće „PHB Weserhütte“. Srpski projektanti su izradili veći deo građevinskih projekata kao i nostrifikaciju drugih. U ovom izlaganju biće prikazana noseća betonska i čelična konstrukcija sistema za skladištenje koksa kao deo postojenja S-5600.

Ključne reči: NIS, Rafinerija, odloženo koksovanje, petrol koks, DCU, silosi

COKE HANDLING SYSTEM DESIGN WITHIN THE DELAYED COKING UNIT (DCU) PLANT, OIL REFINERY PANČEVO (NIS)

Summary*:*

The building of the Delayed Coking Unit plant (DCU), the section for crude oil deep processing, began in the oil refinery in Pancevo in 2017. It has been planned to put this plant into operation during 2020. The process residue, concentrated solid (solidified) carbon - "petroleum" (green) coke, is deposited in two steel silos, each with a volume of 1750 m^3, by the transport and storage system. The DCU plant is a project of the company "CB&I" from Brno, Czech Republic. The PHB Weserhütte company has developed the steel structure system project for handling and transport of coke. Serbian civil engineers have carried out most of the building projects as well as the nostrification. The supporting concrete and steel structure of the coke storage system as part of the S-5600 is given in this presentation.

Key words: NIS, Refinery, Delayed Coking, Petrol Coke, DCU, silos

[1] *dipl. inž.građ, Inženjer nadzora, Axis građ. biro, Novi Sad, Vojvode Putnika 79, milos.debeljkovic@axisbiro.co.rs*
[2] *dipl. inž. građ, Vodeći inženjer struke, Deltainzenjering d.o.o. Bgd, Zaplanjska 86, j.radulovic@deltainzenjering.rs*

1. UVOD

U Rafineriji nafte u Pančevu u toku je tehnički prijem Postrojenja za odloženo koksovanje (Delayed Coking Unit – DCU) – ono je deo Postrojenja za duboku preradu nafte. Vrednost izgradnje kompletnog postrojenja DCU iznosi oko 160 miliona evra (iznos iz PGD-a).

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.

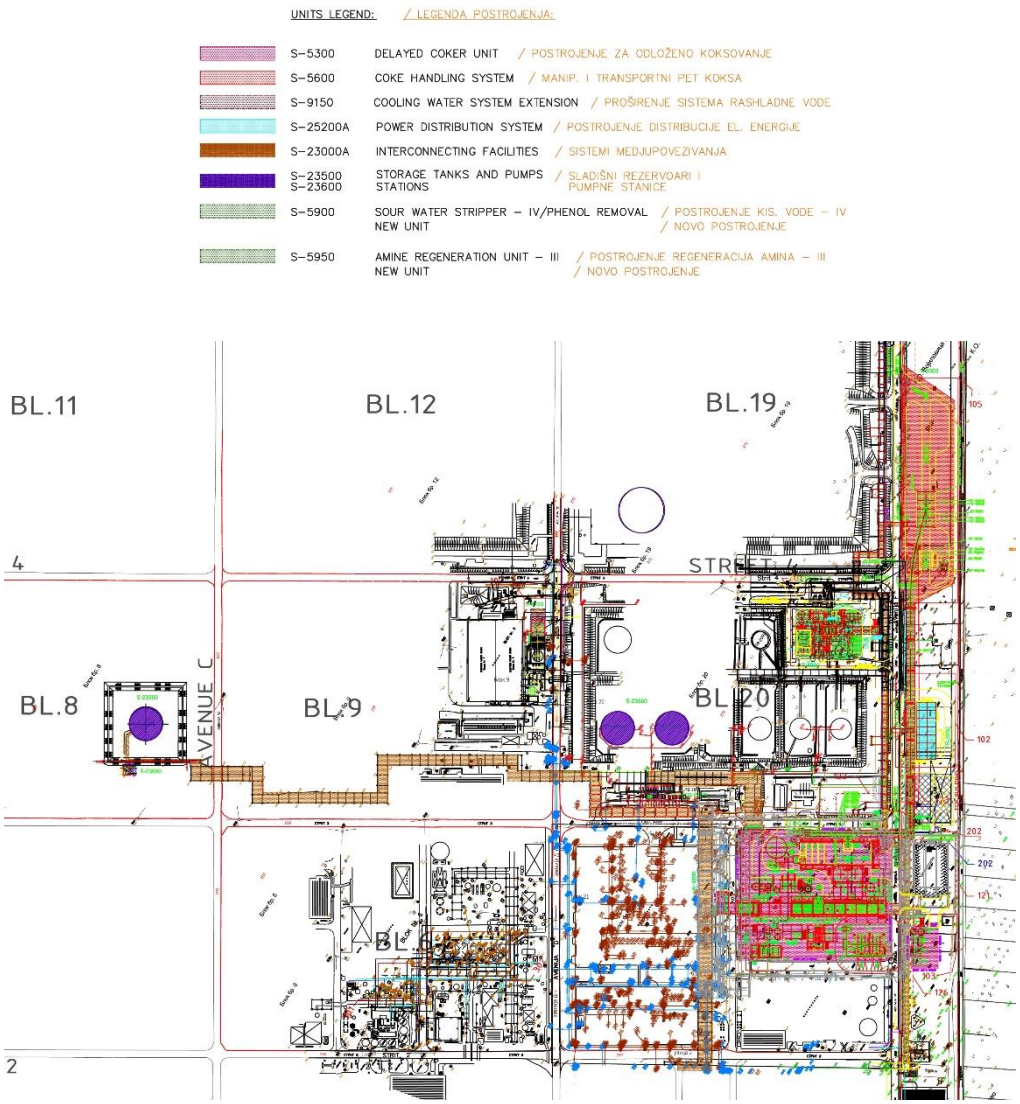
Kapacitet ovog postrojenja je obrada do 2000 tona sirovine iz koje se može dobiti do 600 tona petrol koksa dnevno.

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 (**odavde počinje postrojenje S-5600**) 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 završenog postojenja S-5600 (Coke handling System)

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, kula i transportnih mostova i silosa.

Projektovanje najvećeg dela kompletnog postrojenja obavili su projektanti češke filijale preduzeća „CB&I“ (iz Brna). Za postrojenje S-5600 čiji je deo i konstrukcija koja će biti prikazana u ovom izlaganju, za temeljnu i noseću nadzemnu betonsku konstrukciju ispod silosa, projekat konstrukcije su izradili i kao odgovorni projektanti pred zakonom stajali projektanti

preduzeća „Energoprojekt Industrija a.d.“, za čeličnu konstrukciju projekat su izradili projektanti „PHB Weserhütte“ a nostrifikaciju (prema u tom trenutku važećim srpskim propisima) izvršili i kao odgovorni projektanti pred zakonom stajali projektanti preduzeća „Delta inženjering“.

3. BETONSKE KONSTRUKCIJE

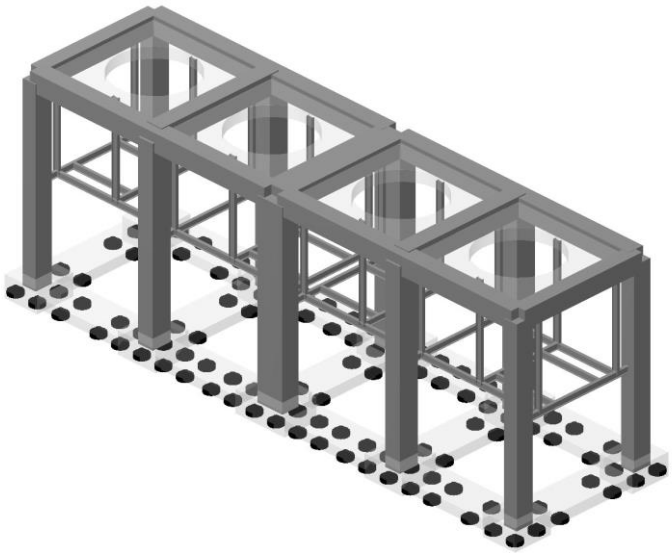
3.1. OPŠTE

Čitavo postojenje: „Sistem za manipulaciju i transport koksa (S-5600)“ sastoji se od nekoliko celina:

- Transportni most (konvejer) JD-5601C, most JA-5601
- Presipne kule TT1 – TT4
- Taložna jama sa odmuljnom jamom
- Nadzemna betonska konstrukcija i čelični silosi za koks

Utovar petrol koksa u kamione vrši se iz silosa koji su oslonjeni na noseću betonsku konstrukciju. Vrh silosa je na cca. 36m iznad tla. Kako bi se smanjila emisija prašine tokom transporta petrol koksa iz jame u DCU (S-5300) ka silosima, projektovan je zatvoreni konvejer JD-5601C, a silosi imaju filtere za prašinu. Kamioni u koje je utovaren petrol koks će biti nakon utovara oprani vodom, i biće pokriveni ciradom.

Oko silosa su projektovani pomoćni objekti i uređaji. To su prostor za pranje kamiona, razdelni šaht sa zasunom kojim se voda od pranja upućuje u jedan ili drugi taložni šaht ili jamu. Ove jame su namenjene za prihvat i privremeno zadržavanje nečistoća od pranja kamiona i u funkciju su naizmenično, kako bi se omogućilo pražnjenje taloga. Predviđen je taložno-pumpni šaht koji služi za prihvat uslovno zagađenih voda pre prepumpavanja u sistem kanalizacije.



Slika 3 - Statički model betonske konstrukcije za skladištenje koksa (iz „Tower“-a)

Celina na kraju procesa, skladištenje koksa planirana je da bude izvedena u dve faze:

Faza 1A – dva zatvorena čelična silosa za kamionski utovar, svaki kapaciteta dvodnevne proizvodnje koksa. Silos je opremljen sa kolektorima/skupljačima prašine i hidrauličnim zasunom za utovar.

Faza 1B – dodatno je planirano da se montiraju još dva zatvorena čelična rezervoara, kapaciteta dvodnevne proizvodnje koksa za kamionski utovar.

Sva četiri silosa iz faze 1A i 1B su fundirana na zajedničkom temelju. Projektom je predviđena i na licu mesta je obavljena izgradnja zajedničkog temelja za sva četiri silosa iz obe faze 1A i 1B. Zajednički temelj je obrađen proračunom i crtežima u ovom projektu. Noseća betonska konstrukcija za (samo) prva dva silosa (faza 1A) je obrađena u projektu i izgrađena je u Rafineriji.

3.2. GEOMEHANIKA

Geomehanički eleborat za čitavo postrojenje DCU izradila 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 izvodeno je na bušenim CFA (continuous flight auguring) šipovima prečnika 0,8 m za postrojenje S-5600.

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.

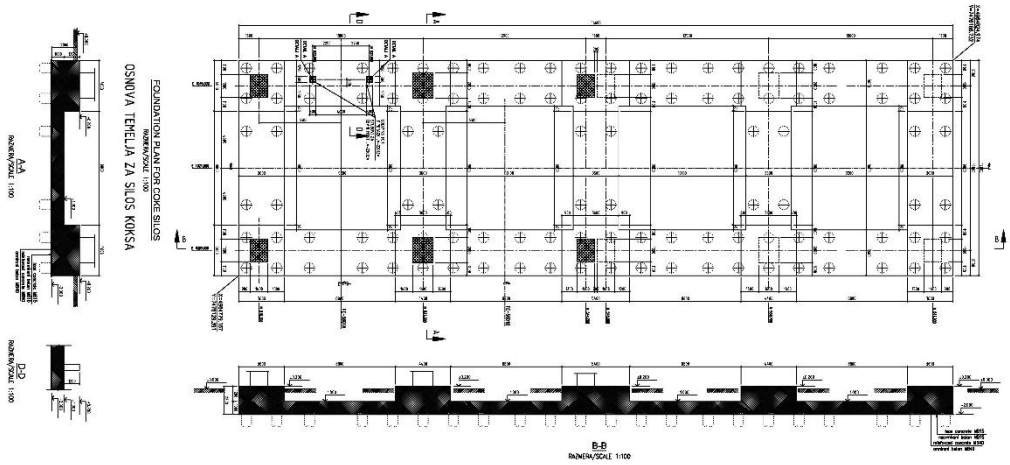
3.3. BETONSKA KONSTRUKCIJA TEMELJA I NADZEMNOG DELA

Temeljenje silosa je predvidjeno na ploči sa šipovima. Ploča je dimenzija 56,00 * 17,00m, debljine 1,00 m koja je oslonjena na 108 šipova prečnika Ø800mm i 16m dužine. Ova ploča je projektovana za obe faze izvođenja i takva je izvedena.

Usvojena nosivost šipa je 2544,70 kN, što je veće od maksimalne sračunate sile u šipu od 2166,50 kN (od g+p/2+s+S). Računata je i nosivost grupe šipova, kritična je bila grupa ispod srednjeg stuba (200*160 cm), 2 * 5 šipova i nosivost ove grupe je takođe bila veća od sume sračunatih sila u tim šipovima. Sračunato sleganje iznosi 31 mm što je u dozvoljenim granicama.

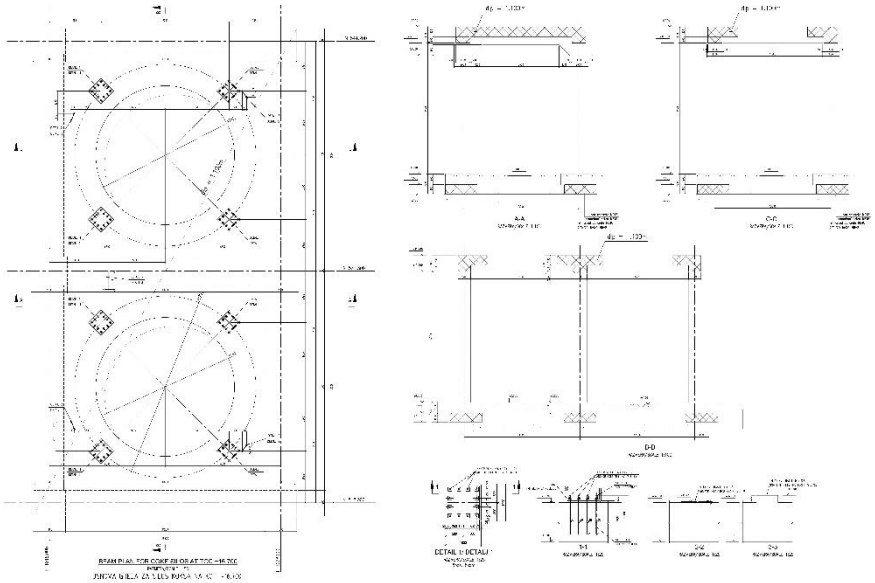
Nadzemna, noseća AB konstrukcija za prvu fazu (2 silosa) sastavljena je od 6 stubova u glavnim osama, dimenzija 180 * 140 cm, odnosno 200 * 160 cm (u srednjoj osi). Stubovi počinju na koti +0,200, završavaju se na koti +14,900, iznad koje su grede i ploča, dimenzija 14,80 * 27,30 m. Debljina ploče, čija je gornja kota +16,700, iznosi 1,10 m. Na ploču se oslanjaju čelični silosi, u ploči postoje dva kružna otvora, prečnika 7,80 m.

Materijali za obe konstrukcije su: beton MB 40, armatura B500.



Slika 4 - Osnova i preseci temeljne AB ploče

Opterećenja u proračunu su: sopstvene težine (uključujući i kolovoznu konstrukciju za kamione), korisno opterećenje od kamiona koje se preko kolovoza prenosi na temeljnu ploču, sneg, vetar (i na silose i na samu AB konstrukciju – vitka konstrukcija), korisno opterećenje uglja u od punim – praznim silosima, sile od pražnjenja silosa (koje deluju sa čelične platfome na koti +6,285) kao i seizmičke sile. Opterećenja koja deluju preko čelične konstrukcije (na koti gornje betonske ploče +16,700 kao i sa platforme na +6,285) bila su dobijena od strane „PHB Weserhütte“ kao koncentrisane sile i kao takve su unete u model.



Slika 5 - Osnova i preseci nadzemne AB konstrukcije (prva faza – za dva silosa)

4. ČELIČNA KONSTRUKCIJA SILOSA I PLATFORME ZA RAD I UTOVAR U KAMIONE

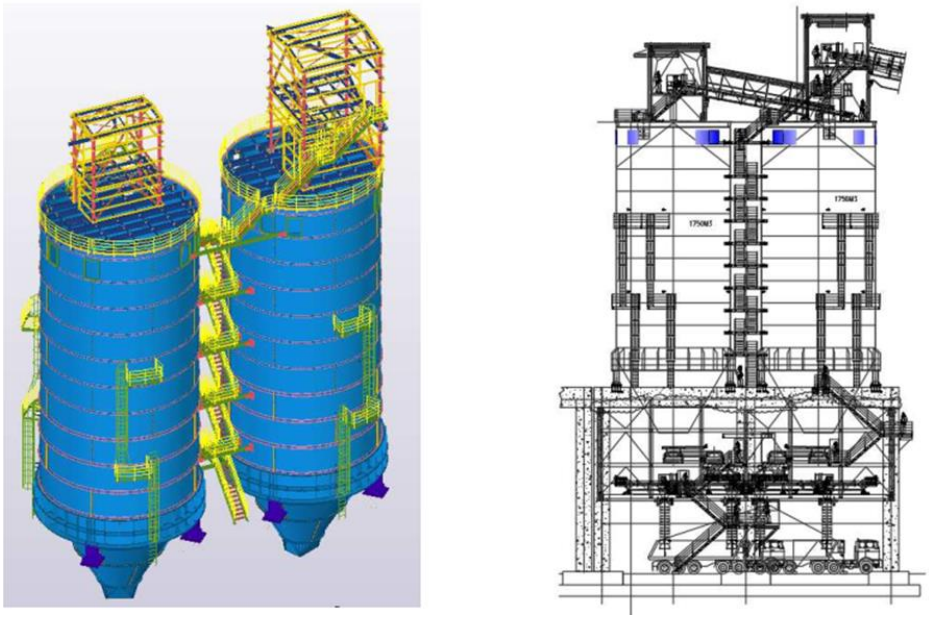
4.1. UVODNO OBJAŠNJENJE

Čelični silosi FE-5801A i FE-5801B koriste se za skladištenje gotovog proizvoda – petrol koksa, na njih se oslanja i deo druge opreme. Pored silosa, od čeličnih konstrukcija u postrojenju S-5600postoje i sledeće prateće konstrukcije:

- TT04 - Presipna kula na silosu FE - 5801A
- TT05 - Presipna kula na silosu FE - 5801B
- JD-5602 - Transporter, koji povezuje presipnu kulu TT04 sa presipnom kulom TT05
- TT06 - Presipna kula, ispod armirano-betonske ploče na koti +16,70, koja služi za utovar kamiona.

Čelična konstrukcija dva silosa oslanja se na armirano-betonsku ploču na koti +16,70. Krov silosa nalazi se na koti +40,45. Transporter JD-5602 oslanja se na koti +40,45 na silos FE-5801A. Pretovarna kula TT04 se na koti +40,45 oslanja na silos FE-5801A, a pretovarna kula TT-05 na koti +40,45 na silos FE-5801B. Presipna kula za utovar kamiona, TT06, smeštena je u okviru armirano-betonske konstrukcije, ispod kote +16,70.

Pretovarne kule su projektovane kao čelične obložene konstrukcije. Krovni pokrivač i obloga na ovim konstrukcijama su od trapeznog čeličnog lima, a podne obloge od rebrastog lima debljine 6/8. Kule su obložene kako bi se izbegla emisija prašine u okolinu. U zidovima kula je predviđeno minimum 20% prozirne obloge (zbog dnevnog svetla). Na vrhu kula se nalaze monoreji za opsluživanje procesa rada. Na krovu silosa se nalaze i filteri za otprašivanje. Komunikacija kroz objekat je omogućena stepeništem i servisnim platformama.

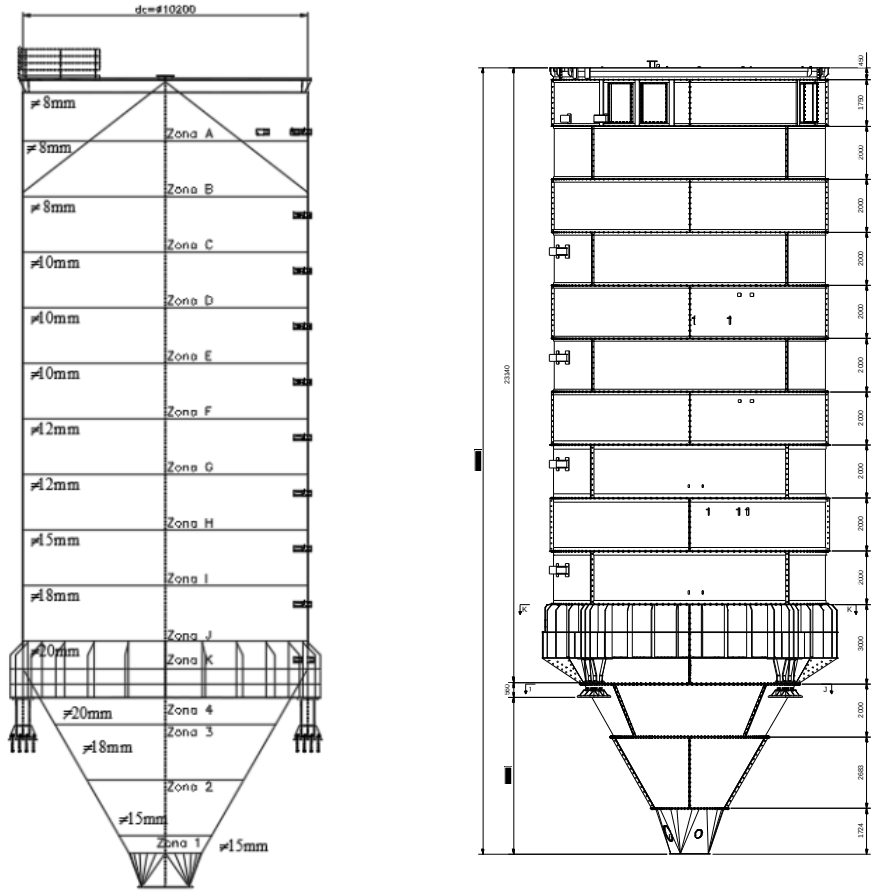


Slika 6 - Proračunski model konstrukcija silosa i pretovarnih kula i izgled postrojenja

4.2. OPIS KONSTRUKCIJE

Kula TT04 (prva, viša) dimenzija je u osnovi 5,10*5,40 m i visine 9,40 m. Kula TT05 je dimenzija u osnovi 3,50*4,70 m i visine 6,40 m. Čelične konstrukcije pretovarnih kula TT04 i TT05 su projektovane kao ramovske konstrukcije, međusobno uspređene u oba ortogonalna pravca. Stabilnosti čeličnoj konstrukciji doprinosi i horizontalni krovni spreg, kao i horizontalni spregovi u nivou servisnih platformi. Čelična konstrukcija TT06, ispod gornje armirano-betonske ploče, popunjava prostor u okviru armirano-betonske konstrukcije na kotama +7,085, +9,885 i +13,000. Pomoću 16 čeličnih stubića okačena je na gornju armirano-betonsku ploču, a bočno je takođe povezana sa armirano-betonskim stubovima.

Silosi su prečnika 10,20 m i ukupne visine 27,83 m. Visine cilindričnih delova su 18,48 m, dok su visine konusnih delova 7,87 m. Projektovana, zadata projektnim zadatkom zapremina silosa iznosi 1750 m^3. Zapreminska težina koksa, koja je usvojena za proračun silosa, je 10,41 kN/m^3, ugao prirodnog nagiba 36°, a ugao unutrašnjeg trenja 31°.



Slika 7 - Šema limova silosa i položaj montažnih veza zavrtnjevima

Cilindar silosa se sastoji od limova promenljive debljine. Prva 2,0 metra su debljine 20 mm, naredna 2 m su debljine 18 mm, sledeća 2 m su debljine 15 mm, sledeća 4 m su debljine 12mm, naredna 6m debljine 10mm i poslednjih 5,75 m su debljine 8 mm. Levak silosa se takođe sastoji od limova promenljive debljine. Deo dužine 2,0 m na spoju sa cilindrom je debljine 20 mm, sledeća 2,0 m su debljine 18mm, dok je preostali deo debljine 12 mm. Noseći lim levka silosa je obložen zaštitnim pločama, od tvrdog čelika (hardox). Zaštitne ploče se vezuju za noseće limove levka silosa zavrtnjevima sa upuštenom glavom, čime se obrazuju ravne i glatke površine, neophodne za nesmetano klizanje materijala uskladištenog u ćeliji.

Sa spoljašnje strane, na mestima nastavljanja limova, cilindar je ojačan sa dva horizontalna profila NPL 150*150*15, koji se međusobno spajaju zavrtnjevima. Vertikalni spojevi horizontalnih limova cilindra se ostvaruju pomoću limova debljine 20 mm i zavrtnjeva. Horizontalni i vertikalni spojevi limova konusa povezuju se zavrtnjevima preko limova debljine 20 mm.

Krov silosa se sastoji od glavnih nosača, poprečnog preseka IPE 400, na međusobnom rastojanju od 0,80m, i sekundarnih nosača IPE 180. Stubovi pretovarnih kula se oslanjaju na glavne nosače krovne konstrukcije silosa. Na krovu silosa smešten je i filter za otprašivanje.

Silos se preko oslonačkog prstena i četiri stubića oslanja na armirano-betonsku konstrukciju (zavarivanjem na ubetonirane čelične ploče). Oslonački prsten se sastoji od ležišne ploče debljine 20 mm, vertikalnih ukrućenja dimenzija 2000*20 mm i jednog horizontalnog ukrućenja debljine 20 mm na polovini visine vertikalnih ukrućenja. Vertikalna ukrućenja oslonačkog prstena su ravnomerno raspoređena po obimu silosa i u zoni oslonačkih stubića se progušćuju. Oslonački stubići su zavareni čelični elementi formirani od limova debljine 35 mm i ukupne visine 845 mm.

4.3. OPTEREĆENJE, PRORAČUN, MATERIJALI I AK ZAŠTITA

Konstrukcija silosa FE-5801A/B je sračunata za sledeća dejstva:

- Stalno dejstvo (sastoji se iz sopstvene težine i svih opterećenja konstantne veličine i položaja na konstrukciji – težina obloge 0,24 kN/m^2, filter 5,0 kN, hardox obloga na levku 0,47 kN/m^2)
- Dejstvo od zatezne trake transportera
- Opterećenje sa pretovarnih kula
- Korisno dejstvo (na krovu 5,0 kN/m^2, na stepeništu 3,0 kN/m^2)
- Dejstvo od uskladištenog materijala (γ=10,41 kN/m^3, Φ_r=36°, Φ_m=31°, Km=0,52, μ=0,54)
- Dejstvo snegom
- Dejstvo vetrom (proračunska brzina vetra V=24,3 m/s, teren kategorije II)
- Dejstvo temperature (ΔT=+110°C)
- Seizmičko dejstvo (K_s=0,0366; K_0=1,5; K_d=1; K_p=1,6)

Čelična konstrukcija silosa i pratećih konstrukcija projektovana je od čelika kvaliteta S275JR, zavrtnjevi kv. 8.8 i 10.9, bez sile prednaprezanja. Ubetonirani ankeri su kvaliteta 5.6.

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

Projektanti „Energoprojekta Industrija“ su noseću betonsku podsilosnu konstrukciju temelja i nadzemnog dela (do kote +16,70) proračunali prema PBAB-u (u tom trenutku važećem pravilniku) u sopstvenim algoritmima i koristeći program „Tower“. Važno je napomenuti da je nadzemni deo betonske konstrukcije projektovan i PZI završen pre završetka projekta čelične konstrukcije silosa, prema „podlogama“ dobijenim od preduzeća „PHB Weserhütte“. Nije bilo nikakvih promena projekta, prema izmenama čelične i mašinske konstrukcije, što je uobičajena pojava u industrijskim postrojenjima. Odgovorni projektant je Miloš Debeljković, dipl. inž. građ.

Čelična konstrukcija je proračunata i dimenzionisana od strane projektanata „PHB Weserhütte“ prema Evrokodu. Korišćen je program „STAAD“. Pošto u tom trenutku u Srbiji nije još uvek važio Evrokod, konstrukcija je u „Delta inženjeringu“ 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. Važno je reći da na početku ovog projekta još uvek nisu bili usvojeni srpski nacionalni aneksi Evrokodova za opterećenja. Odgovorni projektant je Jelena Radulović, dipl. inž. građ.

6. IZVOĐENJE RADOVA I MONTAŽA

Građevinski radovi su započeti u leto 2017. godine. Posle izrade probnih šipova po različitim delovima postrojenja, uključujući i ovo (S-5600) šipovi su testirani na ispitno (vertikalno) opterećenje, po dokazivanju nosivosti probnih šipova, nastavljena je izrada ostalih šipova.

Šipove je izradilo preduzeće „Novkol“, betonske radove preduzeće „Bokirus-Moskva“/“MPP Jedinstvo“. U temeljnoj ploči (koja je izvedena kompletna, za obe faze) su ostavljeni armatura i kuplunzi za drugu fazu, za nastavljanje armature stubova. Betoniranje je izvedeno maltene bez odstupanja izvedenih mera, kvalitet betona je bio preme zahtevima iz projekta.

Čeličnu konstrukciju silosa i konstrukcije platforme (ispod betonske ploče) je montiralo preduzeće „Feromont“, takođe bez velikih problema i odstupanja u merama. Konstrukcija je (nažalost, umesto u Srbiji) izrađena u Španiji. Konstrukcija silosa je bila podeljena na podsklopove, čija isporuka je vršena u segmentima koji su isporučeni i pripremljeni za završnu montažu na gradilištu. Na gradilištu se montaža obavljala zavrtnjevima, sa minimalnim korišćenjem zavarivanja.

Radovi na montaži čelične konstrukcije su završeni u toku 2019. godine.

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**

[3] Deltainženjering d.o.o, Beograd: *Projekat za izvođenje – konstrukcija (sveske 2/2.7 i 2/2.4), Postrojenje za odloženo koksovanje, Rafinerija nafte Pančevo*, Beograd, **2018**

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-22 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Krstan Laketić[1], Danijel Kukaras[2]

KROVNA KONSTRUKCIJA STADIONSKIH TRIBINA FUDBALSKOG KLUBA TSC U BAČKOJ TOPOLI

Rezime:

U radu se prikazuje konstruktivno rešenje krovne konstrukcije stadiona, i to za tribine na severu, istoku i zapadu, kao i za višenamenski deo objekta na jugu. Konstrukcija je izrađena od lepljenog lameliranog drveta. Ukupna pokrivena površina u osnovi iznosi 7700 m^2. Statički sistem glavnih nosača je greda sa prepustom. Detaljnije je opisano specifično rešenje nosača na severu gde dužina prepusta čini 5/6 dužine nosača. Na ovaj način, glavni nosač na severnoj tribini je praktično konzola, ukleštena spregom sila koji je ostvaren pomoću čeličnog i betonskog stuba na rastojanju od 2,1 m, odnosno na 1/6 dužine nosača. Osim projektovanja i montaže, u radu su prikazani i osnovni podaci o ispitivanju ove konstrukcije probnim opterećenjem.

Ključne reči: lepljeno lamelirano drvo, konzola, čelik, ispitivanje, stadion, Bačka Topola

ROOF STRUCTURE OF THE TSC FOOTBALL CLUB STADIUM IN BAČKA TOPOLA

Summary:

This paper shows the structural design of the spectator stand roof structure on the north, east and west side of the stadium, as well as the structure over the multipurpose section of the stadium on the south side. The structure was made from the glue laminated timber. Total area covered by this roof structure is 7700 m^2. Structural system of the main girders is a simply supported beam with an overhang. Specific design was applied at the north spectator stand where the overhang has the length of 5/6 of the total girder length. In this way, the girder is essentially a cantilever in which fixed end was achieved by the coupled forces from the concrete and steel supports positioned 2,1 m apart, i.e. 1/6 of the total girders length. In addition to the description of structural design and construction methods, the paper shows measurement results obtained from the testing of this structure with trial loads.

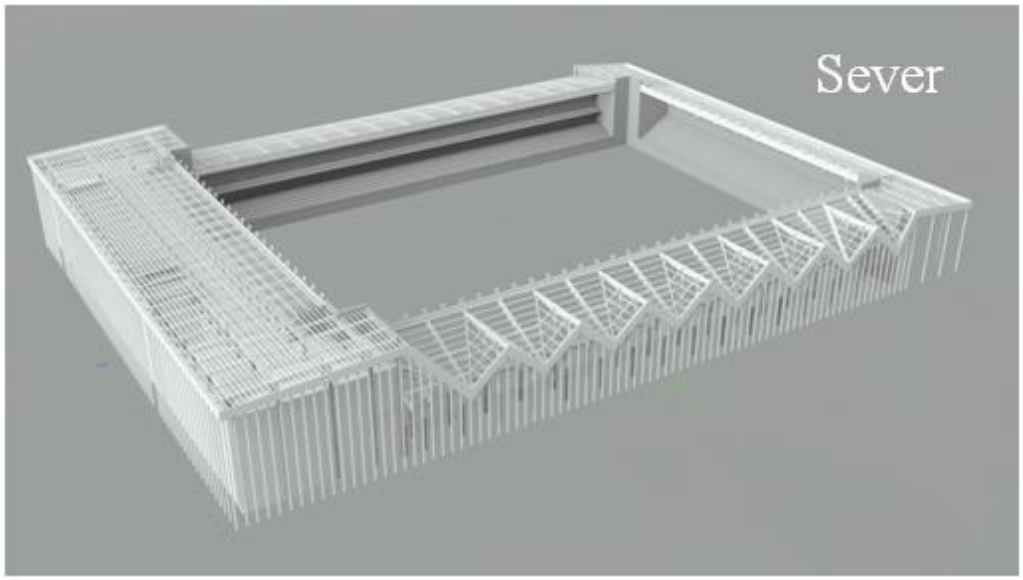
Key words: glue laminated timber, cantilever, steel, testing, stadium Bačka Topola

[1] *Dipl.inž.građ. Piramida doo, Palanka 78, Sremska Mitrovica, krstan.laketic@piramidasm.rs*
[2] *Dr, vanredni profesor, Građevinski fakultet Subotica, Kozaračka 2A, Subotica, danijel.kukaras@gmail.com*

1. UVOD - PROJEKTNI ZADATAK

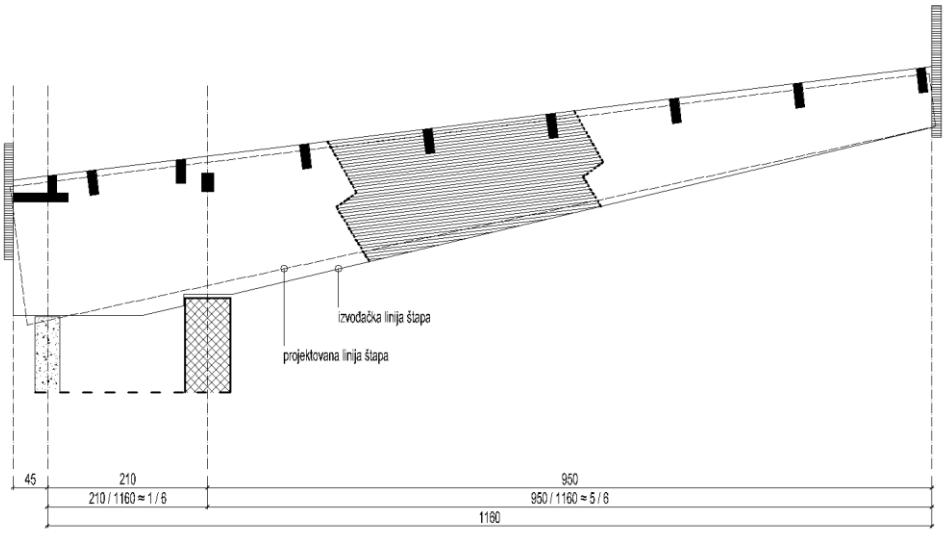
Na osnovu nekoliko varijantnih rešenja, Fudbalski klub TSC (Topolski Sportski Club) se kao Investitor na građenju objekta stadiona odlučio za krovnu konstrukciju od lepljenog lameliranog drveta. Predviđeno je natkrivanje tribina, kao i delova objekta uz tribine gde se nalaze korisne prostorije kluba i drugi prostori, neophodni za funkcionisanje kluba. Ukupna površina pod krovom je 7700m^2, mereno u osnovi krova. Karakteristične faze, prema projektu krovne konstrukcije, su: Sever-centar, Severozapad, Severoistok, Istok, Zapad, Jug-centar, Jugoistok i Jugozapad.

Krovna konstrukcija se sastoji od glavnih i sekundarnih nosača, te pratećih elemenata za formiranje fasade i olučnih korita. Glavni nosači su ravanski, statičkog sistema grede sa prepustom. Sekundarni nosači – rožnjače su statičkog sistema proste grede. Fasadne grede i grede za formiranje olučnih korita su prostih grednih sistema.



Slika 1 - Globalni model krovne konstrukcije

Iako se na ostalim delovima krova ovog objekta pojavljuju grede sa prepustima od 6,7 do 8,1 m, ovde ćemo posebnu pažnju posvetiti glavnim krovnim nosačima na delu Sever-centar. Ovi nosači su praktično konzolni, odnosno raspon u polju ovih nosača čini svega jednu šestinu ukupne dužine nosača, dok se konzolni deo, odnosno prepust nosača, proteže na pet šestina dužine nosača, Slika 2.



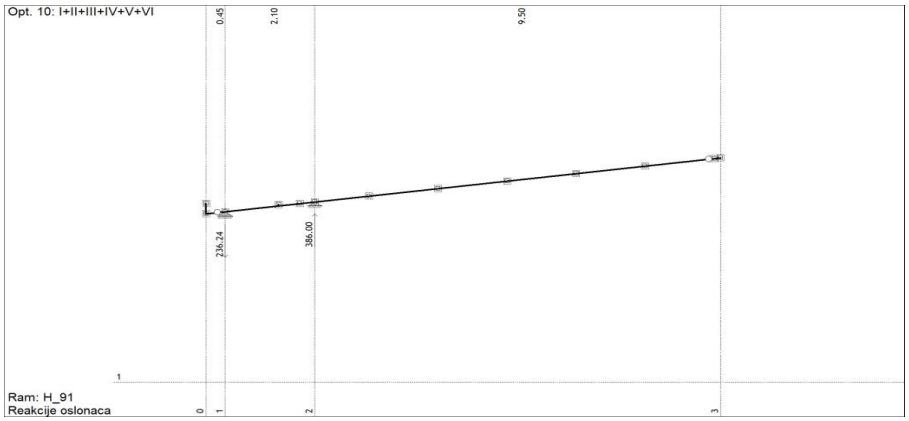
Slika 2 - Sever-centar - Glavni nosač

2. PRORAČUN KONSTRUKCIJE

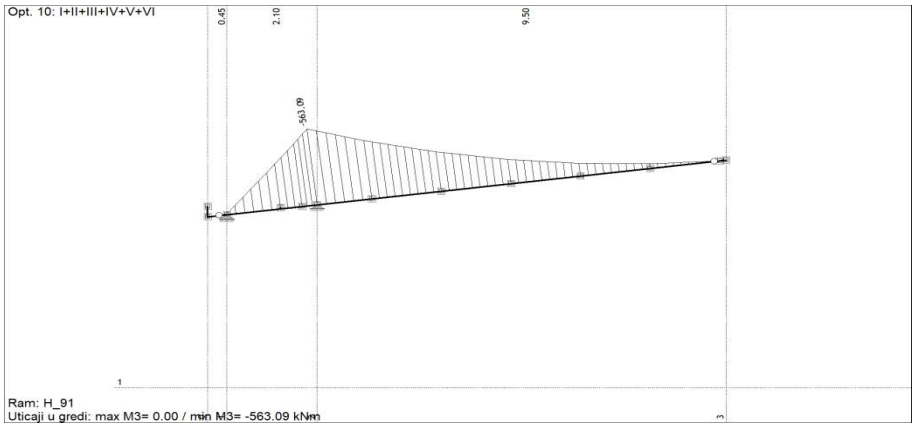
Proračun drvene konstrukcije, kao posebne celine, je urađen u softverskom paketu Tower, nakon čega je model drvene konstrukcije integrisan u model betonske konstrukcije u cilju dimenzionisanja betonske i čelične konstrukcije na koju se oslanja drvena konstrukcija. Računski dokaz konstrukcije je urađen prema propisima koji su bili na snazi u trenutku izrade projekta, to jest prema SRPS propisima.

Glavni nosači na delu Sever-centar su uklešteni spregom sila koji se javlja između čeličnog fasadnog stuba i betonskog stuba u okviru konstrukcije tribina. Čelični stubovi prihvataju samo vertikalne aksijalne sile, dok se betonskom stubu, pored vertikalnih opterećenja, poveravaju i uticaji usled horizontalnih opterećenja.

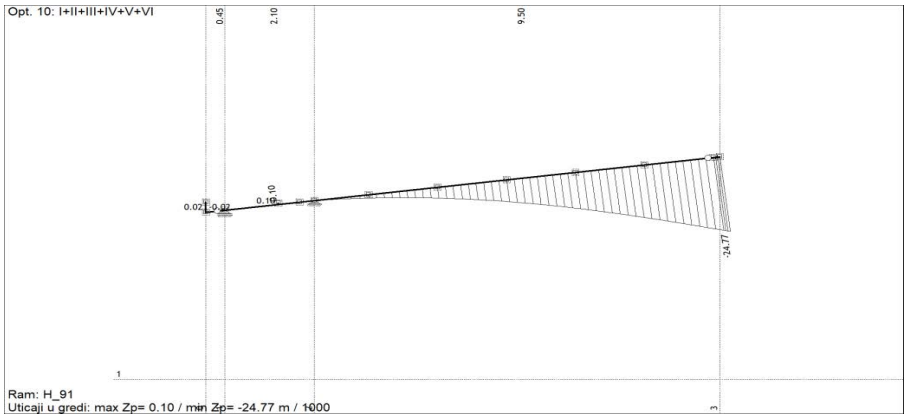
Glavni nosač ima poprečni presek promenljive visine, koja je određena tako da obezbedi optimalnu nosivost nosača za momente savijanja i transverzalne sile. Karakteristično je da, za ovakve konstruktivne sisteme, transverzalna sila može da bude merodavna za dimenzionisanje nosača, za razliku od uobičajenih slučajeva kada je merodavan moment savijanja. Nosač je nakon dimenzionisanja dodatno oblikovan prema uslovima na terenu, odnosno visina poprečnog preseka je povećana kako bi se omogućilo naleganje nosača na betonski stub za potrebe prenosa sile kontaktom. Ovakvo rešenje dodatno omogućava i nivelisanje konstrukcije na gradilištu, prema realno izvedenim visinama na osloncima. Prilikom nivelisanja nosač se postavlja prema najnižem stubu, a zatim se vrši podsecanje ostalih nosača na osloncu prema realno ostvarenim visinama oslonaca. Prilikom izvođenja ovih radova, vođeno je računa da se podsecanje nosača izvodi isključivo u delu koji je izvan zone određene kao neophodne sa aspekta proračunske nosivosti nosača.



Slika 3 -Reakcije oslonaca za kompletno opterećenje



Slika 4 -Dijagram momenata savijanja



Slika 5 - Dijagram ugiba za ukupno opterećenje

3. NUMERIČKO MODELIRANJE KONSTRUKCIJE

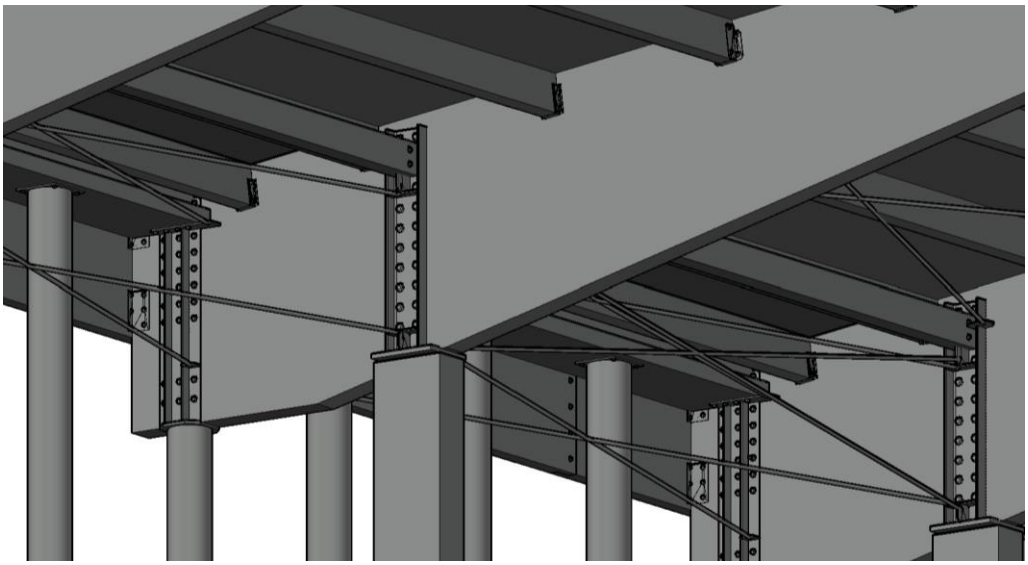
Na osnovu projektne dokumentacije za izgradnju stadiona, statičkog proračuna, i na osnovu pravila za konstruktivno oblikovanje drvenih, betonskih i čeličnih konstrukcije, iterativnim putem, uz više usaglašavanja različitih zahteva projektanata raznih struka kod pojedinih delova objekta, došlo se do konačne forme krovne konstrukcije. Oblikovanje krovne konstrukcije je sprovedeno pomoću CAD softvera, modeliranjem konstrukcije pomoću "solida", odnosno zapreminskih elemenata. Ovakav način modeliranja je posebno pogodan za drvene konstrukcije jer softver prepoznaje solide sa osobinama i mogućnostima obrade kakve su ostvarive za elemente od lepljenog lameliranog drveta. Pomoću softvera se lako nalaze eventualna mesta prodora raznorodnih elemenata konstrukcije, dolazi se do proizvoljnih grafičkih preseka te je lako da se obrade svi elementi neophodni za proizvodnju i montažu konstrukcije.

4. PROIZVODNJA NOSAČA

Proizvodnja nosača od lepljenog lameliranog drveta je urađena u Proizvodnom pogonu "Piramida" doo u Sremskoj Mitrovici. Nosači su napravljeni od četinarskog drveta, smrče, u svemu prema zahtevima definisanim statičkim proračunom i radioničkim crtežima iz Izvođačkog projekta. Prilikom izrade ovih nosača, kao poseban izazov, izdvojilo se vođenje lamela kod nosača promenljive visine poprečnog preseka, zbog efekta pojave koncentrisanih napona na mestima sečenja lamela pod uglom. Za potrebe ovog projekta, usvojeno je da lamela bude kontinualna u zategnutoj zoni. Smatralo se da je ovo pravilniji izbor, bez obzira što se u ovom slučaju na donjoj strani nosača, koja je sa isklinjenim lamelama, sada pojavljuju naponi poprečnog zatezanja, za merodavnu kombinaciju opterećenja. Efekat koncentrisanih napona na isklinjenoj strani je značajan fenomen kod nosača od lepljenog lameliranog drveta, pa je zato ovaj aspekt oblikovanja ovakvih konstrukcije ovde posebno naglašen.

5. VEZE IZMEĐU DRVENE, BETONSKE I ČELIČNE KONSTRUKCIJE

Prilikom dimenzionisanja ovih nosača, odnosno kod oblikovanja oslonaca na čeličnom stubu gde se prenosi velika sila zatezanja, kao problem se pojavilo ograničenje u broju spojnih sredstava u jednom redu u pravcu prenosa sile. Naime, prema domaćoj tehničkoj regulativi, koja je bila važeća u trenutku izrade projekta ove konstrukcije, broj ovih sredstava je strogo ograničen, pa ima za posledicu potrebu da se predvidi široka veza u glavi čeličnog stuba. S obzirom da je, u trenutku proračuna ove konstrukcije, usvajanje Evrokodova kao naših zvaničnih propisa bilo u završnoj fazi, i da je postalo izvesno da će Evrokodovi biti formalno na snazi pre završetka ove konstrukcije, ovo ograničenje je prevaziđeno primenom odredaba Evrokoda 5. Uopšteno uzevši, ako se poredi sa našim starim standardima za dimenzionisanje drvenih konstrukcija i njihovih spojnih sredstava, Evrokod 5 je strožiji standard ali dozvoljava primenu većeg broja spojnih sredstava u pravcu prenosa sile. Ovo je uslovljeno izvesnim redukcijama nosivosti, ali je dozvoljeno da se uvede veći broj spojnih sredstava u nizu. Na ovaj način formirana je relativno uska veza sa čeličnim stubom, koja više odgovara pretpostavakama iz statičkog proračuna i obliku proračunskog modela, Slika 6.



Slika 6 -Oblikovanje oslonačkih veza

6. MONTAŽA

Montaža ovih glavnih nosača počinje se predmontažom, odnosno finim ukrajanjem oslonačke zone prema stanju in situ, a prema položaju nosača u prostoru kako je to dato projektnom dokumentacijom. Nakon ovoga se vrši okivanje nosača, odnosno postavljanje čeličnih okova na nosač pomoću kojih se ostvaruje veza sa sekundarnim nosačima u konstrukciji, kao i sa drugim delovima objekta. Oslonački okovi na čeličnom i betonskom stubu su postavljeni pre početka podizanja glavnog nosača u projektovani položaj. Kada su izvršene sve pripreme i predradnje, nosač se autodizalicom podiže u projektovani položaj. Karakteristično je za drvene konstrukcije da se montaža vrši pomoću autodizalice odgovarajuće nosivosti kako bi se omogućio dohvat ruke dizalice do potrebnog položaja nosača. Sa jedne strane, ovaj tip drvenih konstrukcija podrazumeva nosače velikih, moćnih, dimenzija, kako poprečnog preseka tako i raspona. Sa druge strane, ovi nosači imaju relativno malu zapreminsku masu, oko 450 kg/m^3, te su nosači male mase. Ovo praktično znači da se u drvenim konstrukcijama nosivost autodizalice češće bira iz uslova dohvata dizalice sa manjom masom, nego iz direktne nosivosti autodizalice u relativno uskom krugu delovanja. Takođe, zbog male mase nosača, pojavljuje se problem prostorne stabilnosti, tako da se nosač prilikom podizanja u projektovani položaj produženo pridržava autodizalicom, čak i nakon ubacivanja u oslonački presek, sve dok se ne izvrši utezanje nosača. Utezanje se vrši natezanjem nosača pomoću traka za dizanje tereta ("gurtni"), ili poteznih dizalica ("sajcug", "flašencug"), fiksiranih za pogodne nepokretne tačke u okolini nosača, ili ugradnjom manjeg broja sekundarnih elemenata konstrukcije, odnosno sprezanjem više glavnih nosača.

Slika 7 - Glavna noseća konstrukcija - Sever Centar

Slika 8 - Krovna konstrukcija Sever Centar

7. ISPITIVANJE KONSTRUKCIJE PROBNIM OPTEREĆENJEM

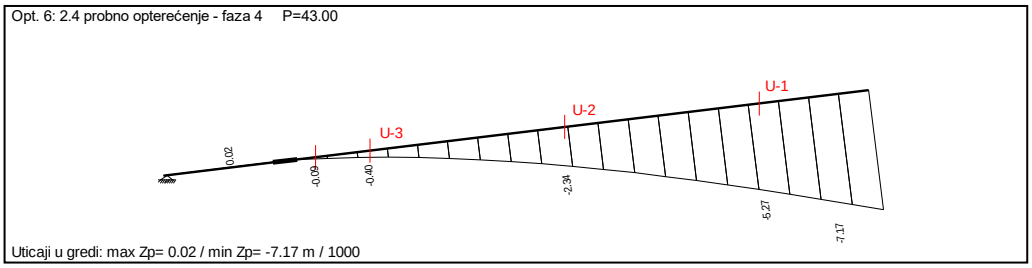
Ispitivanje konstrukcije probnim opterećenjem je vršeno prema standardu SRPS U.M1.047. Prema programu ispitivanja, kao probno opterećenje, predviđeno je apliciranje koncentrisane sila na kraju konzole, Slika 9.

Slika 9 - Nanošenje probnog opterećenja (slike sa leva na desno: globalni prikaz, detalj - dizalica za nanošenje opterećenja, detalj - elektronski merač sile)

Slika 10 - Sistem za praćenje vrednosti sile i automatsko beleženje merenih vrednosti

U trenutku ispitivanja, nosač je bio postavljen u projektovani položaj zajedno sa rožnjačama i krovnim pokrivačem. Zamenjujuća sila probnog statičkog opterećenja je određena tako da

veličina momenta savijanja u nosaču, iznad betonskog stuba, bude približno 410 kNm. Ova veličina odgovara momentu savijanja preostalog projektovanog opterećenja nosača (težina snega i revizione staze), odnosno, najveća vrednost aplicirane sile je iznosila 43 kN. Nanošenje ove sile je vršeno postepeno, uz zaustavljanje i vizuelni pregled konstrukcije na svakih 10 kN. Kontrola veličine opterećenja je vršena pomoću digitalnog merača sile, Slika 10. Praćenje globalnih deformacija - pomeranja je vršeno pomoću 3 digitalna ugibomera čija je preciznost iznosila 0,01 mm, Slika 11.



Slika 11 -Šematski prikaz mernih mesta za merenje ugiba i računska vrednost deformacija pri najvećoj nanetoj sili.

Praćenje lokalnih deformacija - dilatacija je vršeno na dva preseka: na glavnom drvenom nosaču sa 4 merne trake dužine 60 mm u uglovima poprečnog preseka; i na čeličnom, zategnutom, stubu sa tri merne trake dužine 20 mm, ravnomerno raspoređene po obimu kružnog poprečnog preseka. Ukupno, za praćenje ponašanja nosača pod dejstvom probnog opterećenja je korišćeno 11 digitalnih senzora sa automatskom akvizicijom podataka pri brzini od 4 zapisa u sekundi.

U okviru ovog rada, dat je uporedni prikaz računskih i merenih rezultata za globalne deformacije, Tabela 1, dok je detaljni opis rezultata dat u Izveštaju o ispitivanju [2].

Tabela 1 - Uporedni prikaz računskih i merenih vrednosti ugiba usled probnog opterećenja

Merno mesto	Računski U_3 (mm)	Mereno U_3 (mm)	Računski U_2 (mm)	Mereno U_2 (mm)	Računski U_1 (mm)	Mereno U_1 (mm)	Sila (kN)
Faza 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Faza 1	0.09	0.08	0.54	0.49	1.23	1.01	10.00
Faza 2	0.19	0.17	1.09	0.98	2.45	2.07	20.00
Faza 3	0.28	0.25	1.63	1.47	3.68	3.19	30.00
Faza 4	0.40	0.36	2.34	2.11	5.27	4.63	43.00
Faza 5 rasterećenje	0.00	0.03	0.00	0.08	0.00	0.14	0.00

Maksimalni izmereni ugib, pri najvećem nanetom opterećenju (43,00 kN), je iznosio 4,63 mm što je znatno manje od L/150=64,00 mm. Maksimalni zaostali ugib nakon rasterećenja je iznosio 0,14 mm. Odnos zaostalog i maksimalnog ugiba iznosi 3.02% što je znatno manje od

granice propisane u standardu (30%). Drugim rečima, rezultati merenja su potvrdili da se konstrukcija pod probnim opterećenjem ponašala elastično i u skladu sa statičkim sistemom koji je tretiran u projektnoj dokumentaciji.

8. ZAKLJUČAK

U radu je prikazano konstruktivno rešenje krovne konstrukcija novog stadiona fudbalskog kluba TSC iz Bačke Topole. Konstrukcija je izvedena od lepljenog lameliranog drveta, a proizvelo ju je preduzeće "Piramida" d.o.o. iz Sremske Mitrovice. U konstruktivnom smislu, posebnu pažnju zaslužuju nosači iznad severne tribine koji su projektovani kao greda sa prepustom, pri čemu je raspon polja 2,1 m (1/6 od ukupne dužine nosača), dok je prepust 9,5 m (5/6 od ukupne dužine nosača). Odnos raspona u polju i prepusta, 1:4,5, čini da je ovaj nosač praktično konzola dužine 9,5 m, čije je uklještenje formirano spregom sila u osloncima koji su na međusobnom razmaku od 2,1 m. Pretpostavke iz projektne dokumentacije su potvrđene ispitivanjem konstrukcije probnim opterećenjem. Rezultati ispitivanja su pokazali da se nosač ponaša u skladu sa proračunom, kao i da je deformacijski odgovor konstrukcije bio elastičan, odnosno, nakon rasterećenja konstrukcija se vratila u prvobitni položaj uz veoma male zaostale deformacije. Maksimalni izmereni ugib je za oko 12% manji od maksimalnog računskog ugiba, dobijenog za uticaje od probnog opterećenja. Imajući u vidu da su za proračun usvojene standardne vrednosti modula elastičnosti i da je primenjena idealizovana geometrija nosača i opterećenja, ovi rezultati pokazuju dobru saglasnost merenih i računskih vrednosti. Prikazani rezultati ukazuju na to da je konstrukcija ispravno projektovana i izvedena, te da je, u uslovima redovnog održavanja, sposobna da prihvati predviđena opterećenja u toku svog celokupnog upotrebnog veka.

LITERATURA

[1] Laketić K., Andrić D.: "2/1.1. Projekat konstrukcije (krovna konstrukcija), FK TSC Bačka Topola, Fudbalski stadion sa pratećim sadržajima", Projekat za građevinsku dozvolu - prva faza, broj 4/2018, "Piramida"d.o.o., SremskaMitrovica, decembar 2018.

[2] Kukaras D., Srđenović Z.: "Ispitivanje probnim opterećenjem drvene krovne konstrukcije iznad tribina novog stadiona FK "TSC" u Bačkoj Topoli", Izveštaj br. 07-007/2020, Centar za konstrukcije d.o.o., Subotica, decembar 2020.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-23 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Faris Trešnjo[1], Azra Mahinić[2], Suad Špago[3]

IDEJNO RJEŠENJE BUJIČNE PREGRADE NA POTOKU ZABRUŠA

Rezime:

U ovom radu je dat prijedlog izgradnje bujične pregrade na potoku Zabruša na slivu rijeke Drežanke. Izgradnjom bujične pregrade smanjilo bi se zasipanje nanosom akumulaciono jezero HE Salakovac. Time bi se spriječilo smanjenje njegove korisne zapremine i ne bi došlo do umanjenja energetskih efekata HE Salakovac.
Na kraju rada dat je prijedlog položaja bujične pregrade i njene okvirne karakteristike vodeći računa da se poprečni profil planira na što nižoj koti u odnosu na kotu ušća potoka u rijeku Drežanku kako bi što manja sliva površina bujice ostala nizvodno od pregrade.

Ključne riječi: bujična pregrada, bujica, akumulaciono jezero, hidroelektrana

PRELIMINARY DESIGN OF THE BOUYANCY BULKHEAD AT THE ZABRUSA STREAM

Summary:

This experimental work gives a proposal for the construction of a buoyancy bulkhead at the Zabruša stream on the river Drezanka. With building this bulkhead, the inundation of the lake of HE Salakovac would be reduced. This would prevent a reduction in the useful volume of the lake and would not reduce the energy effects of HE Salakovac.
At the end of the work, there is a proposal of the position of the buoyancy bulkhead and its geometric characteristics, taking into account that the cross profile is planned to be as low as possible at stream Drezanka, so that the smaller reservoir area of the stream remains downstream of the bulkhead.

Key words: buoyancy bulkhead, freshet, accumulation lake, hydro power plant

[1] *mag. građ., asistent, Univerzitet "Džemal Bijedić" u Mostaru, Građevinski Fakultet, faris.tresnjo@unmo.ba*
[2] *mag. građ., Univerzitet "Džemal Bijedić" u Mostaru, Građevinski Fakultet, azra_mahinić@hotmail.com*
[3] *dipl. ing. građ., van. prof., Univerzitet "Džemal Bijedić" u Mostaru, Građevinski Fakultet, suad.spago@unmo.ba*

1. UVOD

Izgradnjom brane HE Salakovac u koritu rijeke Neretve obrazovano je akumulaciono jezero na koti 123,00 m.n.m. Zbog malog retencionog kapaciteta, ova akumulacija je veoma osjetljiva na donos i deponovanje nanosnog materijala, prvenstveno zato to je slivno područje akumulacije izloženo vrlo intenzivnom zasipanju iz nekoliko izrazito bujičnih vodotoka u čijim slivovima su razvijeni erozioni procesi.

Slivno područje koje gravitira akumulaciji HE Salakovac prostire se između brane HE Grabovica i pregradnog profila brane HE Salakovac. Ukupna površina gravitacionog područja je oko 306 km^2. Na ovom dijelu vodotoka rijeke Neretve nalaze se brojni vodotoci i jaruge koje se spuštaju sa planinskih masiva Prenja, Čabulje, Velike Čvrsnice i Male Čvrsnice, od kojih su najznačajniji: Suhava, Drežanka, Duboki Potok, Trmošnik II, Dolac, Smokovac, Bijeli Potok, Vituška Draga i Vilenjak potok.

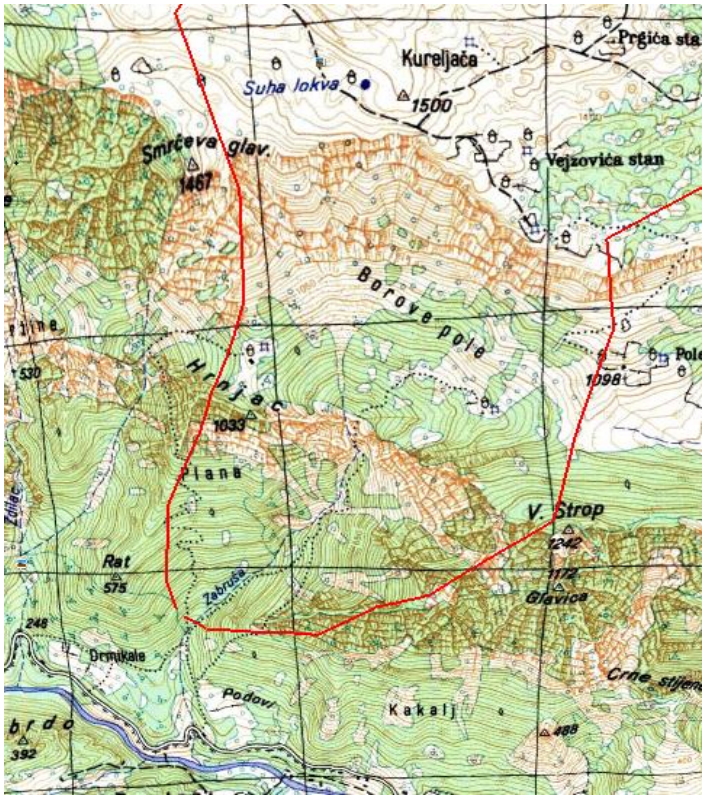
Svi navedeni vodotoci su izrazito bujičnog karaktera i pronose znatne količine nanosa. Drežanka se ističe po veličini toka i dužini sliva, i može se svrstati u planinske rječice. Vodotok je umjereno bogat vodom i ima stalnu količinu vode koju dobija od brojnih izvora kraškog tipa. U hidrografskom pogledu sliv je umjereno razvijen i sa strana prima oko petnaest pritoka umjerene dužine. Od ovih potoka bujičnu aktivnost pokazuju sljedeći potoci kao što su Joševa voda, Memača, Tijesni Potok, Pogorelište, Zabruša, Ledenica, Ždilac, Veja, Žlipski Potok, Trmošnik, Kabalača.

Slika 1 - Situacija šireg područja vodotoka Drežanka

2. BUJIČNI POTOK ZABRUŠA

2.1. POLOŽAJ BUJICE

Bujični potok Zabruša je lijeva pritoka rijeke Drežanke čije se ušće nalazi u naselju Drežnica. Ulijeva se u Drežanku od oko 7000 m od ušća Drežanke. U administrativnom pogledu sliv pripada općini Mostar.



Slika 2 - Situacija bujičnog potoka Zabruša

2.2. HIDROGRAFIJA

Ukupna dužina glavnog toka iznosi oko 3,8 km. Prosječni pad korita iznosi oko 17,00%. Slivna površina cijelog sliva iznosi oko 6,85 km^2.

Prema tablicama Ržiha koeficijent dužine glavnog toka iznosi ψ_1=0,83.

Slika 3 - Sliv bujičnog potoka Zabruša, O=12,2 km, s označenim mjestom planirane bujične pregrade, na oko 500 m od ušća bujičnog potoka u rijeku Drežanku [2]

2.3. KONFIGURACIJA TERENA

Slivno područje je izrazito planinskog karaktera. Dolina potoka je užljebljena između Glavice sa desne strane i Hrnjca sa lijeve strane. Teren je bogat oštrim vrhovima, obroncima, vrletima, rivinama i isprecjecan uvalama i točilima.

Prema tablicama Ržiha koeficijent konfiguracije za cijeli sliv je oko ψ_2=0,95.

2.4. GEOLOŠKI SASTAV

Slivno područje u donjem i srednjem dijelu leži na kriptokristalastim dolomitima, pretežno morskim sedimentima mezozoika, koji su najčešće masivni i debelo uslojeni većinom ispucali i lokalno okršeni, a raspadanjem stvaraju dolomitnu „ pržinu“ podložnu eroziji. Ostali dio sliva uglavnom leži na kriptokristalstim vapnencima, pretežno morskim sedimentima mezozoika koji su najčešće uslojeni, rjeđe masivni, jako ispucali, nejednako i često jako okršeni i vodopropusni, površinski dijelovi bez vode.

Teren je vrlo porozan i propustan pa prema tablicama Ržiha koeficijent poroznosti i propustljivosti iznosi oko φ_2=0,7.

2.5. STANJE VEGETACIJE

Stanje šumske vegetacije na slivu je loše. Oko 40% sliva nalazi se pod šumskom vegetacijom najvećim dijelom pod degrediranim tipovima šuma, šikarom i degradiranim niskim i visokim šumama.

Zaštitna uloga šume je mala i nedovoljna zbog vrlo lošeg stanja ionako degradiranih i upropašćenih gospodarskih tipova šume, velikog postotka goleti i preovladavanja nerazvijenih odnosno zakržljalih tipova šikare.

Utjecaj šumske vegetacije prema tablicama Ržiha može se ocijeniti koeficijentom šumovitosti od oko φ_1=0,8.

2.6. KARAKTER EROZIVNIH PROCESA

Od erozivnih procesa na slivu apsolutno dominiraju procesi spiranja, pa ovaj bujični potok možemo svrstati u red bujica spirnjača. Glavni vodotok i pritoke su oštro usječeni u planinske

masive i visinski odnosi su veoma oštri. Na vrlo strmnim padinama, liticama, obroncima i rivinama stijene su ogoljene i lahko se raspadaju, drobe i osipaju stvarajući velike količine pokretnog materijala koji se pod utjecajem gravitacije osipa, puzi i spušta u vodotok obrazujući sipare, plazine i točila.

Uzimajući u obzir prilike u slivu, ocijenjeno je prema Gavriloviću, da je oko 20% sliva pod jakom površinskom erozijom, 20% sliva pod slabom površinskom erozijom i bez vidnih tragova erozije je 60% sliva.

2.7. KLIMATSKO-METEOROLOŠKI PODACI

Slivno područje bujice Zabruša nalazi se približno na polovini udaljenosti između meteoroloških stanica Jablanica i Mostar, pa su korišteni podaci o oborinama te dvije meteorološke stanice. Podaci o oborinama za meteorološku stanicu Jablanica odnose se na razdbolje od 1923. do 1926. godine i od 1930. do 1952. godine a za meteorološku stanicu Mostar od 1901. go 1913. godine, te od 1948 do 1956. godine.

Prema tim podacima, godišnje oborine su na meteorološkoj stanici Jablanica prosječno oko 2.019 mm godišnje, a na meteorološkoj stanici Mostar prosječno oko 1.374 mm godišnje.
Oborine se najčešće javljaju u jesen i proljeće, zatim zimi, a najmanje ljeti. Najkišovitiji mjeseci su oktobar i novembar, a najsušniji avgust.

Maksimalne mjesečne oborine dostižu i do 768 mm na meteorološkoj stanici Jablanica.

U klimatskom pogledu sliv bujice Zabruša se nalazi pod izraženim utjecajem mediteranske klime zbog blizine mora i doline rijeke Neretve kojom se kreću tople zračne struje. Međutim, u višim dijelovima sliva prisutan je utjecaj kontinentalne planinske klime koji dolazi iz unutrašnjosti i s visokih planina [3].

2.8. ŠTETE OD BUJIČNE DJELATNOSTI

Duž glavnog toka Drežanke, gdje za to ima uvjeta, zemljište se koristi za poljoprivredne svrhe. Ove manje površine redovno trpe štetu zbog bujične djelatnosti pritoka Drežanke među kojima je i potok Zabruša. Drugi vid štete je uništavanje i spiranje šumskog zemljišta, a i naselja trpe štete pri većim povodnjima.

Od štetnih djelatnosti bujice Zabruša, najveća je ona koja se može očekivati od nanosa koje ovaj potok transportuje i koji se deponuje u dnu slivnog područja bujice, na ušću u korito rijeke Drežanke, a potom u akomulaciono jezero HE Salakovac, čime mu smanjuje korisnu zapreminu. Na Slici 4 dati su primjeri nanosa deponovanih u koritima pritoka rijeke Drežanke.

Slika 4 - Deponovan nanos u koritu pritoke rijeke Drežanke

2.9. IDEJNO RJEŠENJE UREĐENJA BUJICE

Uređenje područja bujice obuhvata šumsko-kulturne i tehničke radove. S obzirom na orografske, geološke i klimatske uvjete, osnovni vid šumsko-kulturnih radova je prirodna regeneracija šuma. Zbog klimatskih ekstrema i drugih uvjeta, pošumljavanje je veoma rizično, a i velike površine goleti dolaze u obzir za pošumljavanje.

Od tehničkih radova potrebni su radovi za zadržavanje nanosa. Kako bi se znatno smanjila količina nanosa koji bujični potok Zabruša transportuje u vodotok Drežanke predviđena je izgradnja bujične pregrade.

Prilikom donošenja odluke o lokaciji poprečnog profila bujične pregrade na potoku Zabruša, vodilo se računa da se poprečni profil planira na što nižoj koti u odnosu na kotu ušća potoka u rijeku Drežanku kako bi što manja sliva površina bujice ostala nizvodno od pregrade.

Također se vodilo računa da se iskoriste prirodne pogodnosti terena slivnog područja potoka gdje postoji formirano suženje na protjecajnom profilu bujice, čime su dimenzije samog objekta svedene na neophodni minimum što je značajno s aspekta ekonomičnosti objekta.

Slika 5 - Položaj bujične pregrade na vodotoku Zabruša

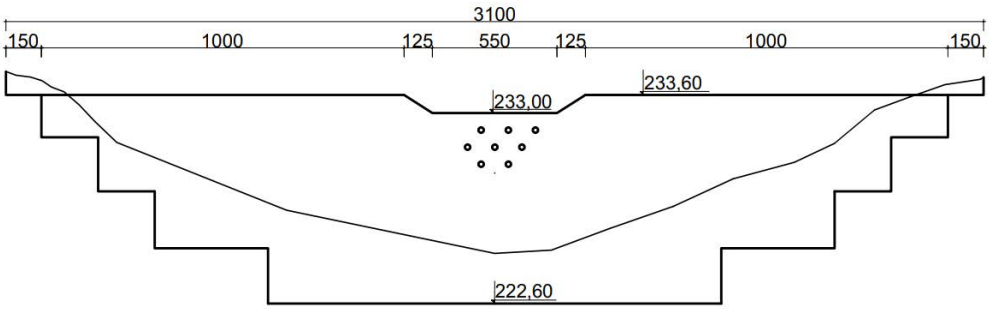
2.10. TEHNIČKI OPIS BUJIČNE PREGRADE

Projektovana pregrada je gravitacionog tipa, a materijal za izvođenje je nabijeni beton C 30/37 s podslapljenjem i vodenim jastukom. Vijenac na preljevu pregrade i zuba podslaplja, kao i pločnici podslaplja predviđeni su za izvođenje od kamena u cementnom malteru 1:2.

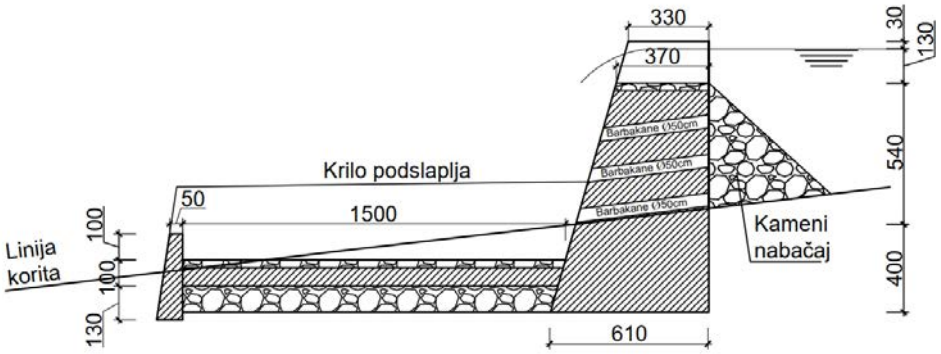
Preljev bujične pregrade predviđen je u vidu usta s krilima. Dno korita je bujični nanos. Predviđeno podslaplje od kamena u cementom malteru 1:2 s bočnim krilima.

Prilikom izgradnje, potrebno je pločnik spojiti sa čvrstom stijenom u obalama korita. Ispod pločnika predviđen je sloj betona C 30/37 debljine 100 cm za utapanje kamenih pločnika radi postizanja što veće monolitnosti. Na preljevu pregrade i zuba podslaplja predviđen je vijenac od kamena u cementnom malteru 1:2. S uzvodne strane pregrade predviđena je izrada kamenog nabačaja iz statičkih razloga i radi smanjenja dinamičkog udara vode na objekat.

U pregradi je ostavljeno 8 otvora (barbakana) prečnika 500 mm radi protjecanja manjih voda i snižavanja hidrostatičkog pritiska vode.



Slika 6 - Uzdužni presjek bujične pregrade



Slika 8 - Poprečni presjek bujične pregrade

3. ZAKLJUČAK

Izgradnjom bujične pregrade na potoku Zabruša, na lokaciji udaljenoj oko 500 m od ušća bujice u rijeku Drežanku, postižu se sljedeći efekti:

- Bujični potok Zabruša više neće zasipati nanosom akomulaciono jezero HE Salakovac, tako da neće doći do smanjenja njegove korisne zapremine, niti do umanjenja energetskih efekata HE Salakovac.
- Eroziovno djelovanje bujičnog potoka Zabruša će biti znatno smanjeno, kao i procesi degradacije i uništavanja postojećih šumom prekrivenih područja, čije prisustvo također doprinosi smanjenu procesa erozije u slivu.
- Izabrani pregradni profil i visina bujične pregrade na bujici Zabruša osigurat će zaustavljanje i deponovanje nanosa koji će se periodično vaditi i transportovati na pogodnu lokaciju ili koristiti u komercijalne svrhe, zahvaljujući blizini lokalnog puta koji nije mnogo udaljen od magistralnog puta M-17.

LITERATURA

[1] Jevtić, Lj.: Inženjerski priručnik za rešavanje problema iz oblasti bujičnih tokova, Izdavačko-informativni centar studenata Univerziteta u Beogradu, Beograd, 1978.

[2] Google Earth

[3] Izvor podataka: Glavni projekat uređenje bujica u slivu HE „Salakovac“-Vodoprivredno preduzeće „Jadranski sliv“ Mostar, Pogon Konjic 1973.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-24 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Novak Novaković[1], Vukan Njagulj[2], Milan Pandrc[3]

DRUMSKI MOST PREKO PODVRŠKE REKE – PRORAČUN I OJAČANJE STARIH MONTAŽNIH NOSAČA

Rezime:

U radu je prikazan novi projekat mosta preko Podvrške reke. Velika bujična poplava srušila je veći deo starog mosta 2014. godine. Urađen je projekat za novi most na mestu starog uz produženje mosta za oko 40 m da bi se premostio i srušeni nasip. Po tom projektu izvedeni su montažni nosači i utegnuti sa 30% od ukupne sile prednaprezanja, kao i šipovi za stubove S1, S3 i S4. Čišćenje korita nije bilo moguće u zoni stuba S2 pa je predložena promena lokacije mosta za 50 m. Projektovan je most sa tri otvora sistema integralnog rama. Koriste se već urađeni nosači, uzimajući u obzir njihovu starost. Ustanovljeno je da nosači nisu dovoljno armirani u zoni ankerovanja kablova pa je bilo neophodno njihovo ojačanje. Kako šipovi krajnjeg stuba S4 nisu bili odgovarajući za srednji stub promenjeno je dispoziciono rešenje srednjih stubova.

Ključne reči: drumski, mostovi, montažni nosači, prednaprezanje, kablovi, ojačanje

ROAD BRIDGE OVER PODVRSKA RIVER – REDESIGN AND STRENGTHENING OF EXISTING PRESTRESSED GIRDERS

Summary:

The paper presents new design of the bridge over Podvrška river. In September 2014. old bridge has collapsed due to high stream. Design for a new bridge implied 40 m longer bridge to cross collapsed embankment. According to that design, prestressed girders has been completed and partially prestressed. Piles for abutments and pier S3 also has been completed. During cleaning of a riverbed, it was found that it can't be done at pier S2 location. New design is proposed with an option to move complete bridge for 50 m longitudinally in bridge direction. Bridge is partially precast integral frame over 3 spans. Redesign consider already prestressed girders, position of piles and therefore a change in layout. One previously designed as an abutment should now become a pier. Also, it was shown that already prestressed girders were poorly reinforced in tendon anchorage zone and strengthening is designed.

Key words: road, bridges, precast, prestressed, cables, strengthening

[1] *dipl. građ. inž., vodeći projektant, DEL ING doo, Beograd, novak.novakovic@deling.rs*
[2] *dipl. građ. inž., konsultant, DEL ING doo, Beograd,vnjagulj@gmail.com*
[3] *Mast. inž. građ., projektant, DEL ING doo, Beograd, milan.pandrc@deling.rs*

1. UVOD

Septembra 2014. godine istočni deo Srbije, Kladovo sa okolinom, zahvatilo je nevreme sa kišom, koje je prouzrokovalo velike bujične poplave, čineći pri tom ogromnu materijalnu štetu. Tom prilikom bujica je srušila veći deo mosta na ušću Podvrške reke u Dunav, kod Milutinovca. Deo mosta koji nije srušen oštećen je i neupotrebljiv. Pored mosta dužine 36 m, srušeno je i preko 20 m nasipa (Slika 1), iza krajnjeg stuba prema Negotinu. Most, izgrađen 1978-1979 godine, imao je 3 polja po 12 m raspona. Potpuno su srušena polja 2 i 3, kao i stubovi S3 i S4. Stub S2 je rotirao i podvukao se pod konstrukciju prvog polja. Samo je stub S1 ostao neoštećen.

Prvobitno je bilo planirano [2] da se nov most gradi na mestu starog uz produženje za još 40 m kojim bi se premostio i srušeni nasip. Pre izgradnje novog mosta bilo je neophodno očistiti korito od starog srušenog mosta. Kako čišćenje korita nije bilo moguće, naročito u zoni novoprojektovanog stuba S2 pristupilo se izradi novog projekta kojim je Investitor predvideo podužno pomeranje mosta za 50 m u pravcu Negotina.

Slika 1 - Ortofoto snimak iz 2016. godine

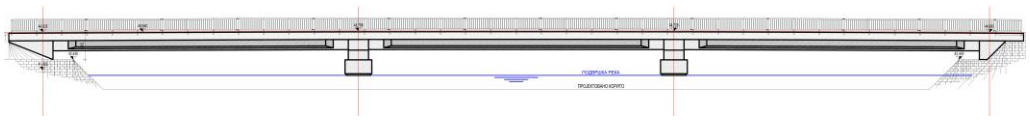
1.1. SITUACIONI PLAN I PODUŽNI PROFIL

Osovina saobraćajnice na delu mosta je u pravcu. Niveleta je najvećim delom u konveksnoj krivini R_v = 6000 m. Most je na početku iz pravca Kladova u podužnom nagibu +0,40 %, na kraju, prema Negotinu, -1,00 %. Poprečni pad je jednostran i iznosi 2,5 % celom dužinom mosta.

Širina kolovoza je 7,2 m. Uzdignuti prostor za smeštaj pešačkih staza i zaštitnih ograda, širine 2,0 m, je sa spoljnih strana kolovoza (Slika 3). Ukupna širina mosta je 11,20 m.

Položaj stubovi S1 i S2 u ovom projektu predviđen je na istim mestima stubova S3 i S4, koji su izvedeni delimično prema prethodnom projektu [2].

Dispozicionim rešenjem, projektovan je prednapregnuti most sa tri otvora, raspona 25+25+25 m, sistema integralnog rama, bez ležišta i dilatacionih sprava. Ukupna dužina sa poprečnim gredama iznosi 76,40 m, a sa krilima 80,90 m. Srednji stubovi su u koritu reke (Slika 2). Krila su paralelna, konzolna i uklještena u krajnji stub. Paralelna krila omogućavaju obrazovanje kegle koje su obložene u potpunosti. Svi elementi mosta su uklopljeni u gabarite i elemente saobraćajnice, u osnovi, u podužnom i poprečnom smislu.

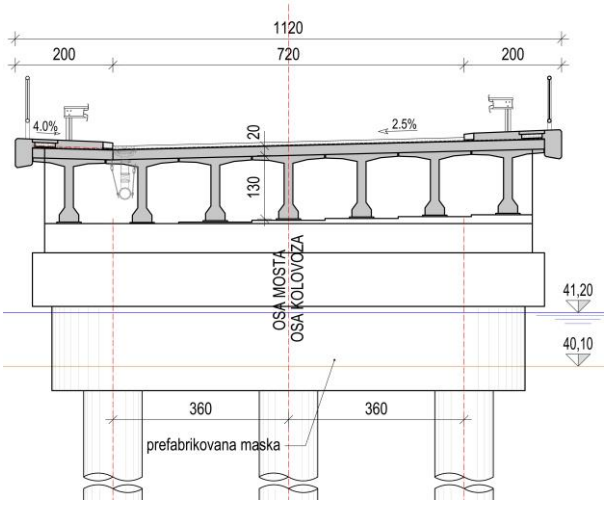


Slika 2 - Izgled mosta

2. KOLOVOZNA KONSTRUKCIJA

Statički most predstavlja ramovsku konstrukciju sa tri otvora. Rasponsku konstrukciju formiraju AB prednapregnuti montažni nosači. Kontinuiranje iznad stubova se postiže AB pločom i poprečnim nosačima. Rasponska konstrukcija zajedno sa stubovima ostvaruje međusobno krutu vezu i kao takva predstavlja jedinstvenu celinu – integralni ram.

Treba uzeti u obzir da je zahtev Investitora da se iskoriste već izliveni i delimično utegnuti montažni nosači. Kablovi koji su stajali nezaštićeni 3 godine, zamenjeni su novim, kao i kotve.



Slika 3 - Poprečni presek

U poprečnom preseku rasponska konstrukcija se sastoji od 7 montažnih prednapregnutih AB nosača (Slika 3), dužine 24,20 m, preko kojih se izvodi armirano betonska ploča, debljine 20 cm. Montažni nosači su visine 1,30 m, međusobnog osovinskog rastojanja 1,50 m. Postavljeni su

tako da je razmak između ivica gornje flanše dva susedna nosača 2 cm ostavljen radi odstupanja u izradi i montaži nosača. Ovako postavljeni nosači čine donju oplatu ploče. Gornje flanše su širine 148 cm, u nagibu 2,5 % kao i poprečni nagib kolovoza. Donja flanša je širine 40 cm. Rebra su debljine 18 cm. U zoni oslonaca formiraju se vute tako da rebra povećavaju debljinu na 40 cm. U toj zoni gornja flanša će se izvoditi naknadno, zajedno sa AB pločom. Sprezanje montažnih nosača i kolovozne ploče se ostvaruje ispuštenom armaturom iz nosača.

Poprečni nosači, širine 110 cm kod krajnjih i 80 cm kod srednjih stubova, dodatno povezuju montažne nosače. Na delu između nosača prošireni su za po 35 cm sa svake strane.

Prednaprezanje montažnih nosača vrši se po 3 kabla 7Ø15,7 mm. Svi kablovi se utegnuti pre montaže nosača. Pri zameni kablova posebna pažnja je posvećena oslanjanju nosača. Predviđena je zamena kabl po kabl, uz dobro ispiranje cevi od rđe i prljavštine.

3. STUBOVI I FUNDIRANJE

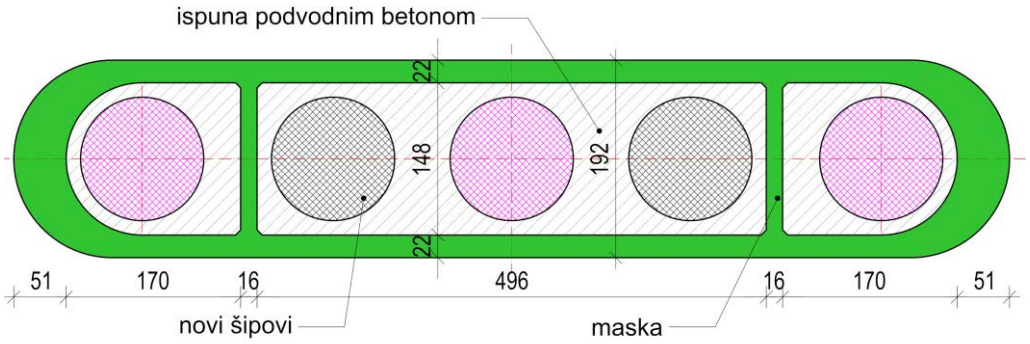
Stubovi su upravni na osu puta. Krajnji stubovi nastavljaju se direktno na šipove i završavaju ležišnom gredom koja je direktno krutom vezom povezana sa poprečnim nosačem i kolovoznom konstrukcijom.

Naglavne i ležišne grede krajnjih stubova su širine 160 cm, dužine 10,50 m i visine 130 cm. Na spoljnoj strani krajnjih poprečnih nosača je kratki element za oslanjanje prelazne ploče. Prelazna ploča je u pravcu mosta 3,70 m i upravno na most 9,60 m.

Na krajnjim stubovima između mosta i prelazne ploče predviđena je asfaltna dilatacija prema SRDM-09-12-07. Obzirom da se radi o nosačima kod kojih je dobar deo skupljanja završen jer su stajali 3 godine predviđena je dilatacija za mala pomeranja ±25 mm.

Fundiranje je na bušenim šipovima prečnika 120 cm, usaglašeno sa uslovima iz geološko geotehničkog elaborata.

Krajnji stub S1 fundiran je na tri već izvedena šipa (stub S3 prema prethodnom projektu [2]) ukupne dužine 20 m. Poslednja 4,5 m (na vrhu) izvedena su u čeličnom plaštu prečnika 107 cm.



Slika 4 - Maska srednjeg stuba S2

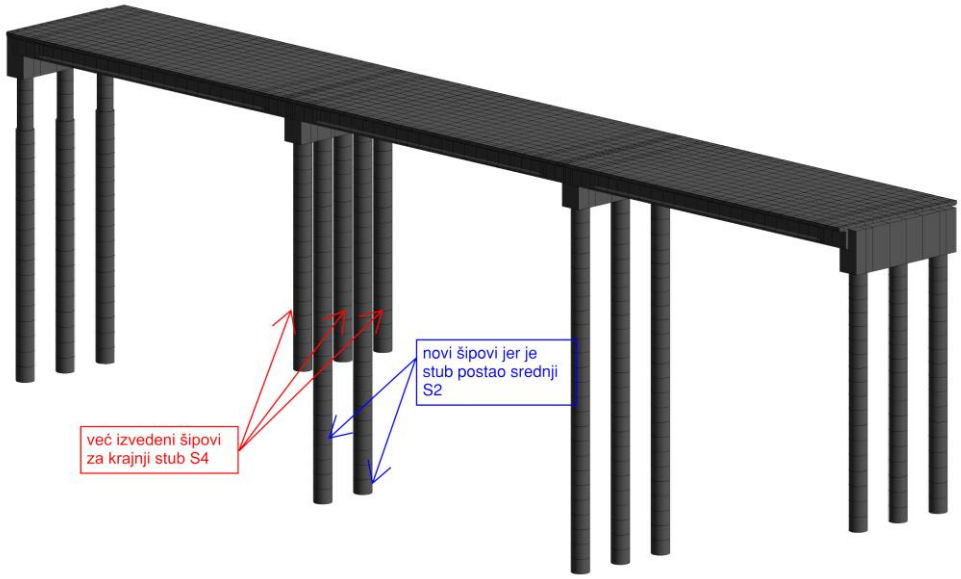
Srednji stub S2 fundiran je na tri postojeća šipa (stub S4 prema prethodnom projektu [2]) i dva nova šipa. Postojeći šipovi koji su ukupne dužini 15 m, oko 11 m u nosivom tlu, nemaju dovoljnu nosivost, pa su dodata 2 nova šipa dužine 24 m (ukupna dužina stub+šip). Zbog malog

rastojanja šipova uzeta je u obzir redukcija u nosivosti, koja u konkretnom slučaju iznosi 0,7. Kontrolisana je preraspodela sile u šipovima prema odnosu procenjenog sleganja zbog različite dužine šipova.

Stubovi S3 i S4 su potpuno novi stubovi i fundirani su na po tri šipa dužine (ukupna dužina stub+šip) 24 m - S3 i 16 m - S4. Stubovi se direktno nastavljaju na šipove, a ispod ležišne grede obloženi su AB maskama u visini od 2,00 m. One maskiraju različit broj šipova na ova dva stuba. Maske su montažne i obuhvataju sve stubove/šipove, krajevi su zaobljeni jer je to hidraulički i zbog pritiska leda znatno povoljnije. Montiraju se posle izrade šipova a međuprostor se ispunjava podvodnim betonom (Slika 4).

4. STATIČKI PRORAČUN

Proračun konstrukcije je urađen u programskom paketu SOFiSTiK. Konstrukcija je modelirana linijskim i površinskim elemenata sa stvarnim dimenzijama poprečnog preseka. Takođe iskorišćena je mogućnost modeliranja materijala različitih starosti u okviru jednog poprečnog preseka. Na taj način i kroz fazni proračun (stage construction) dobijena je preraspodela uticaja između mlađeg i starijeg betona što je u ovom slučaju bilo naročito važno jer je beton montažnih nosača preko 3 godine stariji od betona kolovozne ploče.



Slika 5 - Proračunski model – SOFiSTiK vizuelizacija

Šipovi su modelirani sa linijskim elementima koji su bočno pridržani elastičnim oprugama. U nedostatku tačnijih podataka proračun uticaja i posebno pomeranja urađen je za opseg horizontalnih krutosti opruga. Vertikalni oslonac usvojen je u nivou baze na osnovu procene sleganja šipa.

Za kombinovanje opterećenja iskorišćen je modul Maxima sa izmenjenim koeficijentima i grupama opterećenja tako da odgovara kombinacijama prema Pravilniku, što je definisano projektnim zadatkom.

Proračun trenutnih i trajnih gubitaka urađen je uz pomoću modula Tendon sa sledećim parametrima:

$$\sigma_x = \sigma_0 \cdot e^{-\mu(\alpha+kx)}$$

gde je usvojeno:

$$\mu = 0{,}200$$
$$k = 0{,}007$$

i uvlačenje klina 4 mm

Glavni napon zatezanja za ukupno opterećenje iznosi **0,40 MPa** < 1,10 MPa

Zatezanje se prihvata armaturom.

Konstrukcija je u zoni stubova dimenzionisana kao armirano betonska.

4.1. FAZNI PRORAČUN

Konstrukcija je trebala da bude proverena na sve uticaje koji se javljaju u toku izgradnje i eksploatacije. Presečne sile i naponi dobijeni faznim proračunom dodaju se na uticaje od ostalih dejstava (saobraćaj, temperatura, neravnomerno sleganje…).

Faznim proračunom (stage construction) obuhvaćena su sledeća stanja konstrukcije i opterećenja (brojevi faza odgovaraju konvenciji programskog paketa SOFiSTiK):

- 10. Glavni nosač izrađen u oplati i nakon oslobađanja i početnog utezanja oslonjen kao prosta greda dužine 24,20 m; 11. Prednaprezanje do sile od 30% predviđene prethodnim projektom [2] - svih kablova;
- 15. Tečenje i skupljanje, relaksacija kablova za beton nosača u periodu od 1000 dana;
- 21. Prednaprezanje do pune sile (stari kablovi se menjaju jedan po jedan novim i utežu);
- 22. Oslanjanje nosača na stubove, tj. ležišne grede;
- 29. Težina svežeg betona kolovozne ploče;
- 30. Spregnuti presek novi-stari beton;
- 31. Dodatno stalno opterećenje;
- 45. Trajno skupljanje i tečenje, relaksacija.

4.2. POREĐENJE SA KONTROLNIM MODELOM

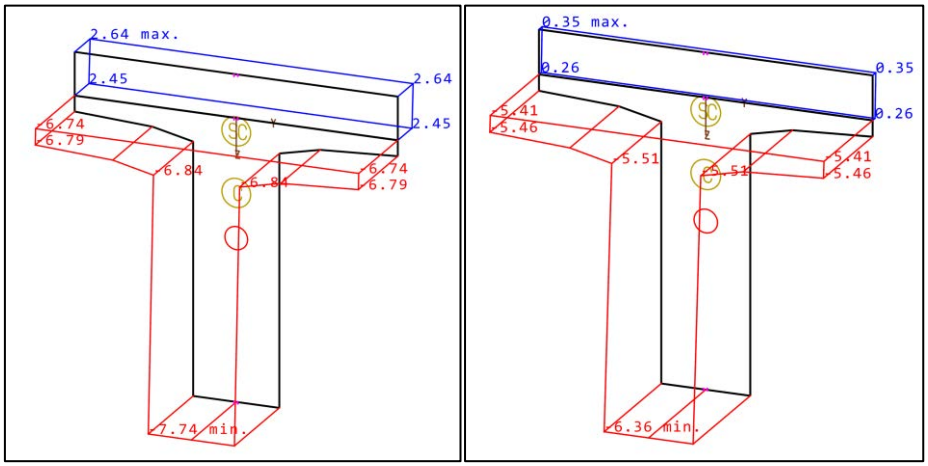
Kako je projekat rađen sa specifičnim zadatkom, tj. korišćenje već postojećih montažnih nosača, postavilo se pitanje ispravnosti odluke da se koriste već izliveni nosači. Pored procene stanja nosača bilo je potrebno utvrditi i da li zadovoljavaju po nosivosti. Urađena je uporedna analiza sa modelom tako da je vreme koje protekne između betoniranja nosača i ploče uobičajeno od 45 dana (kontrolni model).

Pregledom dijagrama uticaja može se zaključiti da su naponi pritiska duž nosača nešto veći (zbog manjih trajnih gubitaka) i povoljniji su momenti u blizini oslonca, tj. smanjeni su pozitivni momenti nad osloncem (Slika 7).

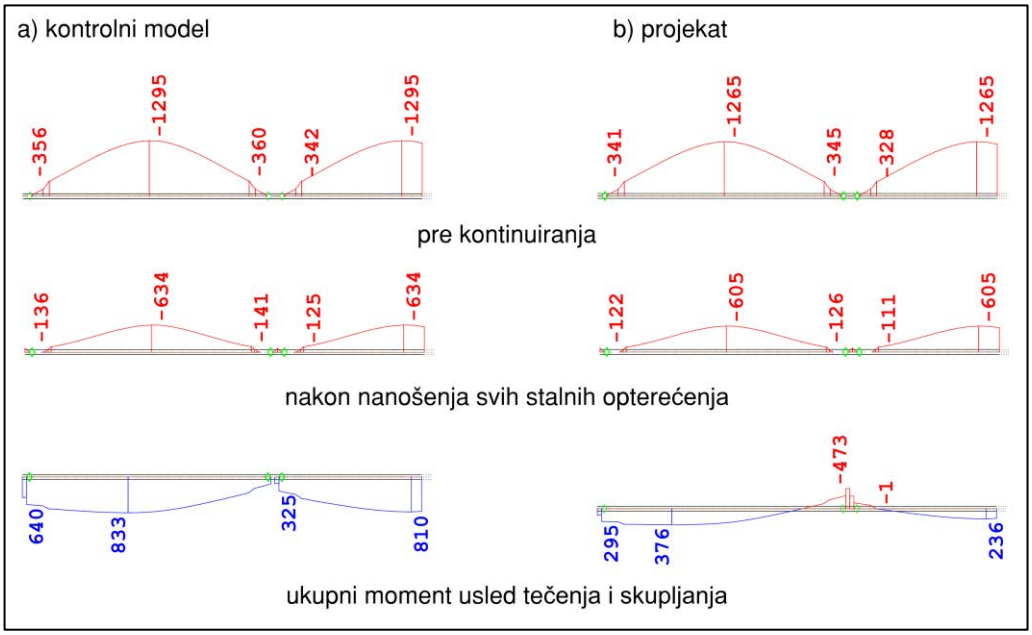
Što se tiče napona, ostaju nešto veći naponi u prefabrikovanom nosaču za prihvatanje saobraćajnog opterećenja i na kraju i u sredini. Međutim naponi koji se javljaju u ploči su uvek

u zatezanju kako u polju tako i nad osloncem. Trajni napon zatezanja iznad stuba je oko 2,7 N/mm^2 dok je u kontrolnom modelu svega oko 0,4 N/mm^2 (Slika 6), ovi naponi se pokrivaju nešto većom pasivnom armaturom.

Zbog manjih pozitivnih momenata u blizini oslonca (više nego duplo) koji su posledica skupljanja i tečenja betona nema pojave prslina na vezi sa poprečnim nosačem.



Slika 6 - Dijagrami napona [N/mm^2]u preseku: levo projekat, desno kontrolni model

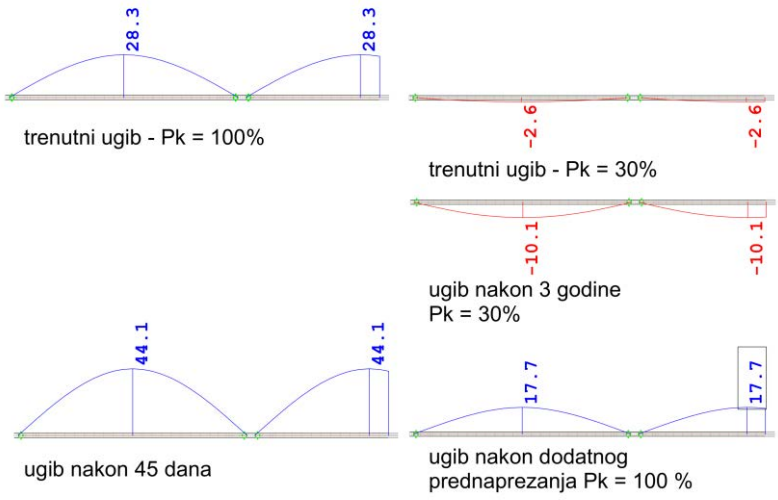


Slika 7 - Uporedni dijagrami momenata [kNm] savijanja

Deformacije su ostale u dopuštenim granicama, ukupne, s tim da je početno nadvišenje pre saobraćajnih dejstava znatno manje nego u kontrolnom modelu (Slika 8, Tabela 1).

Tabela 1 - Pregled i komentar ugiba

Ugib od prednaprezanja (i sopstvene težine nosača) od 28,3 mm na gore	Delimično utegnut nosač sa 30% sile (sila koja anulira ugib od sopstvene težine) ima ugib na dole od 2,6 mm koji u periodu od 3 godine narasta na 10,1 mm
Ovaj ugib bi pred betoniranje ploče, odnosno 45 dana od utezanja porastao na 43,5 mm (1,54 puta)	U ovom slučaju to je zbog tečenja i skupljanja koje je završeno u dobroj meri, nakon punog prednaprezanja ugib na gore je svega 17,7 mm
Konačan ugib u trenutku t = inf. od svih stalnih opterećenja i prednaprezanja biće 31,3 mm na gore (sredini raspona)	Ovde je ostalo svega zanemarljivih 5,50 mm na gore to je samo 1/6 ugiba u odnosu na ugib da nosači nisu stajali

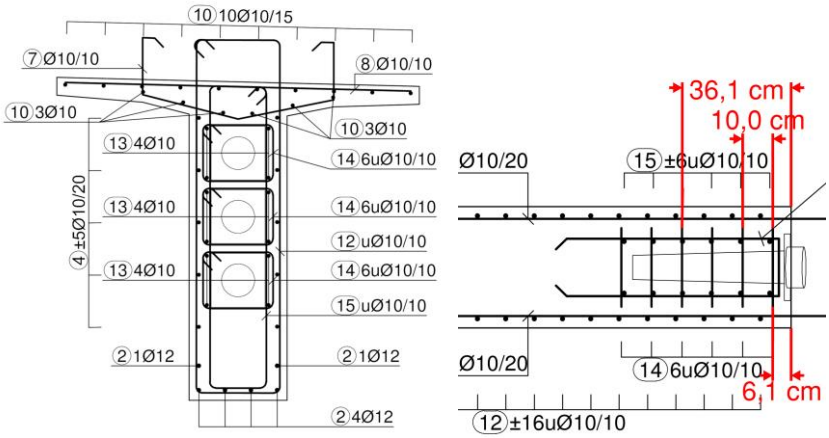


Slika 8 - Deformacija nosača [mm] – levo: utezanje nakon 7 dana punom silom; desno: nosač koji je utegnut sa 30% i koji je stajao 3 godine

4.3. PRORAČUN ZONE UVOĐENJA SILE PREDNAPREZANJA

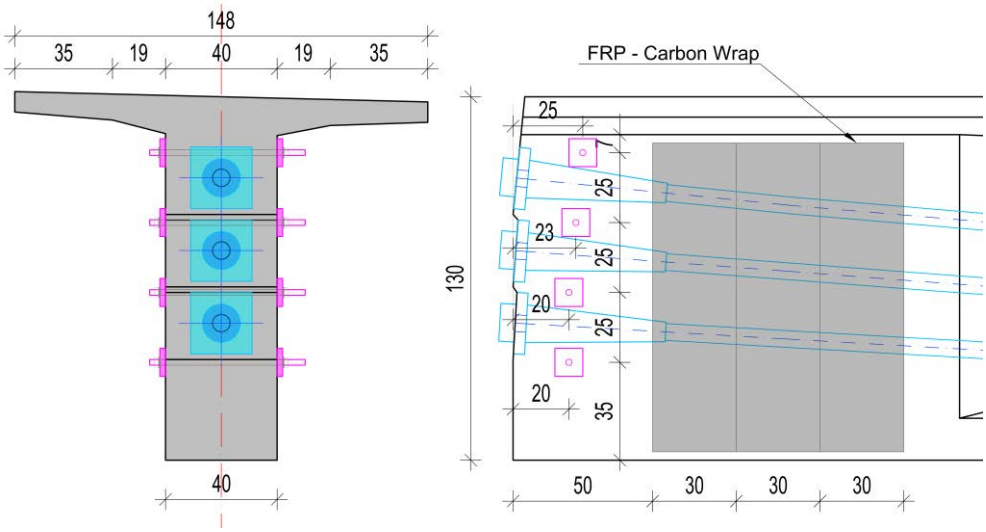
Proračunom je utvrđeno da već izrađeni glavni nosači nemaju dovoljno armature u zoni unošenja sile prednaprezanja. Predviđeno je ojačanje za uticaje od lokalnog pritiska na čelu nosača utezanjem rebra poprečno sa visokovrednim prednapregnutim zavrtnjevima. Za obezbeđenje vertikalnog cepanja i prijem glavnih napona zatezanja čelo nosača ojačano je pletenom tkaninom sa karbonskim vlaknima (FRP Carbon wrap).

Armatura koja prihvata zatezanje u vertikalnom pravcu (Slika 9) je označena kao pozicija 12 i pozicija 15. Kako ne treba uzimati u obzir armaturu uz kotvu na prvih 30 cm jer je u zoni pritiska preostaje najviše 10+3 dvosečnih uzengija Ø10 tj. 20,41 cm^2. Napon u armaturi za stvarnu silu (bez koef. sigurnosti) od prednaprezanja je čak 330 N/mm^2. U vertikalnom pravcu čelo nosača ojačano je sa 3 obostrano lepljene karbonske tkanine (Slika 10).



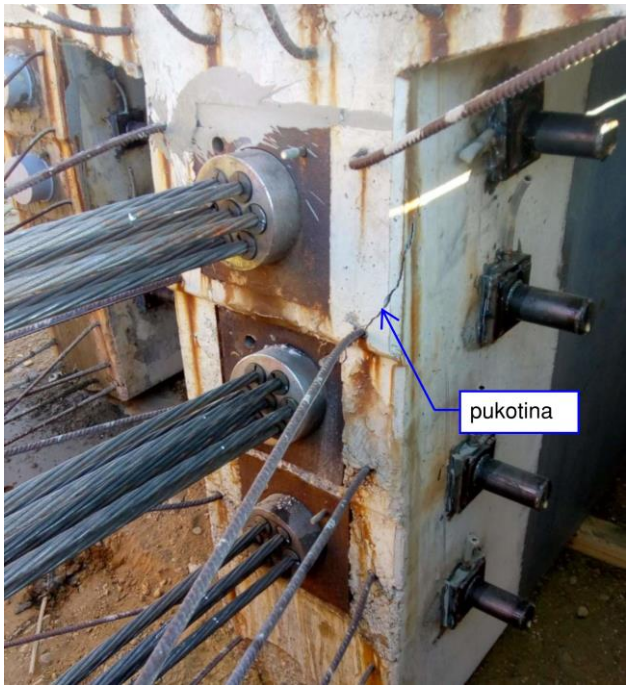
Slika 9 - Armiranje kraja montažnog nosača

U horizontalnom pravcu uzengije pozicije 14 imaju napon od 280 N/mm^2, što je blisko dopuštenom naponu u armaturi, za koji ovakva uzengija nema dovoljnu dužinu sidrenja (manje od minimalnih 15 cm). Osiguranje (Slika 10) je urađeno horizontalnim šipkama - HV zavrtnjevi.



Slika 10 - Ojačanje kraja nosača za lokalne uticaje prednaprezanja

Ovo ojačanje se pokazalo kao opravdano jer je u toku izvođenja došlo do popuštanja betona u zoni kotve, što je verovatno posledica loše ugrađenog betona u toj zoni (Slika 11). Ipak nije došlo do daljeg širenja pukotine, prednaprezanje je zaustavljeno na oko 90% sile utezanja u tom kablu. Izvođaču je savetovano da što pre injektira kabl i sanira nastala oštećenja betona, a na osnovu proračun određen je položaj nosača u poprečnom preseku.



Slika 11 - Oštećenje koje je nastalo u toku utezanja srednjeg kabla

LITERATURA

[1] Geotehnički elaborati za Glavni projekat novog mosta preko Podvrške reke na državnom putu Ib reda broj 35 kod Milutinovca – knjiga 1, Saobraćajni institut CIP d.o.o., Beograd, Decembar 2014. god.

[2] Glavni projekat novog mosta preko Podvrške reke na državnom putu Ib reda broj 35 kod Milutinovca – knjiga 4, Saobraćajni institut CIP d.o.o., Beograd, Decembar 2014. god.

[3] SOFiSTiK 2018 CSM & AQB, Manual, SOFiSTiK AG, Oberschleissheim, Germany

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-25 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Nenad Simić[1], Dražen Balaževič[2], Vedran Marković[3], Zoran Petrović[4]

PROJEKTOVANJE I IZGRADNJA PROIZVODNOG OBJEKTA SA ADMINISTRATIVNOM ZGRADOM I PRATEĆIM OBJEKTIMA

Rezime:

Industrijska zona – proizvodni kompleks u Subotici posaće bogatiji za još jednu u nizu stranih investicija, proizvodno skladišni objekat ukupne površine 45.000m^2.
Koncept realizacije izgradnje objekta je nezavisno projektovanje i izvođenje objekta sistemom ključ u ruke. Deo izvođačkog projekta koji se odnosi na unutrašnje mašinske i elektro instalacije poveren je izvođaču. Investitor je Boyen koji je poznat kao jedan od najvećih proizvođača autodelova čiji se delovi ugrađuju u većinu svetskih proizvođača vozila.
Izrada projektne dokumentacije, vršenje stručnog nadzora kao i upravljanje projektom je povereno projektantskoj kući North Engineering iz Subotice. U ovakvom aranžmanu projektant, koji ujedno i projekt menadžer, uzima aktivno učešće u svim fazama projektovanja.

Ključne reči: Projekat, Boysen, upravljanje projektom, ključ u ruke

DESIGN AND CONSTRUCTION OF PRODUCTION PLANT WITH ADMINISTRATIVE BUILDING AND ACCOMPANYING BUILDINGS

Summary:

Industrial zone – production complex in Subotica will get richer with another in a series of foreign investments, production and storage facility gross area 45.000m^2.
The concept of the realization of the construction of the facility is the independent design and construction of the facility with a turnkey system. Part of Execution design related to internal mechanical and electrical installations was entrusted to the Contractor. Investor is Boysen, one of the largest car parts manufacturers whose parts are installed in most of the world's vehicle manufacturers. The preparation of project documentation, professional supervision and project management were entrusted to design firm North Engineering from Subotica. In such an arrangement, the designer, who is also project manager, takes an active part in all phases of design.

Key words: Design, Boysen, project management, turnkey project

[1] *Šef konstruktivnog odseka, dipl.ing.građ., Park Rajhl Ferenca 7, n.simic@north-eng.com*
[2] *Tehnički direktor, dipl.ing.građ., Park Rajhl Ferenca 7, d.balazevic@north-eng.com*
[3] *Zamenik direktora, dipl.ing.građ., Park Rajhl Ferenca 7, v.markovic@north-eng.com*
[4] *Odgovorni projektant, dipl.ing.građ., Park Rajhl Ferenca 7, z.petrovic@north-eng.com*

1. UVOD

U radu je prikazana izrada projektne dokumentacije te izgradnja PROIZVODNOG OBJEKTA SA ADMINSTRATIVNOM ZGRADOM I PRATEĆIM OBJEKTIMA za Investitora "Boysen Abgassysteme" d.o.o. Subotica.

Namena objekta je proizvodnja komponenata za autoindustriju. Boysen Abgassysteme je globalni proizvodjač široke linije izduvnih sistema automobila i kamiona koji se isporučuje kao tehnološki podsklop proizvođačima u autoindustriji. Izduvni sistem se sastoji od sabirnika izduvnih gasova, povezne cevi, katalizatora, srednjeg lonca, zadnjeg lonca i izduvne grane. Izrada elemenata podsklopova i njihovo spajanje u funkcionalnu celinu vrši se obradom lima od nerđajućeg čelika tehnološkim postupkom plastične deformacije i zavarivanjem u zaštitnom gasu.

Predviđeni budući proizvodni objekat sa administrativnom zgradom i pratećim objektima se izvodi na K.P. 33924/14 K.O. Donji Grad u Subotici.

Površina parcele iznosi 101.142m^2.

Investitor se, nakon razmatranja više opcija, na kraju odlučio za aranžman u kome će izabrani glavni projektant pripremiti svu projektnu dokumentaciju:

- U prvom delu UP, IDR, PGD za ishodovanje svih potrebnih uslova, saglasnosti, zaključno sa građevinskom dozvolom,
- U drugom delu tendersku dokumentaciju za izbor glavnog izvođača
- Izvođačke projekte kroz PZI

NORTH Engineering je izabran za glavnog projektanta, ali ujedno i nominovan za usluge upravljanja projektom te stručnog nadzora nad izvođenjem radova.

Tokom samog tenderskog procesa za izbor glavnog izvođača, u dogovoru sa Investitorom došlo je do podele svih radova na:

- LOT 1 – svi AG radovi i spoljno opremanje
- LOT 2 – sve unutrašnje MEP instalacije

Kroz tendersku proceduru, za glavnog izvođača izabrana je firma SMB Gradnja iz Subotice (LOT 1) sa svojim konzorcijskim partnerom, firmom Termoinženjering (LOT 2).

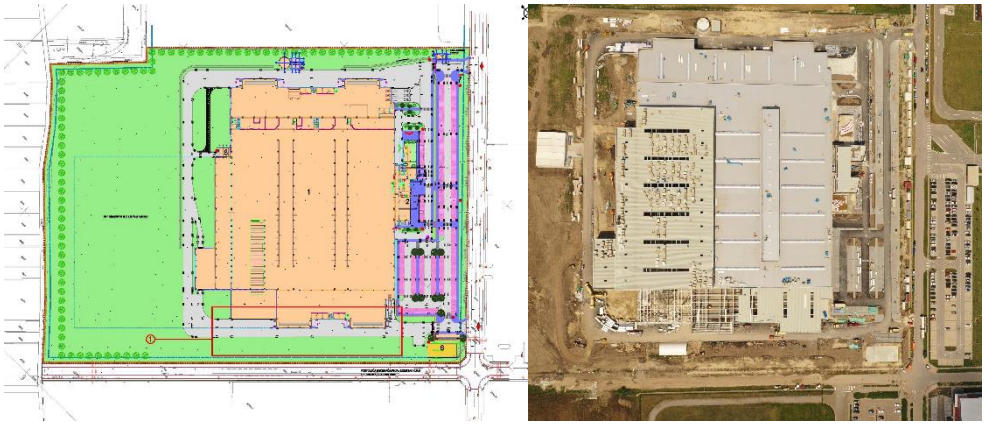
Radovi su u vreme sastavljanja ovog rada još uvek u toku i plan završetka svih radova je januar 2021. godine.

2. SITUACIJA

Predmetni proizvodni kompleks na parceli čine sledeći objekti:

- Proizvodni objekat spratnosti P i P+1(mezanin), bruto površine u osnovi 32.288,00m^2,
- Aneksna administrativna zgrada spratnosti P+2+tehnička etaža, bruto površine u osnovi 1.057,37m^2,
- Portirnica na ulazu u kompleks spratnosti P, bruto površine u osnovi 43,30m^2,
- Pumpna stanica sa pripadajućim nadzemnim rezervoarom za hidrantsku mrežu spratnosti P, bruto površine u osnovi 140,50m^2,
- Nadstrešnica za bicikle u blizini kolskog ulaza/izlaza, spratnosti P, bruto površine u osnovi 144,00m^2,
- Podzemna AB retenzija za kišnicu, u potpunosti ukopana na parceli Investitora, bruto površine u osnovi 309,76m^2 podzemno,

- Reklamni totem kod ulaska na parceli visine 15m, bruto površine u osnovi 10m^2,
- Nadstrešnica za gas za zavarivanje - argon, bruto površine u osnovi 80m^2,
- Merno regulaciona gasna stanica za priključenje objekta na javnu gasovodnu mrežu koja nije predmet ovog projekta, nego će u skladu sa uslovima JP "Suboticagas" biti obrađena posebnim projektom priključnog gasovoda.



Slika 1 - Situacija

Objekat je postavljen približno u sredinu parcele, bliže postojećoj javnoj saobraćajnici k.p. 33925 k.o. Donji Grad sa koje je predviđen pristup putem dva kolska ulaza/izlaza na parcelu.

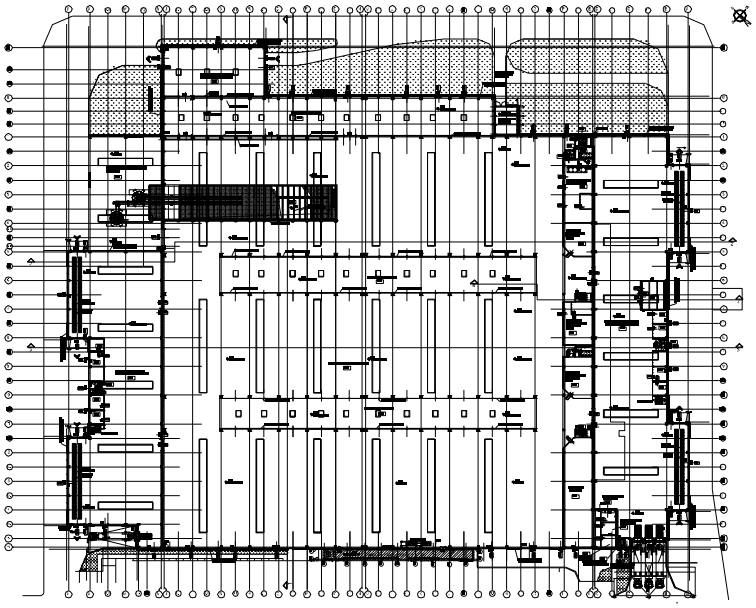
Proizvodni objekat je gabarita u osnovi 175,85x218,20m, visine od kote gotovog poda do najviše tačke atike h=22,5m. Spratnost objekta je P i P+1 (mezanin). Bruto površina svih etaža je 34.584,13m^2. Visina proizvodnog objekta od kote gotovog poda prizemlja do atike se kreće od 12,5m do 22,5m u zavisnosti od tehnologije proizvodnje.

Kota gotovog poda iznosi RK 0.00=AK 119,50mnv i viša je za cca 50cm od postojećeg terena koji se prosečno nalazi na koti cca 119,00mnv.

Objekat adminstrativne zgrade je smešten kao aneksni deo uz proizvodni objekat. Nalazi se na severoistočnoj fasadi proizvodnje prema javnoj saobraćajnici. Spratnost objekta je P+2+tehnička etaža. Bruto površina svih etaža je 3.098,80m^2. Visina adminsitrativne zgrade od kote gotovog poda do atike iznosi 12,8m.

3. PROIZVODNI OBJEKAT

U centralnom delu se nalazi proizvodnja koja je smeštena na prizemlju. Na severozapadnom i jugoistočnom delu objekta se nalazi logistika sa pristupnim dokovima i prilazima za ulaz kamiona u objekat. Dovoz sirovina za proizvodnju kao i otprema gotovih proizvoda će se vršiti kamionima koji ulaze u objekat u aneksnim objektima oko proizvodnje, dok se električnim viljuškarima istovaruju/utovaruju roba i sirovine. U delovima objekta gde ulaze kamioni predviđeni su podni slivnici sa rešetkom na koje se parkira kamion. Jedan deo jugoistočne fasade je pokriven nadstrešnicom za prilaz i utovar kamiona sa spoljne strane.



Slika 2 - Osnova prizemlja proizvodne hale

Proizvodne linije na prizemlju su locirane u središnom delu između prostora za logistiku. Delovi namenjeni za logistiku sa čistom visinom 20m su operativno vezani za potrebe tehološkog procesa. U tim delovima će se automatizovanim konvejerima skladištiti roba i sirovine za proizvodnju i oni čine sastavni deo tehnoločkog procesa kao celine. Oni su odvojeni od proizvodnje pregradama od niskoprofilisanih TR limova koji se montiraju na AB stubove i čeličnu potkonstrukciju. Komunikacija između delova logistike i proizvodnje će se obavljati automatizovanim linijama i viljuškarima kroz otvore u pregradama i brzopoteznim vratima za prolaz viljuškara i radnika.

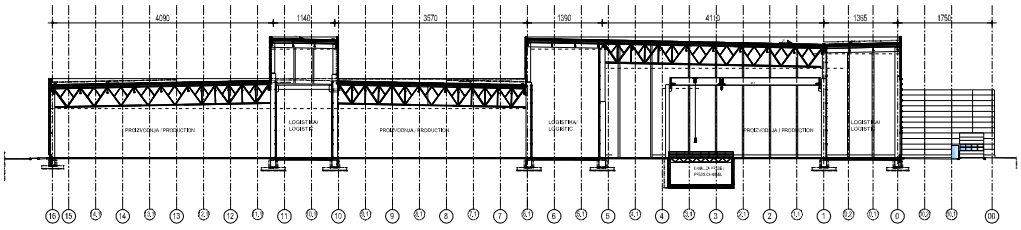
U delu prizemlja ispod mezanina se nalazi kancelarijski prostor za poslovođe i praćenje tehnološkog procesa. Takođe u tom delu su pozicionirane i radionice sa delom za održavanje i servis mašina i opreme, kontrola kvaliteta te tehničke prateće prostorije.

U delu objekta između osa D i E je predviđen i sprat-mezanin sa kotom gotovog poda +6,40 celom dužinom, koji čini tehnički blok iznad proizvodnje namenjen proizvodnom kompleksu. U sklopu tehničkog bloka su smeštene trafo stanice, gasne kotlarnice, kompresorske stanice, ventilske stanice, elektro i server prostorije i ostale tehničke prostorije za potrebe tehnološkog procesa. Na delu mezanina nalazi se i deo tehnološkog procesa gde će se roba sa prijemnog dela automatizovanim konvejerima transportuje do proizvodnje.

Proizvodni objekat je prema vrsti konstruktivnog sistema ramovska konstrukcija koju sačinjavaju AB stubovi i čelični krovni nosači. Krov je ravan, sa nagibom krovne ravni od 2%. Konzolni montažni AB stubovi su oslonjeni na temelje samce preko temeljnih čašica. Na stubove se preko ugrađenih čeličnih elemenata za vezu oslanjaju glavni krovni nosači koji su projektovani kao čelični rešetkasti nosači.

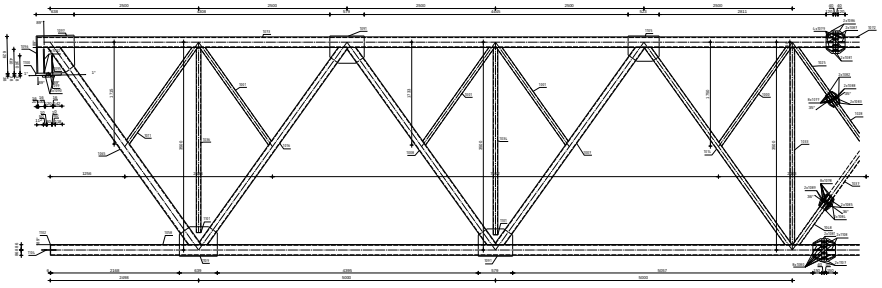
4. ČELIČNA KROVNA KONSTRUKCIJA

Krovna konstrukcija je izvedena od sistema ortogonalno postavljenih čeličnih rešetkastih nosača različitih raspona. Halu sačinjavaju tri broda koje međusobno razdvajaju visokoregalna skladišta.



Slika 3 - Karakterističan ram

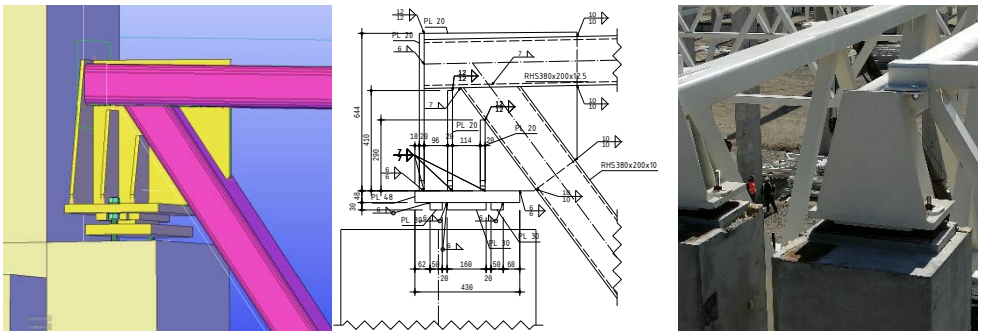
Prvi brod između osa „1-5“ je raspona 41.10m, sa svetlom visinom do donje kote glavnog rešetakastog nosača 16.40m od kote gotovog poda. Glavni rešetkasti nosač je sistema proste grede, sistemske visine 3.50m. Gornji i donji pojas kao i štapovi ispune su izvedeni od kutijastih HOP profila. U projektu za građevinsku dozvolu su rešetke projektovane sa 2UNP profila okrenutih licem i spojenih u formu kutijastog nosača, prvenstveno zbog dostupnosti takvih profila na domaćem tržištu, ali se u fazi izrade PZI dokumentacije i detaljnim proračunima kao i dogovorom sa izvođačima čelične konstrukcije prešlo na kutijaste HOP profile, čiji poprečni preseci su atipični pa se nabavka materijala vršila iz uvoza. Rešetke se preko kliznih oslonaca sa jedne strane oslanjaju na gornju površinu nosećih montažnih AB stubova. Rešetka je u statičkom proračunu obrađena za sve faze montaže i eksploatacije. Zbog dužine rešetki od 41m, izvedeni su montažni nastavci u trećinama raspona.



Slika 4 - Segment glavnog nosača

Brod između osa „6.1-10“ je raspona 36.0m sa svetlom visinom 9.0m do donje kote glavnog nosača, mereno od kote poda. Sistemska visina rešetkastog nosača je 3.50m i sastavljen je takođe od kutijastih profila za sve elemente nosača.

Brod između osa „S4-16“ je raspona 40.9m sa svetlom visinom od 9.0m od kote gotovog poda do donjeg pojasa rešetke. Sistemska visina rešetkastog nosača je 3.50m. Na delovima visokoreglanih skladišta, između brodova glavni krovni nosači su AB prefabrikovani nosači T-100 preseka, raspona 11.40-13.65m. Nosači su sistema proste grede, oslonjeni preko neoprenskih ležišta na AB montažne stubove.

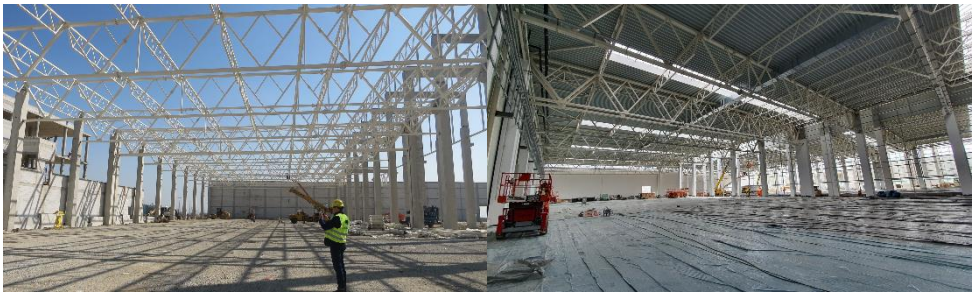


Slika 5 - Detalj oslonca

Rožnjače su rešetkasti nosači sistema proste grede raspona 10m, na međusobnom rastojanju od 5.0m odnosno 2.5m na mestima gde se očekuje navejavanje snega, i izvedene su od kutijastih HOP profila različitih dimenzija, prema statičkom proračunu. Sistemska visina rožnjača je 1.20m i one se preko gornjeg pojasa oslanjaju na glavne krovne nosače. Svi krovni elementi su izvedeni međusobnim zavarivanjem štapova pojaseva i ispune. Montažni nastavci su izvedeni vezama zavrtnjima i čeonim pločama sa unosom sile pritezanja. Kvalitet varova je „C“, a osnovni materijal je čelik S355 JRG2.

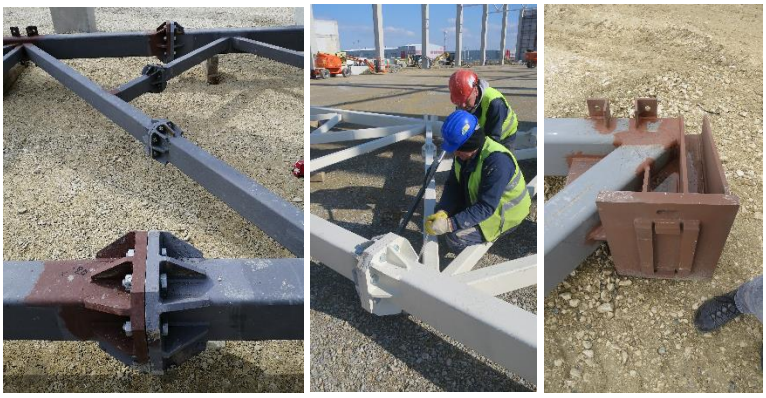
Krovna konstrukcija je u hroizontalnom pravcu u svojoj ravni ukrućena spregovima koji su izvedeni od kutijastih HOP profila i formirani su po čitavom obimu krovne ravni između prve dve ose kao i u srednjim poljima i na mestima denivelacije krova. Spreg je formiran od krutih dijagonala i raspinjača od kutijastih profila u ravni gornjih pojaseva rešetki, dok se izvijanje donjih pojaseva za slučaj opterećenja od vetra sprečava kosnicima koji su spojeni sa rožnjačama. Materijal krovnog sprega je S235 JRG2 sa antikorozivnom zaštitom C3, S3.21 prema SRPS ISO 12944:2002.

Pored ukrućenja krovne ravni i smanjenja tj ujednačavanja horizontalnog pomeranja vrha stuba od opterećenja vetrom i seizmikom, spreg preuzima i horizontalne reakcije čeličnih stubova fasade, a uz to i smanjuje horizontalne uticaje na vitke prednapregnute krovne grede na delovima aneksa. Kod čeličnih rešetkastih nosača spreg osim formiranja krute ravni ima i funkciju smanjivanja bočnog izvijanja gornjih pojaseva rešetki.



Slika 6 - Krovna konstrukcija

Obzirom na veliki raspon glavnih nosača, projektom je predviđeno je da se prilikom montaže, dva paralelna nosača na rastojanju od 10m povežu rožnjačama na trećinama raspona, te da se na mestima oslanjanja rožnjača povežu i gornji i donji pojas rešetki kosnicima i da se ceo sklop podigne na AB stubove. Rožnjače su u gornjem i donjem pojasu u trećinama raspona glavnih nosača kruto vezane za njega i formiraju ukrućenja koja sprečavaju izvijanje pojaseva glavnog nosača. Izvođač je na licu mesta kao i u pogonu za izradu elemenata izvršio probno podizanje i montažu pojedinačnih glavnih krovnih rešetki i pomoću dve dizalice uspeo da podigne i montira po jedan glavni nosač, bez spajanja sa sledećim nosačem pre montaže, kako je projektom predviđeno. Nadzor je na licu mesta pratio probnu montažu i odobrio podizanje elemenata u projektovani položaj uz konstantno praćenje ponašanje rešetki mernim instrumentima.



Slika 7 - Montažne veze glavnog nosača

Protivpožarna zaštita čeličnih elemenata krova iznad dela logistike (rožnjače i spregovi, glani nosači su AB) je na 60min dok je na delovima iznad proizvodnje 30min (glavni nosači, rožnjače, spregovi).

5. MONTAŽNA ARMIRANOBETONSKA KONSTRUKCIJA – PROIZVODNI DEO

Osnovna konstrukcija objekta je skeletna, armirano betonska/čelična, montažnog sistema na monolitnim temeljima samcima. Osnovni raster konstrukcije je 40.9mx10m, 36.0mx10m i 41.10mx10m.

Stubovi na koje se oslanjaju glavni rešetkasti nosači su različitih visina,11.30-21.05m od kote gotovog poda. U zavisnosti od visine i opterećenja koje primaju, stubovi su različitih dimenzija poprečnog preseka, 60x60cm, 70x70cm, 80x80cm, 100x100cm, 100x120cm. Glavni noseći čelični rešetkasti elementi se na ravno formirane glave stuba ili kratke elemente oslanjaju na stubove preko ugrađenih bužira od pocinkovanog čelika. Veza se ostvaruje preko anker ploča i trnova koji se ugrađuju u bužire. Projektom je predviđeno da se stubovi visine cca 20m nastavljaju montažnim nastavcima na cca ½ visine. Nastavljanje je izvršeno pomoću elemenata za vezu (Peikko), ugrađenih u stubove u pogonu za prefabrikaciju.

Na delu između osa „E-F“ formirana je spratna konstrukcija-mezanin sa kotom poda na +6.40m. U stubovima su na cca ½ visine formirani kratki elementi za oslanjanje međuspratnih greda i ošupljenih ploča. Stubovi su izvedeni sa ugrađenim anker pločicama za potrebe veze sa čeličnom konstukcijom fasade i ostalim čeličnim konstrukcijama. Kvalitet betona za sve stubove je MB 40 (C30/37).

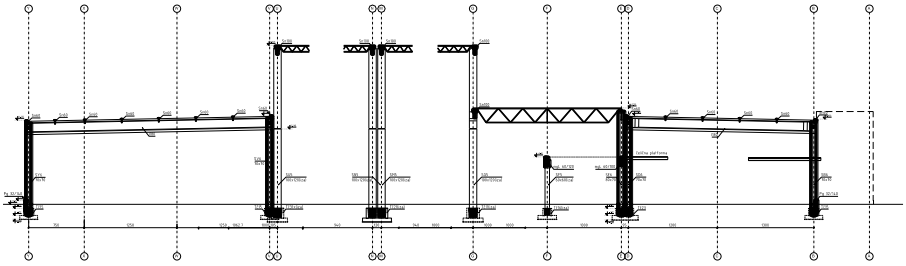
Slika 8 - Detalj montažnog nastavka stubova - Peikko

Slika 9 - Vrh stuba – ugrađeni bužiri i anker ploče, montaža nastavka stuba

Na delu objekta gde se nalazi kanal za prese red stubova koji prihvataju nosače kranske staze se oslanja na zidove kanala za prese, preko montažnih nastavaka Peikko. Glavni krovni nosači na delu visokoregalnih skladišta su klasično armirani nosači raspona od 11.40m do 13.65m na međusobnom razmaku od 10m. Poprečni presek nosača je T-100. Temeljne grede su izvedene kao sendvič grede, sa slojem termoizolacije od 20cm. Međuspratnu konstrukciju – mezanin – sačinjavaju podvlake i međuspratne ploče. Podvlake preko kojih se oslanjaju šuplje ploče na koti +6.40 između osa „F-E“ su adheziono prednapregnuti nosači raspona 5.26m do 13.56m, na međusobnom razmaku od 10.5m. Nosači su L-preseka dimenzija 60x100cm i 60x120cm. Šuplje ploče su usvojene su za raspon od 10m i za ukupno opterećenje od 21.50kN/m2. Usvojena debljina ploča 40cm od betona kvaliteta MB60-C50/60 prema katalogu proizvođača. Šuplje ploče se preko neoprenskih traka debljine 5mm i širine 50mm oslanjaju na međuspratne grede. Nakon postavljanja šupljih ploča izvršena je monolitizacija. Šuplje ploče su projektovane na vatrootpornost od 90min. Gornja površina sloja monolitizacije je obrađena mašinskim ravnanjem uz zaglađivanje a iz razloga zaštite betona od naglog isušivanja, izvršeno je nanošenje ECO Curing smeše.

6. MONTAŽNA ARMIRANOBETONSKA KONSTRUKCIJA – ANEKSI

Delovi objekta između osa „AA-X“ i „B-D“ u kojima su formirani prostori za dostavu repromaterijala i za otpremanje gotove robe su nezavisne konstruktivne celine. Po vrsti konstrukcije to su ramovske konstrukcije koje formiraju AB stubovi, glavni krovni AB nosači i AB rožnjače. Osnovni raspon-raster konstrukcije je 32.5x10m.



Slika 10 - Karakteristični ram

Stubovi su različitih visine do 11.50m od kote gotovog poda i poprečnog preseka 70x70cm. Glava stubova je viljuškasto formirana za prihvatanje glavnih krovnih I-180 nosača. Armiranobetonske čašice su pravougaone osnove 140x140x105cm. Glavni krovni nosači su adheziono prednapregnuti nosači raspona od 32.5m na međusobnom razmaku od 10m. Poprečni presek nosača je I-180. Kvalitet betona u eksploataciji je MB 50 (C40/50) dok su sekundarni nosači-rožnjače raspona 10m na međusobnom razmaku 5.0m. Poprečni presek rožnjača je T-60. Krovni nosači (glavni nosači i rožnjače) su u statičkom proračunu tretirani kao kruta ravan u ravni krova sa primenom krovnog čeličnog sprega. Krutost u ravni krova obezbeđuje krovni spreg koji se formira od čeličnih kutijastih raspinjača i zatega.

Statički proračun konstrukcije je izvšen za sledeća opterećenja:

- krovni pokrivač sa tehničkim teretom 0.40+0.50 = 0.90 kN/m^2
- fasadna konstrukcija 0.35 kN/m^2
- opterećenje od snega 1.00 kN/m^2
- navejavanje snega na krovnim površinama 1.00 – 4.00 kN/m^2
- osnovno opterećenje od vetra za lokaciju Subotica – 23 m/s - qm,50 = 0.648-0.830 kN/m^2
- međuspratna konstrukcija sa stalnim teretom od 1.50 kN/m^2 i korisnim od 20.0 kN/m^2
- opterećenje od krana V = 300 kN, Hx = 20 kN, Hy= 28 kN
- seizmičko opterećenje – VIII zona prema MCS skale, objekat II kategorije, tlo II kategorije

Za objekat je urađena prostorna statička i dinamička analiza. Dimenzionisanja su izvršena prema važećim Pravilnicima i Standardima za odgovarajuće kombinacije uticaja. Na mestima gde se može očekivati nagomilavanje snega isti uticaju su uzeta u obzir kod proračuna konstrukcije.

Na čeličnu i betonsku krovnu konstrukciju je postavljen visokoprofilisani perforirani trapezasti čelični lim 153/290x0.88. Preko krovnog lima je postavljena tvrda termoizolacija od mineralne vune u debljini od 26cm. Finalni sloj krova je mehanički pričvršćena krovna folija. Fasadnu oblogu čine termoizolacioni sendvič paneli Trimo Qbis debljine 15cm sa ispunom od

kamene vune. Fasadna potkonstrukcija je formirana od fasadnih čeličnih stubova koji se postavljalju u sredini raspona između dva betonska stuba na rasponima od 4.30–6.20m. Statički sistem fasadnih stubova je prosta greda sa donjim osloncem na temelje samce i gornjim osloncem preko rožnjače. U gornjem osloncu je izvedena veza koja omogućava vertikalno pomeranje usled ugiba krovnih nosača. Materijal fasadne podkonstrukcije je S235 JRG2 sa antikorozivnom zaštitom C3, S3.21 prema SRPS ISO 12944:2002. Za konstrukciju čelične fasadne potkonstrukcije protivpožarna zaštita nije bila zahtevana.

Podna konstrukcija je AB ploča debljine 20cm u proizvodnom delu, odnosno 50cm u delu visokoreglanog skladišta, dvostruko armirana, prema statičkom proračunu. Ploča je izvedena bez trajnih zarobljenih dilatacija i naknadno sečenih diltacija, sistemom laser screed. Završna obrada poda je izvedena od epoksidnih premaza u debljini od 3-5mm.

Objekat je temeljen na temeljima samcima sistemom plitkog fundiranja sa potrebnom zamenom podtla odnosno izvođenjem tampon sloja od tucanika, zbijenosti do modula stišljivosti min Ms=50Mpa. Dozvoljena nosivost za temelje samce je dobijena od projektanta geomehanike i prema preporuci geomeheničara uzeto je da centrični naponi usled vertikalnih opterećenja ne prelaze 150 kN/m2, u zavisnosti od dimenzija temelja.

Slika 11 - Prikazi jugo-istok i severo-zapad

Projektovanje fabrike je započeto u oktobru 2018., dok je izgradnja započela 01.10.2019. godine. U trenutku podnošenja rada izgradnja i dalje traje, dok je završetak radova planiran za januar 2021. godine. Vrednost ukupne investicije izgradnje je cca 32.000.000,00 €.

LITERATURA

[1] Pravilnik za Beton i Armirani beton PBAB ’87 (Tom 1 i 2), Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 1995.

[2] Jure Radić i suradnici: Betonske konstrukcije priručnik, Sveučilište u Zagrebu – Građevinski fakultet Andris, Zagreb, 2006.

[3] Zarić B, Buđevac D, Stipanić B.: Čelične konstrukcije u gradjevinarstvu (treće izdanje), IRO “Građevinska knjiga”, Beograd, 1995.

[4] Dujmović D, Androić B, Džeba I.: Modeliranje konstrukcija prema Eurocode 3, IA PROJEKTIRANJE, Zagreb, 2004.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-26 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Dragoslav Tošić[1]

KONSTRUKCIJA SEMAFORA NA STADIONIMA FUDBALSKIH KLUBOVA "CRVENA ZVEZDA" I "PARTIZAN"

Rezime:

U ovom radu je prikazana problematika konstruisanja velikih semafora za potrebe sportskih takmičenja. Konstrukcija semafora treba, pored srađevinskih uslova, da zadovolji i uslove funkcionisanja LED panela. Izvedeni semafori su na bazi LED tehnologije i oba semafora su konstruisana kao zatvoreni objekti.

Ključne reči: čelična konstrukcija, semafor, sportski objekat

CONSTRUCTION OF SCOREBOARDS ON STADIUMS OF FC "RED STAR" AND "PARTIZAN"

Summary:

This paper presents the challenges of constructing a large scoreboard for the purposes of sports competitions. The construction of scoreboards should, in addition to the working conditions, satisfy the conditions of functioning of the LED panels. The scoreboards presented in this paper are based on LED technology and both are constructed as closed objects.

Key words: steel structure, scoreboard, sports facility

[1]*Mr Dragoslav Tošić, dipl. inž. građ. glavni inžinjer u Čelikinvestu doo, celikiinvest@gmail.com*

1. UVOD

Sportski stadioni su sa više aspekata jedan od najzahtevnijih tipova konstrukcija. Pored same konstrukcije stadiona, prisutna je i velika količina složene opreme koja takođe zahteva projektovanje nosećih elemenata kako bi se omogućilo njihovo nesmetano i bezbedno funkcionisanje.

Sa razvojem tehnologije, semafori na sportskim stadionima su značajno napredovali tako da se sada već standardno izvode u LED tehnologiji koja omogućava dinamičan i ažuran prikaz rezultata i dodatnih informacija.

Shodno tome, dva najveća srpska fudbalska kluba, FK Crvena Zvezda i FK Partizan su u prethodnom periodu potpuno modernizovali semafore na svojim stadionima uvodeći nove u LED tehnologiji[1,2]. Ovaj potez je zahtevao projektovanje složenih čeličnih nosećih konstrukcija, čije projektovanje i izvođenje su prikazani u ovom radu.

2. SEMAFOR NA STADIONU FK CRVENA ZVEZDA

Prvi semafor na stadionu FK Crvena Zvezda je bio napravljen od saća od sijalica. On se sastojao od ćelija u kojima je bio set od 5×7 sijalaca. Taj set je omogućavao da se paljenjem određenih sijalica dobije željeni svetlosni znak u obliku stilizovanih sloba, brojeva i drugih znakova. Ukupan broj ćelija je bio 26 u podužnom pravcu i 15 po visini.

Prvobitni semafor (slike 1 i 2) je bio postavljen na kraju južnih tribina. Konstrukciju je činila prostorna konstrukcija koja se oslanjala na betonske tribine i na krov čelične krovne konstrukcije, u vidu jednog velikog boksa. Sa prednje strane su se nalazile ćelije sa sijalicama a na zadnjoj strani elektro-instalacije. Po obodu se nalazio paspartu od lima koji je uokvirivao semafor. Ukupna površina semafora je bila 18×7,6 m.

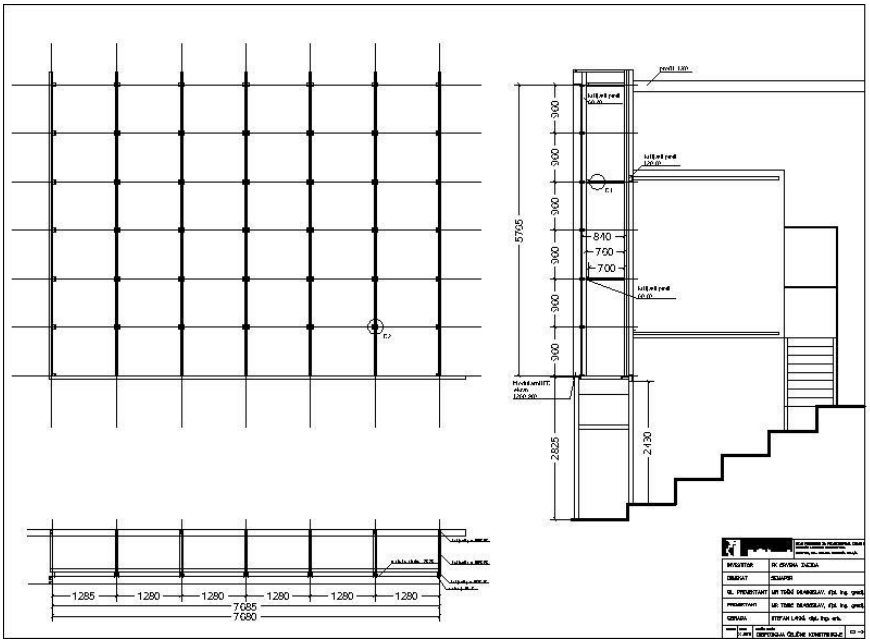
Slika 1 - Stari semafor na stadionu FK Crvena Zvezda

Slika 2 - Elementi starog semafora na stadionu Crvena Zvezda

Prva rekonstrukcija semafora je urađena 2011. godine., u obimu desne polovine semafora. Rekostrucija se sastojala u zameni ćelija od sijalica LED panelima. Izvedena je i nova konstrukcija koja nosi nove LED panele (slika 3). Osnovna konstrukcija semafora je ostala sačuvana, a samo su se menjali elementi koji su trebali da prihvate nove LED panele. Unutrašnjost semafora je podeljena po vetikali na tri dela tehnološkim stazama za opsluzivanje opreme (slika 4).

Novi paneli su bili dimenzija 1280×960 mm (slika 3). U pitanju su boksovi debljine 200 mm u kojima je smeštena LED rasveta sa elektronikom. U prvoj fazi je postavljeno 6×6 panela čime je dobijen dimenzija 7,68×5,76 m (slika 5).

Slika 3 - LED paneli na semaforu na stadionu FK Crvena Zvezda



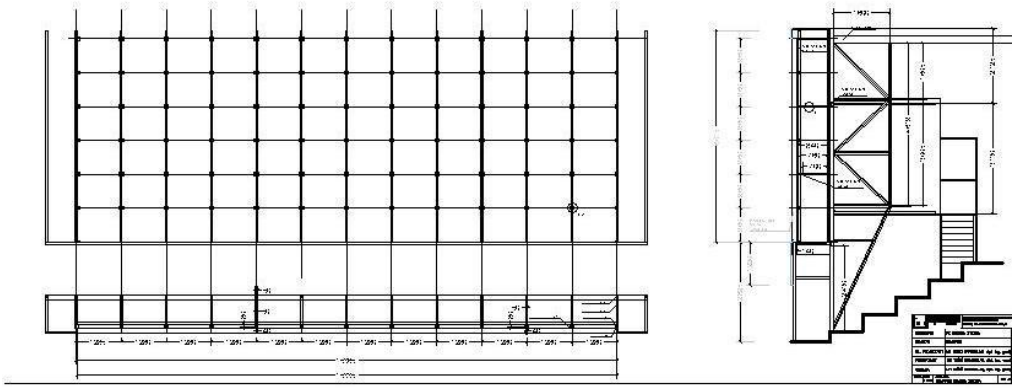
Slika 4 - Izvođački detalji polovine semafora na stadionu FK Crvena Zvezda

Vetikalni stubovi koji nose panele su postavljeni na rastojanju od 1280mm.Paneli se vezuju za stubove pomoću specijalnih veznih elemenata koji se oslanjaju na stub a zavrtnjevima se fiksiraju u svaki ugao panela.

Radove na čeličnoj konstrukciji je izvela firma Čelikinvest doo iz Beograda, a montazu LED panela i elekronike firma VOX 002 doo iz Beograda.

Slika 5 - Montaža LED panela i izgled polovone semaforana stadionu FK Crvena Zvezda

Druga faza rekonstrukcije semafora je započeta 2019. godine (slika 6). Ona je obuhvatala kompletnu dogradnju celog semafora. Novi semafor je izveden u istom stilu kao i u prvoj fazi sa ukupnim brojem LED panela 12×6. Time je dobijena površina ekrana 15,36×5,56 m što daje 90 m^2 površine ekrana. Takav semafor je među najvećim semaforima u Evropi (slike 7 i 8).



Slika 6 - Izvođački detalji celog semafora na stadionu FK Crvena Zvezda

Slika 7 - Izgled celog semafora na stadionu FK Crvena Zvezda

Slika 8 - Semafor u radu na stadionu FK Crvena Zvezda

3. SEMAFOR NA STADIONU FK PARTIZAN

Prvi semafor na stadionu FK Partizan je takođe bio napravljen od saća od sijalica. On se sastojao od ćelija u kojima je bio set od 5×7 sijalaca. Taj set je omogućavao da se paljenjem određenih sijalica dobije željeni svetlosni znak u obliku stilizovanih slova, brojeva i drugih znakova.

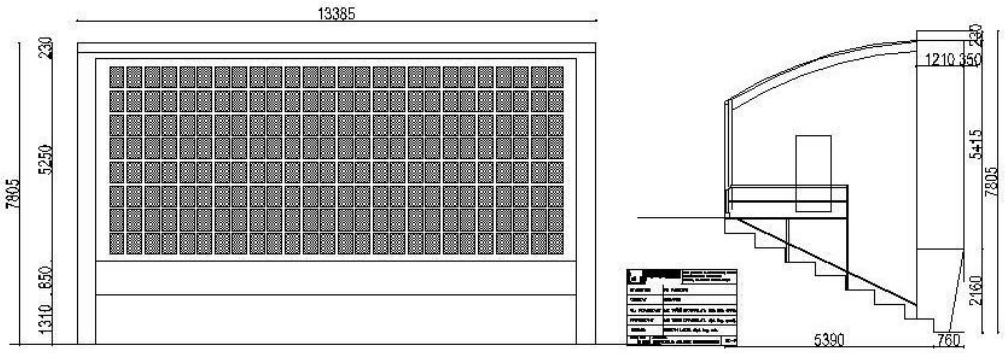
Ukupan broj ćelija je bio 27 u podužnom pravcu i 8 po visini. Prvobitni semafor je bio postavljen na kraju južnih tribina. Za tu namenu je bio napravljen poseban objekat koji je objedinjavao semafo, smeštaj elekto-opreme i i deo za rukovanje semaforom upravljanje time. Sa prednje strane su se nalaze ćelije sa sijalicama a na zadnjoj strani elektro-instalacije. Po obodu se nalazio paspartu od lima koji je uokvirivao semafor. Ukupna površina semafora je bila 13.385×7,85 m (slike 9 i 10).

Prva rekonstrukcija semafora je urađena 2011. godine. Rekonstrukcija se satojala u zameni ćelija od sijalica LED panelima. Izvedena je nova konstrukcija koja nosi nove LED panele. Osnovna konstrukcija semafora je ostala sačuvana a samo su se menjali elementi koji su trebali da prihvate nove LED panele. Unutrašnjost semafora je podeljena po vetikali na tri dela tehnološkim stazama za opsluživanje opreme.

Novi led paneli su bili dimenzija 1280×896 mm. U pitanju su kutije debljine 200 mm u kojima je smeštena LED rasveta sa elektronikom. Postavljeno je 9×6 panela što daje ekran dimenzija 11,52×7,37 6m (slike 11 i 12).

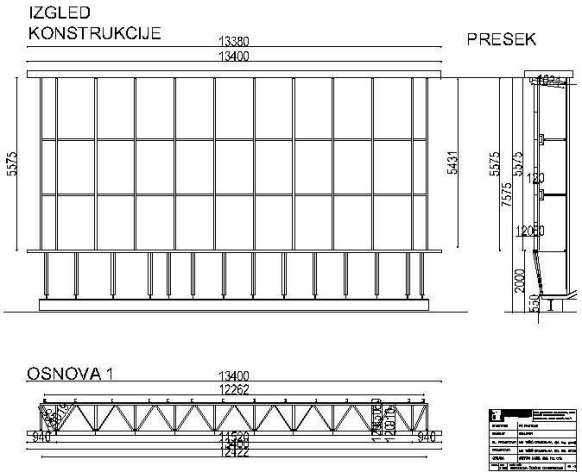
Vetikalni stubovi koji nose panele su postavljeni na rastojanju od 1280 mm. LED paneli se vezuju za stubove pomoću specijalnih veznih elemenata koji se oslanjaju na stub a zavrtnjevima se fiksiraju u svaki ugao panela.

Radove na čeličnoj konstrukciji je izvela firma Čelikinvest doo iz Beograda.



Slika 9 - Konstrukcija staog semafora na stadionu FK Partizan

Slika 10 - Stari semafor na stadionu FK Partizan



Slika 11 - Izvođački detalji celog semaforar na stadionu FK Partizan

Slika 12 - Semafor u radu na stadionu FK partizan

4. ZAKLJUČAK

Projektovanje semafora sa LED panelima je u potpunosti zamenilo staru tehnologiju "lampaša". LED paneli se prave tako da izdržavaju sve vremenske prilike. Čelična konstrukcija koja nosi LED panele treba da odgovara strogim uslovima izrade, antikorozione otpornosti i geometrije. Uglavnom se prave u obliku zatvorene konstrukcije zbog tehnološke opreme i sigurnosti i bezbednosti jer se radi o specifičnoj publici. LED semafori su vrlo prakticni za puštanje i drugih sadržaja i reklama.

LITERATURA

[1] Blic. NOVA ERA NA “MARAKANI”! Postavljen novi semafor na stadionu FK Crvena zvezda, među NAJVEĆIM U EVROPI 2019. https://sport.blic.rs/fudbal/domaci-fudbal/novi-semafor-fk-crvena-zvezda-marakana-rajko-mitic/5pv4cm0 (accessed April 7, 2021).

[2] Vesti.rs. STADION PARTIZANA DOBIO NOVI SEMAFOR 2020. https://www.vesti.rs/Partizan/Stadion-Partizana-dobio-novi-semafor.html (accessed April 7, 2021).

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-27 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Dragan Lukć[1], Zoran Stanojević[2], Aleksandar Stanojković[3], Mladen Rosić[4]

OSIGURANJE TEMELJNE JAME OBJEKTA U ULICI VOJVODE HRVOJA U BEOGRADU

Rezime:

Objekat u ulici Vojvode Hrvoja u Beogradu nalazi se u samom centru grada. Parcela na kojoj se gradi objekat je u nagibu prema ulici Vojvode Hrvoja. Na samoj ivici parcele na najvišoj koti parcele nalazi se postojeći objekat spratnosti Po+Su+Pr+5, fundiran u nivou naglavne grede zaštitnog zida od dijafragmi objekta čija se gradnja planira. Sa bočne strane je postojeći objekat spratnosti Pr+4. Iskop za objekat je dubine 12 m, a na mestima parking mesta i do dubine 15 m. Podzemna voda, registrovana u Geomehaničkom elaboratu, je na dubini 5.8 metara. Prvi deo rada predstavlja projektovano rešenje osiguranja iskopa i susednih objekata imajući u vidu prethodno navedene uslove, dok drugi deo rada prikazuje realizaciju tog projektovanog rešenja.

Ključne reči: osiguranje iskopa, dijafragme, razupiranje, pomeranja

EXCAVATION INSURANCE FOR THE OBJECT IN THE STREET VOJVODE HRVOJA IN BELGRADE

Summary:

Object in Vojvode Hrvoja Street in Belgrade is located in the city center. The parcel on which the building is being built is inclined towards Vojvode Hrvoja Street. At the highest parcel level, on its edge, there is an existing Po + Su + Pr + 5 storey building, founded at the level of the diaphragm head beam of the building whose construction is planned. On the side is the existing Pr + 4 storey building. Excavation for the object is 12 m deep, and at parking places up to 15 m deep. Groundwater, registered in the Geomechanical study, is at a depth of 5.8 meters. The first part of the paper is a projected solution for securing excavation and adjacent structures in view of the above conditions, while the second part presents the realization of that projected solution.

Key words: securing excavation, diaphragms, dismantling, displacements

[1]Dr, redovni profesor, Univerzitet u Novom Sadu, Građevinski fakultet Subotica, drlukic.lukic@gmail.com
[2]Dipl. građ. inž., Spreg d.o.o., Aranđelovac, zoran.stanojevic@spreg.rs
[3]Dipl. građ. inž., Bekament d.o.o., Banja Aranđelovac, aleksandar.stanojkovic@bekament.com,
[4]Dipl. građ. inž., Bekament d.o.o., Banja Aranđelovac, mladen.rosic@bekament.com

1 UVOD

Pri izvođenju dubokih iskopa, a u cilju obezbeđenja bočnih strana iskopa, javlja se potreba za izradom zaštitne konstrukcije temeljne jame. Posebno, ovo se naročito odnosi na gradske uslove u kojima je prostor oko jame ograničen i gde se u neposrednoj blizini jame nalaze susedni objekti. U zavisnosti od dubine iskopa, dimenzija temeljne jame i geotehničkih uslova tla primenjuju se različiti sistemi zaštite temeljne jame [2]. Ako su dubine iskopa velike (više podzemnih etaža, što je slučaj ovog objekta) tada se kao rešenje nameće zaštita primenom zaštitnog zida od bušenih šipova ili zida od armiranobetonskih dijafragmi. Pri projektovanju ovog objekta projektant se opredelio za zaštitnu konstrukciju u vidu zavese od armiranobetonskih dijafragmi d=60 cm, koje su ujedno i deo konstrukcije objekta. Pri tome, zaštitna konstrukcija treba da zadovolji sledeće uslove:

- Da sa dovoljnim koeficijentom sigurnosti može da prihvati bočne pritiske tla i vode;
- Da su promene naponsko-deformacijskih stanja u tlu oko temeljne jame za vreme izvođenja radova relativno male i da usled njih ne dolazi do pomeranja koja mogu izazvati oštećenja na susednim objektima i instalacijama oko jame;
- Da je koštanje izvođenja ovakvih konstrukcija ekonomski prihvatljivo, ako se radi o privremenim konstrukcijama;
- Da postupci izvođenja ovakvih konstrukcija nisu složeni;

Za izgradnju ovog objekta, dubine iskopa su veće od 8 metara, i konstrukcije kao konzolni elementi koji su elastično uklješteni u tlo ne mogu da prihvate bočne pritiske tla sa dovoljnim faktorom sigurnosti. Pored toga, sastav tla je takav da pomeranja na vrhu zaštitne konstrukcije postaju velika i prete da dovedu do pojave oštećenja na susednim objektima. Zbog toga je predviđeno da se vrši razupiranje obodnih zidova zaštitne konstrukcije temeljne jame u više nivoa.

Proračuni ovakvih konstrukcija su složeni jer se radi o rešavanju interakcije konstrukcije i tla. Pored toga, ovakvim proračunom treba obuhvatiti promene napona i deformacija u tlu i zaštitnoj konstrukciji prema fazama izvršenja radova.

2 ULAZNI PODACI ZA PROJEKTOVANJE

Za potrebe projekovanja zaštite temeljne jame prvo treba sagledati lokaciju – položaj susednih objekata: spratnost i način njihovog fundiranja. Drugi veoma značajan uslov za određivanje tehničkog rešenja su inženjersko geološki i hidrogeološki uslovi lokacije. Takođe, i predviđeni konstruktivni sistem ima uticaja na tehničko rešenje zaštite iskopa (temeljne jame).

2.1 LOKACIJA OBJEKTA – POLOŽAJ SUSEDNIH OBJEKATA

Građevinska parcela na kojoj se gradi stambeno poslovni objekat se nalazi na uglu ulica Vojvode Hrvoja i Mihaila Gavrilovića, na k.p. 4234/2, 4235/1 i 4235/2 K.O. Vračar u Beogradu. Parcela je u blagom nagibu prema ulici Vojvode Hrvoja. Na samoj ivici parcele na najvišoj koti parcele nalazi se postojeći objekat spratnosti Po+Su+Pr+5, fundiran u nivou naglavne grede zaštitnog zida od dijafragmi objekta čija se gradnja planira. Sa bočne strane je

postojeći objekat spratnosti Pr+4. Ostale ivice parcele su do trotoara navedenih ulica. Položaj susednih objekata prikazan je na slici 1.

a) b) c) d)

Slika 1 - Granice građevinske parcele: a) prema ulici Mihaila Gavrilovića, b) prema najvišoj koti parcele, c) objekat sa bočne strane, d) prema ulii Vojvode Hrvoja [3]

2.2 INŽENJERSKO GEOLOŠKI I HIDROGEOLOŠKI USLOVI

U cilju izrade projekta i pribavljanja građevinske dozvole urađen je Elaborat o geotehničkim uslovima fundiranja stambeno poslovnog objekta na uglu ulica Vojvode Hrvoja i Mihaila Gavrilovića, na k.p. 4234/2, 4235/1 i 4235/2 K.O. Vračar u Beogradu. Na osnovu analize postojeće geotehničke dokumentacije i istraživanja na predmetnoj lokaciji izdvojene su različite litološke sredine:

Nasip-n, sredina (1) prekriva površinu terena promenljive debljine od 0,5 do1,0

Les l, sredina (2_1) izgrađuje pripovršinske delove terena , prašinasto do slabo peskovit . U konstrukciji terena predstavlja **I** horizont lesa, a zastupljen je 1,0m-2,0m;

Pogrebena zemlja,sredina (3_1), zastupljena je ispod lesa na dubini od 2,0m do 3,0m;

Les Il, sredina(2_3) predstavlja **II** horizont lesa u konstrukciji terena zastupljenje od 5,10m do 6,0m , prašinasto glinovit do slabo peskovit;

Pogrebena zemlja-Pz,sredina (3_2), zastupljena je ispod II horizonta lesa od 4,0m do 5,10m, prašinasto glinovitog je sastava, polu tvrda do tvrda sa konkrecijama i prahom CaCo3;

Les IIl, sredina(2_3) predstavlja **III** horizont lesa u konstrukciji terena zastupljenje od 5,10m do 6,0m , prašinasto glinovit do slabo peskovit . Sadrži CaCo3 u vidu praha, žute do žuto smeđe boje;

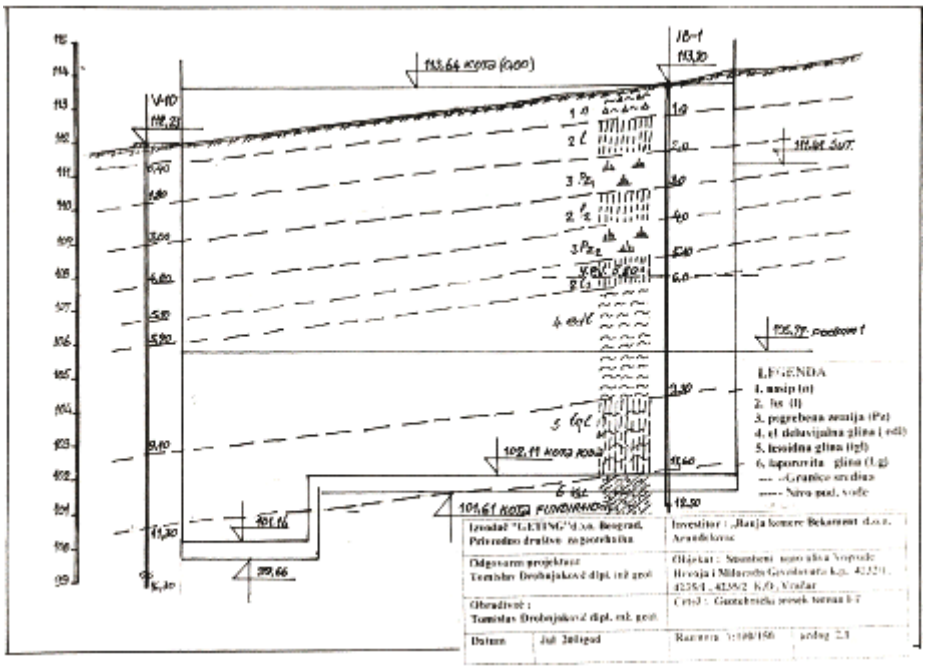
Eluvijalno –deluvijalne glina-edl, sredine (4) zastupljene su u terenu od 6,0m do 9,30m.

Lesoidna glina, sredina (5), prašinastog sastava, lesnog porekla.

Laporovite gline (LG), sredina (6), javljaju se u povlatnoj zoni tercijernih sedimenata na dubini od 11,60m;

U hidrogeološkom pogledu prirodni teren, u površinskom delu, predstavlja vodopropusnu i vodoocednu sredinu. Nivo podzemne vode je formiran u podini izmenjenog lesa u sloju deluvijalnih glina na dubini 5,80m.

S obzirom da se objekat znatno ukopava, može se reći da će iskop za novoprojektovani objekat biti pod uticajem podzemne vode. Imajući to u vidu, projektant se opredelio za rešenje sa dijafragmama. Na slici 2 prikazan je geotehnički presek terena.



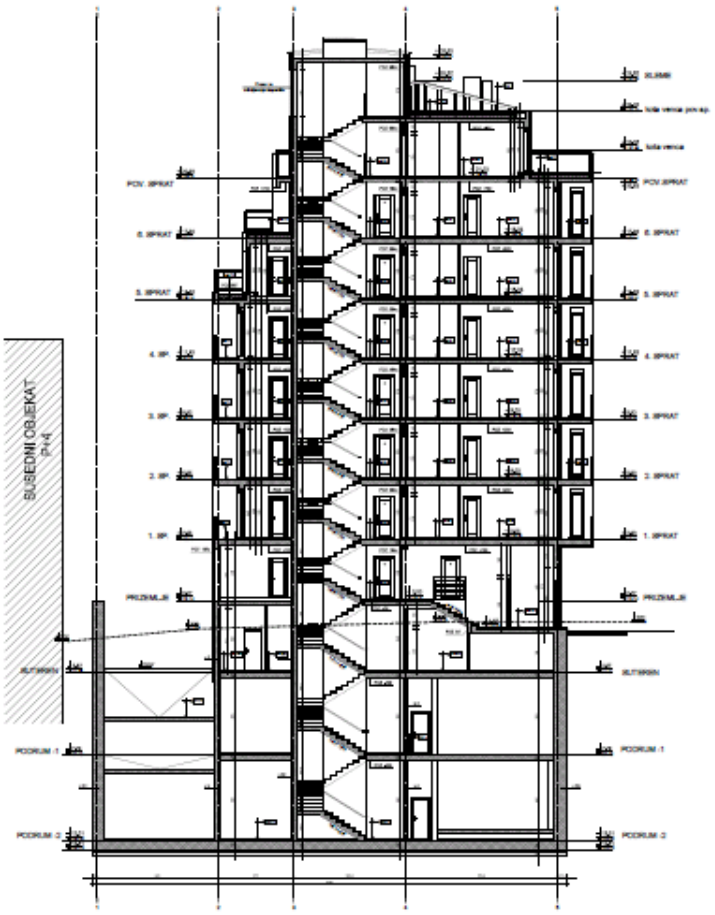
Slika 2 - Geotehnički presek terena [1]

Prema inženjrsko geološkim i hidrogeološkim uslovima u Elaboratu je navedno sledeće: "Za projektovanu kotu podruma, temeljni iskop će biti u zoni podzemne vode. Oscilacije podzemne vode su moguće, pa je moguća i promena nivoa podzemne vode. Za podzemne prostorije objekta, treba izvesti odgovarajuću drenažu i hidroizolaciju. Iskop izvoditi kontinualno bez većeg zastoja, zbog mogućeg priliva atmosferskih voda u temeljnu jamu."

2.3 KONSTRUKCIJA OBJEKTA

Stambeno poslovni objekat je spratnosti $P_{-2}+P_{-1}+S_u+P_r+6+P_s$. Međuspratne konstrukcije objekta čine pune armirano betonske ploče debljine d=22 cm, a debljina donje ploče je d=50 cm. Spoljašnji zidovi podzemnog dela su dijafragme (koje služe i kao i zaštitna konstrukcija iskopa), dok su spoljašnji zidovi nadzemnog dela i unutrašnja konstrukcija objekta armirano betonska platna i subovi (Slika 3). Temeljna ploča kao i međuspratne kontrukcije podzemnih etaža su uklještene u dijafragme. Izrada dijafragmi je predviđena od vodonepropusnog betona MB 30.

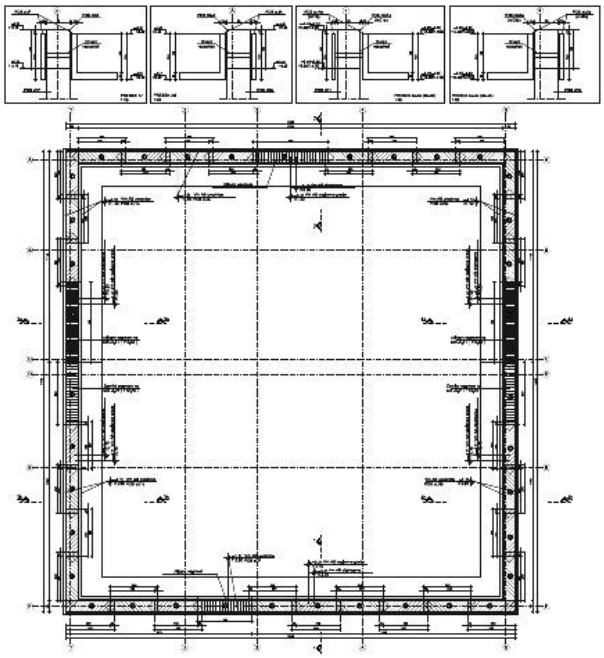
Proračun konstrukcije sproveden je programskim paketom TOWER kao jedinstvena prostorna konstrukcija, a u skladu sa važećim SRPS standardima. U poračun su uključene dijafragme.



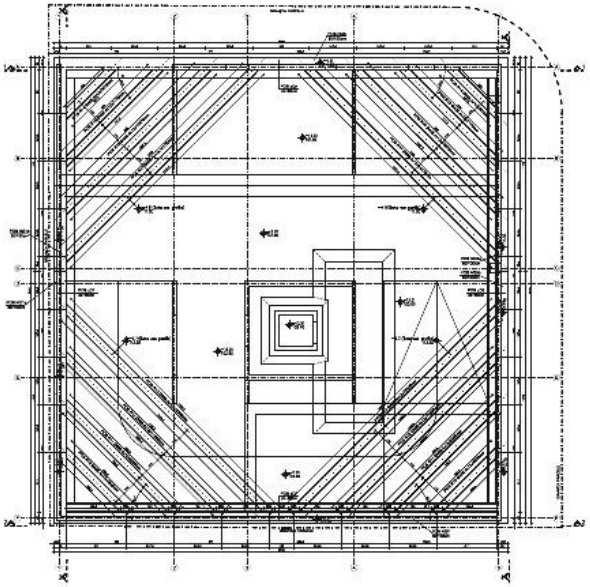
Slika 3- Konstrukcija objekta – vertikalni presek [1]

3. PROJEKTOVANO REŠENJE ZAŠTITE TEMELJNE JAME

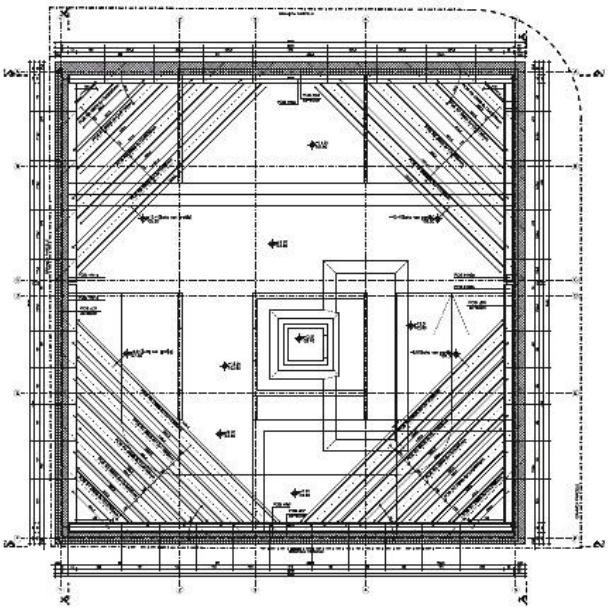
Imajući u vidu navedene granične uslove, projektom je dato rešenje sa izradom obodnih dijafragmi debljine 60 cm (prikazano na slici 4). Na rešenje sa izradom dijafragmi projektant se odlučio imajući u vidu nivo podzemne vode i položaj visokog postojećeg objekta na samoj granici parcele. Takvim rešenjem sprečava se sniženje podzemne vode i ugroženost postojećeg objekta. Takođe, iskop se izvodi u suvom što omogućava lakši iskop i transport iskopanog materijala. Da bi se sprečilo izdizanje vode iza dijafragmi predviđeno je da se u nivou kote podzemne vode ostave (ili naknadno izbuše) barbakane i da se voda kontrolisano odvede. Kao što je navedeno parcela je u blagom nagibu pa su uvodnice urađene sa jednom kaskadom na bočnim stranama upravnim na ulicu Vojvode Hrvoja (slika 7). Dužine dijafragmi su 22m i 18 m. Razupiranje je predviđeno kaskadno u dva nivoa. Prvi nivo razupiranja je u nivou naglavne grede dijafragmi, a drugi nivo je na rastojanju 2.2 m odnosno 1.8 m od prvog nivoa (slike 5 i 6).



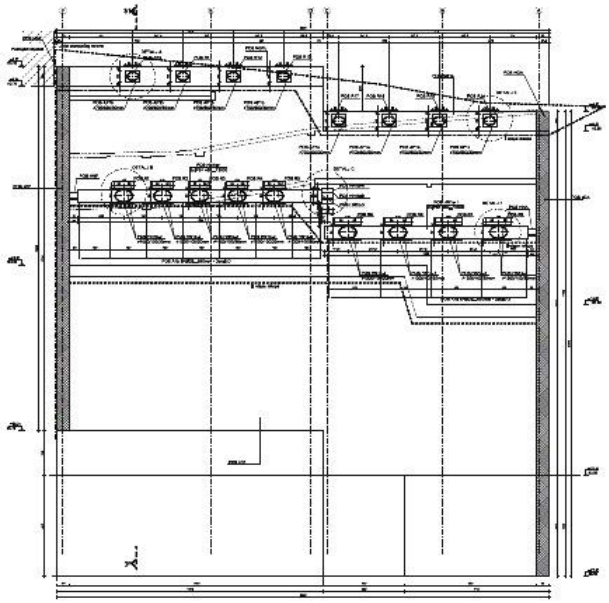
Slika 4 - Dispozicija dijafragmi i detalji uvodnica [1]



Slika 5- Dispozicija razupora: nivo -2.71(-4.91) [1]



Slika 6 - Dispozicija razupora: nivo -8.61(-10.41) [1]



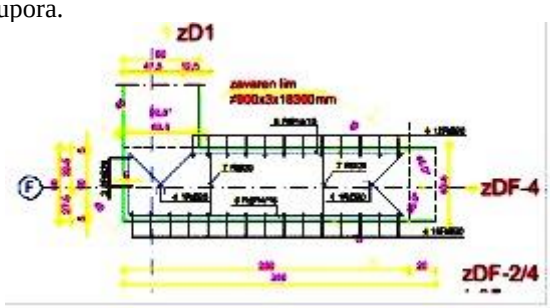
Slika 7 - Vertikalni *položaj dijafragmi i razupora [1]*

3.1 REDOSLED IZVOĐENJA RADOVA

Da bi se radovi izvodili sa potrebnim obezbeđenjem stabinosti iskopa i susednih objekata u projektu je definisan redosled izvođenja radova, a prema sledećem:

- Priprema platoa za izradu uravnica;
- Izrada uravnica prema detaljima iz projekta (slika 4);
- Izrada armirano betonskih dijafragmi d=60cm: beton MB30, armatura (slika 8);
- Izrada naglavne grede od armiranog betona MB30;
- Ugradnja prvog reda razupora čeličnih cevi u nivou naglavnih greda (slika 5);
- Iskop unutar dijafragmi do kote drugog reda razupora;
- Ugradnja drugog reda razupora čeličnih cevi na projektovanoj koti (slika 6);
- Iskop do predviđene dubine fundiranja;
- Izrada tampon sloja šljunka prema projektu;
- Izrada sloja mršavog betona za zaštitu hidroizolacije;
- Izrada hidroizolacije prema projektu;
- Izrada zaštite hidroizolacije betonom d=5 cm;
- Armiranje donje ploče prema planovima armature;
- Betoniranje donje ploče betonom MB 30,
- Izrada vertikalnih elemenata podzemnih etaža;
- Izrada međuspratnih konstrukcia podzemnih etaža;
- Sukcesivno uklanjanje razupora čeličnih cevi;

Uklanjanje razupora izvršiti pažljivo tek nakon ugradnje betonskih elemenata koji preuzimaju ulogu razupora.



Slika 8 - Plan armature ugaone dijafragme [1]

4. IZVOĐENJE RADOVA

Zaštita temeljne jame i susednih objekata u svemu je izvedena prema projektovanom rešenju. Pri izvođenju radova nije bilo nikakvih problema.

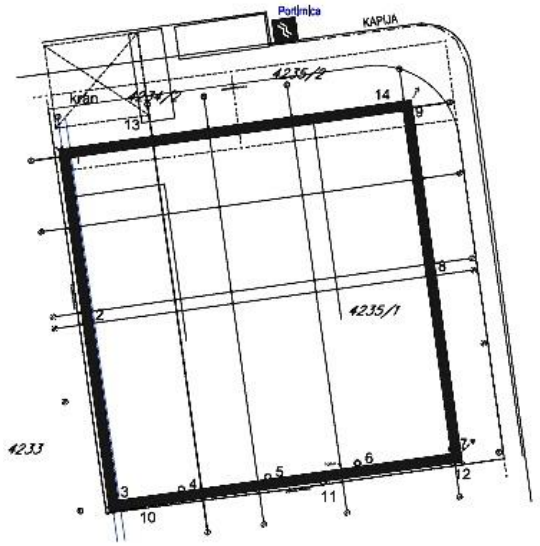
4.1 PRIKAZ IZVOĐENJA RADOVA

Izgradnja najznačajnijih radova na osiguranju temeljne jame prikazana je na slici 9. Prikazana je ugradnja gornjih i donjih razupora i iskop, a ostali radovi na osiguranju temeljne jame nisu prikazani zbog ograničenja obima rada.

Slika 9 - Izgradnja zaštite remeljne jame –razupore i iskop [3]

4.2 GEODETSKO PRAĆENJE POMERANJA

U cilju verifikacije predloženog rešenja u toku izgradnje, praćena su pomeranja. Pre početka izgradnje objekta urađeno je nulto snimanje. U toku izgradnje konstrukcije i po završetku izvršena su kontrolna snimanja. Na slici 10 prikazan je položaj repera za praćenje pomeranja zaštitne konstrukcije temelne jame objekta.



Slika 10 - Raspored repera za praćenje pomeranja [3]

Tabela 1- Rezultati osmatranja pomeranja zaštitne konstrukcije [3]

Br. Tačke	Y	X	H	Razlika po Y osi [m]	Razlika po X osi [m]	Razlika u visini [m]
1	7458911.040	4960909.101	111.574	0.000	-0.001	-0.002
2	7458912.476	4960898.708	113.698	-0.006	-0.008	0.001
3	7458914.143	4960886.971	113.708	-0.003	-0.001	-0.001
4	7458918.679	4960887.478	113.675	0.001	0.002	-0.003
5	7458924.407	4960888.310	113.731	0.003	0.000	-0.002
6	7458930.335	4960889.211	113.743	0.005	-0.001	-0.003
7	7458936.595	4960890.158	113.730	0.005	0.002	-0.003
8	7458935.168	4960901.953	113.593	-0.002	-0.003	-0.002
9	7458933.642	4960912.185	111.541	-0.002	-0.005	-0.002
10	7458916.093	4960886.611	114.825	-0.003	-0.001	-0.002
11	7458928.081	4960887.998	114.980	-0.001	0.002	-0.002
12	7458936.938	4960889.486	115.144	0.002	0.004	-0.001
13						
14						

U tabeli 1 prikazani su rezultati osmatranja pomeranja zaštitne konstrukcije objekta. Na osnovu dobijenih merenja pomeranja objekta, može se zaključiti da su pomeranja u dozvoljenim granicama.

5 ZAKLJUČAK

U okviru ovog rada je prikazana jedna metoda osiguranja temeljne jame i susednih objekata. Ovakvo rešenje je moguće i najcelishodnije kod izgradnje tri podzemne etaže. Pored toga, autori ovog rešenja su u svakom momentu razmišljali o osiguranju stabilnosti susednih objekata. Ovakav pristup projektanata je ne samo neophodan, već i obavezan, a što se pokazalo u veoma uspešnoj izgradnji ovog objekta. Projektanti treba da izbegavaju improvizacije koje često dovode do ugrožavanja susednih postojećih objekata i zarušavanja.

LITERATURA

[1] *Glavni projekat stambeno poslovnog objekta u ulici Vojvode Hrvoja u Beogradu* /na osnovu koga je dobijena građevinska dozvola/, 2018, Beograd

[2] Lukić, D., Prokić, A.: *Primena krutih čeličnih profila kod izgradnje podzemnih etaža*, Zbornik radova Građevinskog fakulteta Subotica br. **20**, 2011, Subotica, str. 69-79

[3] *Gradilišna dokumentacija objekta u ulici Vojvode Hrvoja*, 2020, Beograd

Napomena: Ovaj rad je u skladu sa projektom Ministarstva za nauku i tehnološki razvoj Republike Srbije, Nemanjina 22-26 (Projekat TR 36043)

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-28 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Đorđe Đokić[1], Aljoša Filipović[2], Nenad Fric[3]

UTICAJ PODUŽNOG KROVNOG SPREGA NA DUŽINU IZVIJANJA GLAVNIH STUBOVA INDUSTRIJSKE HALE

Rezime:

Rad prikazuje parametarsku analizu izvijanja uklještenih stubova industrijske hale uzimajući u obzir i postojanje podužnog krovnog sprega. Primenom LBA (*Linear Buckling Analysis*) u prostornom modelu čelične konstrukcije određena je najpre kritična sila izvijanja, a zatim i koeficijent dužine izvijanja glavnih stubova industrijske hale. Analizom je obuhvaćeno osam različitih dispozicionih rešenja industrijske hale u smislu položaja podužnog krovnog sprega i vertikalnog sprega u kalkanu. U okviru svakog dispozicionog rešenja varirana je dužina hale. Razmatran je slučaj kada se spregovi projektuju tako da njihova ispuna može da prihvati pritisak i zatazanje, kao i slučaj kada spreg čini ispuna koja prihvata samo sile zatezanja. Prikazana je vrednost koeficijenta dužine izvijanja glavnih stubova industrijske hale u funkciji uticajnih parametara.

Ključne reči: dužina izvijanja, LBA, stub, podužni krovni spreg

INFLUENCE OF LONGITUDINAL ROOF BRACING ON THE BUCKLING LENGTH OF THE MAIN COLUMNS IN INDUSTRIAL HALL

Summary:

This paper presents a parametric analysis of flexural buckling of cantilever columns of industrial hall with longitudinal roof bracing. Linear Buckling Analysis - LBA was performed in 3D hall model to determine critical buckling load and buckling coefficient of the main columns. The analysis included eight different industrial hall layouts in terms of longitudinal roof bracing and gable end bracing positions. Within each layout, the hall length was varied. Two cases of bracing structural behaviour were considered: bracing diagonals that can be loaded both in tension and compression and diagonals that can only be loaded in tension. Buckling coefficient values of the main columns of the industrial hall are presented in function of influencing parameters.

Key words: buckling length, LBA, column, longitudinal roof bracing

[1] *BSc, Student, University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, djokicdjordje95@gmail.com*
[2] *MSc, Civil Eng, Teaching assistant, Faculty of Civil Engineering University of Belgrade, afilipovic@grf.bg.ac.rs*
[3] *PhD, Civil Eng, Assistant professor, Faculty of Civil Engineering University of Belgrade, fric@imk.grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

Određivanje nosivosti pritisnutih elemenata na fleksiono izvijanje, može se izvršiti primenom opšte metode proračuna koja je data u EN 1993-1-1 [1], a koja se zasniva na zavisnosti između bezdimenzionalnog koeficijenta izvijanja, koji predstavlja odnos proračunske nosivosti elementa na fleksiono izvijanje i proračunske nosivosti poprečnog preseka na pritisak sa jedne strane i bezdimenzionalne relativne vitkosti, koja predstavlja odnos nosivosti poprečnog preseka na pritisak i elastične kritične sile izvijanja sa druge strane [2]. Dakle, metodi proračuna nosivosti pritisnutih elemenata na izvijanje prethodi postupak određivanja elastične kritične sile izvijanja. Tačnost u određivanju vrednosti kritične sile izvijanja zavisi od pouzdanosti interpretacije graničnih uslova oslanjanja. Kritična sila izvijanja (N_{cr}) najčešće se određuje analitičkim izrazom u funkciji modula elastičnosti (E), momenta inercije (I) i dužine izvijanja (L).

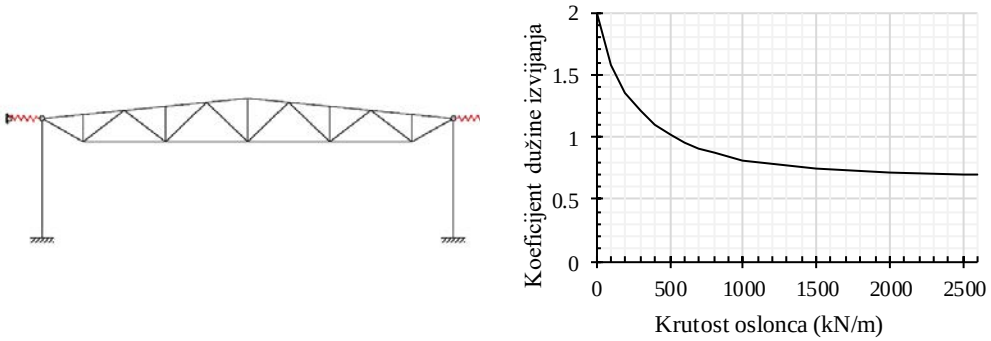
$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \tag{1}$$

U fizičkom smislu dužina izvijanja predstavlja dužinu ekvivalentnog pritisnutog elementa konstantnog poprečnog preseka koji je zglobno oslonjen na svojim krajevima i ima istu kritičnu silu kao i razmatrani štap, odnosno to je rastojanje između susednih, realnih ili fiktivnih prevojnih tačaka izvijenog oblika elementa. Za četiri osnovna Ojlerova slučaja, sa različitim uslovima oslanjanja, date su vrednosti dužine izvijanja i one se mogu prikazati kao proizvod koeficijenta dužine izvijanja (β) i dužine elementa [3]. Često se ponašanje nekog elamenta u konstrukciji ne može opisati nekim od ova četiri Ojlorova slučaja izvijanja. Većina programa za analizu konstrukcija pruža mogućnost proračuna kritične sile izvijanja proizvoljnog elemenata konstrukcije čime se može efikasno rešiti ovaj problem.

Najčešći primer konstruktivnog rešenja čelične konstrukcije industrijskih hala predstavljaju sistemi kod kojih se stabilizacija konstrukcije usled horizontalnih dejstava obezbeđuje sa uklještenim stubovima i spregovima. Ukoliko ne postoje zahtevi za ponavljanjem glavne noseće konstrukcije u kalkanskim zidovima, tako da se hala u budućnosti može produžiti bez ojačanja konstrukcije, tada kalkanske zidove, za uobičajne visine objekata, čine "pendel" stubovi čija se stabilnost u poprečnom pravcu postiže postavljanjem vertikalnih spregova u kalkanu. Funkcija podužnih krovnih spregova je da prihvate reakcije fasadnih stubova u podužnim zidovima, međutim ukoliko su glavni stubovi na međusobnom rastojanju do 7.0 m tada izostaje potreba za fasadnim stubovima u podužnim zidovima. U konstruktivnim sistemima gde podužne zidove čine samo glavni stubovi, podužni krovni spregovi predviđaju se sa ciljem da obezbede sadejstvo svih glavnih nosača u prijemu i preraspodeli horizontalnih opterećenja. Postojanjem podužnog krovnog sprega se znatno smanjuje deformacija glavnog nosača i bitno poboljšava poprečna krutost hale [4].

Konzervativna metoda proračuna podrazumeva da se dužina izvijanja uklještenih stubova glavnih nosača, na koje se zglobno oslanja rešetkasti krovni nosač, odredi zanemarivajući poboljšanje poprečne krutosti hale. Dakle, u tom slučaju kritična sila fleksionog izvijanja određuje se izrazom datim jednačinom (1) gde se za dužinu izvijanja usvaja dvostruka vrednost visine stuba. Realan statički sistem glavne noseće konstrukcije prikazan je na slici 1a. Uticaj podužnog krovnog sprega na deformabilnost glavnog nosača uzima se u obzir postavljanjem

elastičnih oslonaca na vrhu stubova. Vrednost kritične sile izvijanja, odnosto koeficijenta dužine izvijanja, zavisi od krutosti podužnog krovnog sprega. Varirajući krutost oslonca u vencu statičkog sistema prikazanog na slici 1a dobijen je dijagram prikazan na slici 1b, koji predstavlja zavisnost između koeficijenta dužine izvijanja i krutosti oslonca u vrhu stubova. Za beskonačnu krutost oslonca dobija se vrednost koeficijenta izvijanja β=0.7 što odgovara Ojlerovom slučaju u kome je štap na jednom kraju uklješten, a na drugom zglobno oslonjen. Ukoliko oslonac ima zanemarljivu krutost tada vrednost koeficijenta dužine izvijanja teži vrednosti Ojlerovog slučaja za konzolu β=2. Krutost podužnog krovnog sprega, zavisi od oblika ispune sprega, aksijalne krutosti profila sprega, statičke visine sprega, dužine hale i krutosti vertikalnih spregova u kalkanu koji predstavljaju oslonac podužnim krovnim spregovima. Tačna vrednost koeficijenta dužine izvijanja glavnih stubova može se odrediti primenom linearne analize sopstvenih oblika izvijanja na prostornom modelu konstrukcije kojom se uzimaju u obzir svi pomenuti parametri.



a) Realan statički sistem glavne noseće konstrukcije

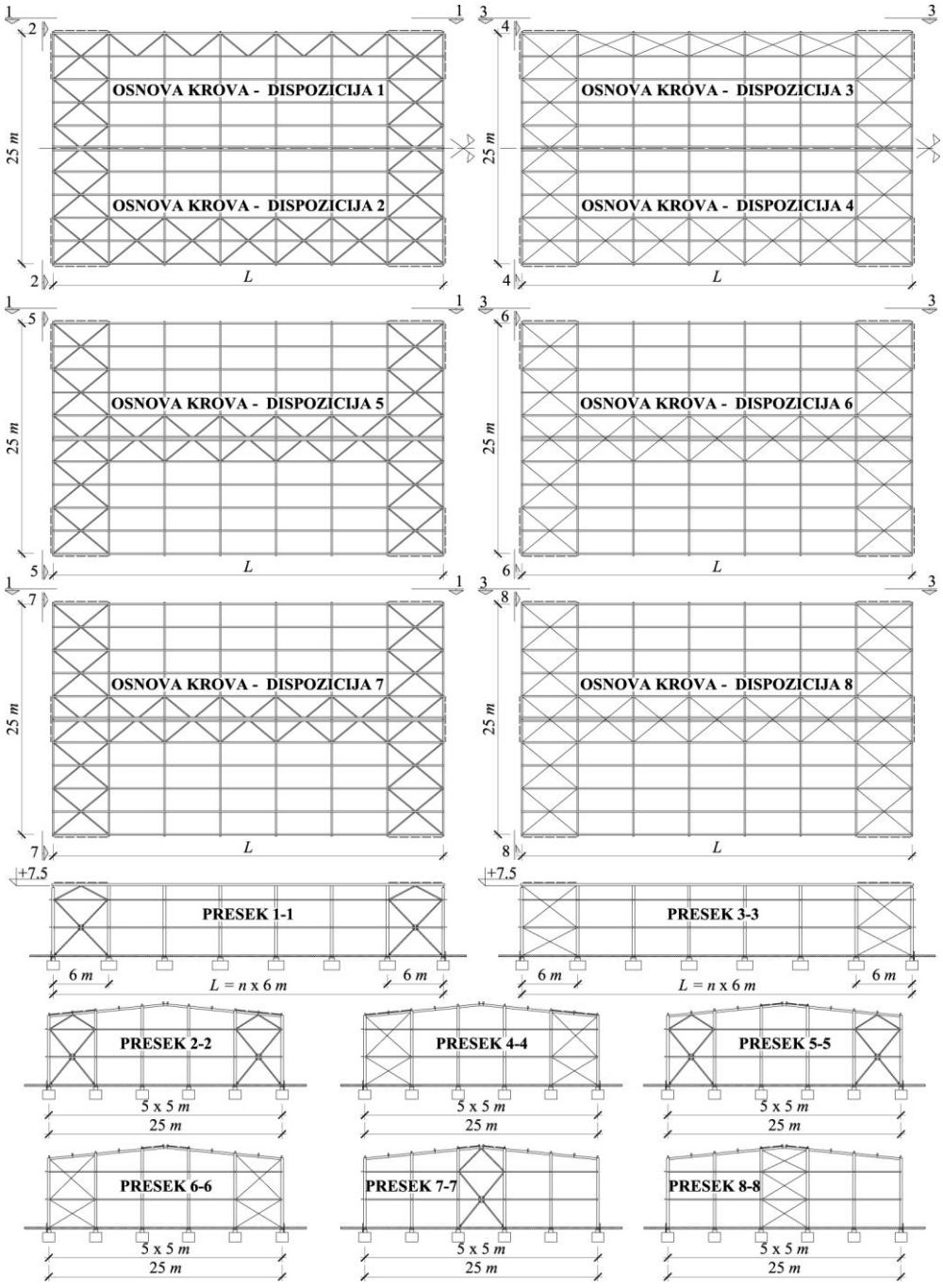
b) Uticaj krutosti podužnog krovnog sprega na koeficijent dužine izvijanja

Slika 1 – Uticaj podužnog krovnog sprega na deformabilnost glavnog nosača

Ovaj rad prikazuje parametarsku analizu određevinja koeficijenta dužine izvijanja glavnih stubova za različita dispoziciona rešenja. Osim variranja konstruktivnih rešenja u okviru osam različitih dispozicija varirana je i dužina objekta.

2. OPIS PARAMETARSKE ANALIZE

Uzimajući u obzir uticajne parametere na ponašanje stubova pri pritisku, urađena je parametarska analiza. Analizirano je 8 različitih konceptualnih rešenja dispozicije industrijske hale koja su prikazana na slici 2. Rešenja obuhvataju različite položaje i statičke visine podužnih krovnih spregova, različit položaj vertikalnih spregova u kalkanu, kao i različitu ispunu podužnih krovnih spregova i vertikalnih spregova u kalkanu. Analizirani su spregovi sa ispunom od ugaonika, koji su projektovani tako da mogu prihvatiti pritisak i zatezanje i ispuna od zatega kružnog poprečnog preseka, koje su projektovane da prihvate samo sile zatezanja. U okviru svakog dispozicionog rešenja varirana je dužina hale od 42.0 m do 78.0 m, tako što je dodavano po jedno polje hale. Raster glavne noseće konstrukcije iznosi 6.0 m, dakle za svako dispoziciono rešenje analizirano je 7 različitih dužina hale.



Slika 2 – Analizirana dispoziciona rešenja industrijskih hala

Napravljeno je ukupno 56 prostornih modela u kojima je primenom linearne analize sopstvenih oblika izvijanja (LBA - *Linear Buckling Analysis*) određena kritična sila izvijanja glavnih stubova za svaki model. Modeliranje sa ciljem određivanja kritične sile izvijanja urađeno je paralelno u dva programska paketa *Tekla Structures Designer* i *Robot Structural Analysis*. Na osnovu uticaja u prostornim modelima izvršeno je dimenzionisanje elemenata prema graničnim stanjima nosivosti i graničnim stanjima upotrebljivosti, kako bi svi elementi konstrukcije uključujući i glavne stubove imali dodeljene adekvatne poprečne preseke.

Globani oblik izvijanja je takav da se vrednost koeficijenta izvijanja β menja u zavisnosti od položaja stuba po dužini hale. Najmanju vrednost imaju stubovi u sastavu vertikalnog sprega i stubovi koji su bliže kalkanskom zidu. Stub koji je najbliži sredini dužine hale, zbog deformabilnosti podužnog krovnog sprega, predstavlja stub sa najmanjom kritičnom silom, odnosno najvećim koeficijentom dužine izvijanja. Rezultati koji će biti prezentovani u nastavku odnose se na taj stub.

Glavnu noseću konstrukciju svih razmatranih modela čine uklješteni stubovi na koje se zglobno oslanja rešetkasti krovni nosač. Raspon rešetkastog krovnog nosača iznosi 25.0 m. Glavni nosači postavljaju se na međusobnom rastojanju od 6.0 m. Visina glavnih stubova u vencu iznosi 7.5 m. Ukupna dužina objekta iznosi $n \times 6$, gde n predstavlja broj polja i u razmatranim modelima kreće se od 7 do 13. Između dva glavna stuba dispozicionim rešenjima nisu predviđeni fasadni stubovi u podužnim zidovima. Krovnu konstrukciju čine rožnjače, koje su postavljene na rastojanju od 2.5 m, podužni i poprečni krovni spregovi. U krajnjim osama predviđena je kalkanska konstrukcija, koju čine fasadni stubovi, fasadne rigle i vertikalni spregovi u kalkanskom zidu. Fasadni stubovi u kalkanskim zidovima su zglobno oslonjeni na temelj. U podužnim zidovima u ugaonim poljima predviđeni su vertikalni spregovi, koji predstavljaju oslonce poprečnim krovnim spregovima. Osnovni materijal elemenata čelične konstrukcije je čelik S235JR. Razlike između 8 različitih konceptualnih dispozicija sastoje su u položaju i rasponu podužnih krovnih spregova i vertikalnih spregova u kalkanu, kao i u ispuni spregova.

U dispoziciji označenoj sa rednim brojem 1 podužni krovni spreg nalazi se u prvom polju do venčanice i statičke je visine 2.5 m. Vertikalni spregovi u kalkanu nalaze se u dva ugaona polja, kao što je to prikazano na preseku 2-2 na slici 2. Ispuna spregova je od vrućevaljanih profila L poprečnog preseka. Za razliku od dispozicije 1, kod dispozicije koja je označena rednim brojem 2 statička visina podužnog krovnog sprega iznosi 5.0 m i on se nalazi u prva dva polja gledajući od venčanice. Poprečni preseci i položaj vertikalnih spregova u kalkanu je isti kao u dispoziciji 1. Dispozicije označene sa rednim brojevima 3 i 4 predstavljaju modifikaciju dispozicija 1 i 2, respektivno. U ovim dispozicijama poprečni preseci ispuna spregova su kružnog poprečnog preseka, projektovani da prihvate samo sile zatezanja. U skladu sa tim kod ovih dispozicija modifikovana je ispuna sa trougaone ispune na ispunu sa ukrštenim dijagonalama, kao što je to prikazano na osnovama krovne konstrukcije i preseku 4-4 na slici 2. Podužni krovni spreg kod dispozicija označenim sa rednim brojevima 5 i 6 nalazi se u sredini objekta i zauzima dva polja, po jedno sa svake strane slemenjače. U dispoziciji označenoj sa rednim brojem 5 ispuna je od vrućevaljanih profila L poprečnog preseka, dok je u dispoziciji 6 ispunu čine zatege od okruglog čelika. Kod ovih dispozicionih rešenja vertikalni spregovi zadržali su isti položaj koji su imali u prethodnim dispozicijama, kao što je to prikazano na presecima 5-5 i 6-6 na slici 2 za dispoziciju 5 i dispoziciju 6, respektivno. Osnova krovne konstrukcije dispozicija 7 i 8 identična je sa osnovama krovne kostrukcije dispozicija 5 i 6. Karakteristika za ove dve dispozicije jeste položaj

vertikalnih spregova u kalkanu koji se nalaze u srednjem polju kalkana, kao što je to prikazano na presecima 7-7 i 8-8 na slici 2 za dispoziciju 7 i dispoziciju 8, respektivno.

3. PRIKAZ REZULTATA PARAMETARSKE ANALIZE

Na osnovu formiranih modela za glavni stub koji je najbliži sredini dužine hale, određena je kritična sila fleksionog izvijanja oko jače ose inercije. Transformacijom izraza za kritičnu silu dobija se izraz za koeficijent dužine izvijanja β, koji je dat jednačinom:

$$\beta = \sqrt{\frac{\pi^2 E I_y}{L^2 N_{cr}}} \tag{2}$$

gde je:
E modul elastičnosti, koji za konstruktivni čelik S235JR iznosi 210 GPa,
I_y moment inercije stuba oko jače ose inercije,
L sistemna visina stuba,
N_{cr} kritična sila izvijanja za fleksiono izvijanje oko jače ose dobijena primenom LBA.

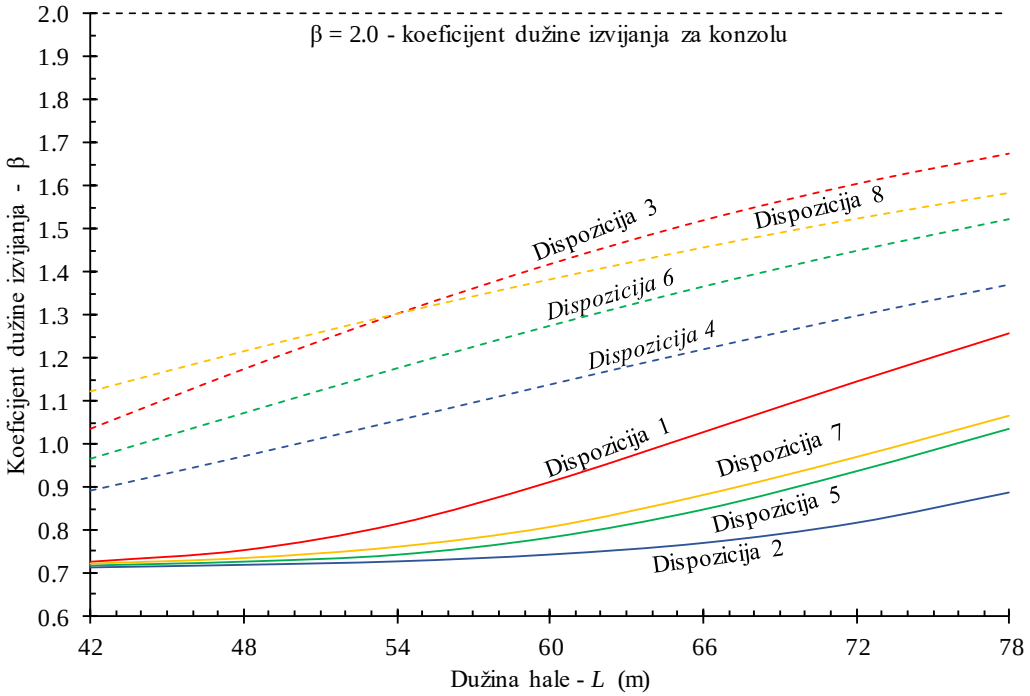
Za svih 56 razmatranih modela određen je koeficijent dužine izvijanja. Vrednost određenih koeficijenata dužine izvijanja prikazane su u tabeli 1. Grafička prezentacija dobijenih rezultata prikazana je na slici 3, na kojoj su date krive koje predstavljaju zavisnost između koeficijenta dužine izvijanja i dužine hale za svako dispoziciono rešenje posebno. Krive koje su prikazane isprekidanim linijama odnose se na dispozicije u kojima ispunu spregova čine zatege kružnog poprečnog preseka, dok su punom linijom prikazane krive za dispozicije u kojima ispunu spregova čine ugaonici.

Tabela 1 – Vrednosti koeficijenta dužine izvijanja stubova - β

Dužina hale L (m)	***42***	***48***	***54***	***60***	***66***	***72***	***78***
Dispozicija 1	*0.725*	*0.752*	*0.813*	*0.911*	*1.027*	*1.145*	*1.258*
Dispozicija 2	*0.712*	*0.718*	*0.726*	*0.742*	*0.769*	*0.816*	*0.887*
Dispozicija 3	*1.034*	*1.173*	*1.302*	*1.418*	*1.520*	*1.605*	*1.676*
Dispozicija 4	*0.892*	*0.972*	*1.055*	*1.139*	*1.221*	*1.299*	*1.372*
Dispozicija 5	*0.716*	*0.725*	*0.741*	*0.781*	*0.846*	*0.935*	*1.034*
Dispozicija 6	*0.966*	*1.072*	*1.176*	*1.275*	*1.366*	*1.449*	*1.523*
Dispozicija 7	*0.722*	*0.735*	*0.761*	*0.807*	*0.881*	*0.969*	*1.065*
Dispozicija 8	*1.124*	*1.217*	*1.304*	*1.384*	*1.458*	*1.525*	*1.585*

Analizirajući prikazane rezultate možemo zaključiti da se za razmatrane modele koeficijent dužine izvijanja glavnih stubova kreće od 0.712 do 1.676. U slučaju dispozicija kod kojih je ispuna od ugaonika koeficijent β asimptotski teži vrednosti od 0.7 kako se dužina hale smanjuje. U slučaju kada su spregovi projektovani tako da primaju samo sile zatezanja, koeficijenti dužine izvijanja glavnih stubova su veći, što je bilo i za očekivati uzimajući u obzir manju krutost ovakvih spregova. Najmanje vrednosti koeficijenta dužine izvijanja, koje se kreću u opsegu od 0.712 do 0.887 javljaju se kod dispozicije sa rednim brojem 2, kod koje je krutost podužnog krovnog sprega najveća. Najveće vrednosti koeficijenta dužine izvijanja glavnih stubova za hale

male dužine, do 54.0 m, dobijene su za dispoziciono rešenje označeno sa brojem 3. Kod hala veće dužine od 54.0 m najveće vrednosti se dobijaju za dispoziciju 8, za koju vrednost koeficijenta izvijianja glavnog stuba dostiže vrednost u iznosu od 1.676. Poređenjem dispozicionih rešenja u kojima se nalazi jedan vertikalni spreg u srednjem polju kalkana u odnosu na dispoziciona rešenja u kojima u kalkanu postoje dva vertikalna sprega u krajnjim poljima kalkana, možemo zaključiti da u slučaju jednog vertikalnog sprega imamo veće vrednosti koeficijenta dužine izvijanja stubova do 5% ukoliko je ispuna spregova od ugaonika, odnosno do 15% u slučaju zatega.



Slika 3 – Grafički prikaz koeficijenta dužine izvijanja u funkciji dužine hale

4. ZAKLJUČCI

Savremeni pristup projektovanja konstrukcije podrazumeva izradu prostornih modela konstrukcije sa ciljem određivanja presečnih sila u elementima konstrukcije, ali i određivanja sopstvenih oblika oscilovanja svakog pojedinačnog elementa uzimajući u obzir sadejstvo svih elemenata. Postojanje podužnog krovnog sprega kod čelične konstrukcije industrijske hale sa uklještenim stubovima, bez fasadnih stubova u podužnim zidovima, može značajno redukovati koeficijent dužine izvijanja glavnih stubova ukoliko se u oba kalkanska zida nalaze vertikalni spregovi u kalkanu.

Koeficijenti dužine izvijanja glavnih stubova u 56 razmatranih modela kreću se u opsegu od 0.712 do 1.676. Usled smanjenja krutosti podužnih krovnih spregova, koeficijent dužine

izvijanja kod svakog dispozicionog rešenja pokazao je veliku osetljivost na promenu dužine hale. Pokazano je da razmatrana ispuna koja može da prihvati sile pritiska i zatezanja daje veću krutost podužnom krovnom spregu, a samim tim i manji koeficijent dužine izvijanja glavnih stubova, u odnosu na ispunu koja prihvata samo zatezanje. Variranje položaja vertikalnih spregova u kalkanu kod hala velike dužine nije pokazalo značajan uticaj.

Vrednost kritične sile izvijanja glavnih stubova kod objekata koji su sličnog konstruktivnog sistema razmatranim dispozicijama zavisi od velikog broja parametara, od koji ključnu ulogu imaju krutosti i polažaj podužnog krovnog sprega i vertikalnih spregova u kalkanu. Primenom linearne analize sopstvenih oblika izvijanja na prostornom modelu konstrukcije može se precizno odrediti vrednost kritične sile izvijanja čime se postiže projektovanje racionalnije konstrukcije u odnosu na konzervativne pristupe, koji podrazumevaju određivanje kritične sile izvijanja sa dužinom izvijanja jednakom dvostrukoj visini stuba.

LITERATURA

[1] EN 1993-1-1: 2005 Eurocode 3: "Design of Steel Structures: General rules and rules for buildings", CEN, 2005.

[2] Marković Z.: Granična stanja čeličnih konstrukcija prema Evrokodu, Akademska misao, Beograd, 2014.

[3] Timoshenko S.P, Gere J.M.: Theory of elastic stability, NY: McGraw-Hill, 1985.

[4] Buđevac D.: Metalne konstrukcije u zgradarstvu, Građevinska knjiga – AD, Beograd, 2003.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-29 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Adam Ramoul[1], *Milan Spremić*[2]

VIBRACIJE KAO GRANIČNO STANJE UPOTREBLJIVOSTI PEŠAČKIH MOSTOVA

Rezime:

Savremene konstrukcije pešačkih mostova moraju da zadovolje funkcionalne i sve kompleksnije arhitektonske zahteve. Da bi se postigla atraktivnost pešačkih mostova, savremene konstrukcije se uglavnom razlikuju u odnosu na starija, konvencionalna konstruktivna rešenja. Problem vibracija ovakvih konstrukcija dokazuje da je dinamički odgovor konstrukcije uglavnom merodavan parametar pri projektovanju. U radu je prikazana uporedna analiza nekoliko dinamičkih modela pešačkog opterećenja, opisanih u različitim standardima, smernicama i preporukama. Na primeru lučnog pešačkog mosta urađena je uporedna analiza ponašanja konstrukcije usled dejstva pešačkog opterećenja, primenom numeričkih simulacija u programu SOFISTIK, sa rezultatima koji se dobijaju analitičkim postupcima proračuna.

Ključne reči: pešački most, vibracije izazvane pešačkim opterećenjem, lamelirani stakleni paneli

VIBRATION SERVICEABILITY LIMIT STATE OF PEDESTRIAN BRIDGES

Summary:

Modern constructions of pedestrian bridges must satisfy functional and increasingly complex architectural requirements. In order to achieve the attractive design of pedestrian bridges, modern constructions generally differ from older, conventional solutions. The vibration problem of such structures shows that the dynamic response of the structure is governing for design. This paper presents comparative analysis of several dynamic models of pedestrian loads, described in various standards, guidelines and recommendations. On the example of an arched pedestrian bridge, comparative analysis of the structure behaviour due to the effect of pedestrian load was performed using numerical simulations in the SOFISTIK software, with the results obtained by analytical calculation procedures.

Key words: pedestrian bridge, pedestrian induced vibrations, laminated glass panels

[1] *Mast. inž. građ., projektant, Asmec Consultants doo, Beograd, adam.ramoul@asmecbg.com*
[2] *Dr, docent, dipl.inž.građ., Univerzitet u Beogradu Građevinski fakultet*

1. UVOD

Razvoj građevinskih materijala, tehnologija građenja kao i različitih metoda projektovanja za rezultat imaju izvođenje atraktivnih, vitkih konstrukcija velikog raspona. Kao posledica smanjenja krutosti konstrukcije dolazi do smanjenja sopstvenih frekvencija mosta što povećava rizik od neudobnih vibracija, na primer vibracija izazvanih ljudskim hodom. Savremeni pristup provere funkcionalnosti i komfora kao graničnog stanja upotrebljivosti podrazumeva analizu dinamičkog odgovora konstrukcije pod dejstvom projektovanog opterećenja, sa frekvencijom koja odgovara sopstvenoj frekvenciji mosta, koje izaziva najveći odgovor konstrukcije. Ljudska osetljivost na vibracije je najčešće iskazana ubrzanjem podloge i vremenom izloženosti uticaju vibracija. Kriterijum prihvatljivosti vibracija konstrukcija je u osnovi funkcija frekvencije i uglavnom je izražen u jedinicama ubrzanja [6]. Ovaj rad je nastao kao rezultat master rada odbranjenog na Univerzitetu u Beogradu na Građevinskom fakultetu.

2. DINAMIČKA OPTEREĆENJA PEŠAČKIH MOSTOVA

Kretanje pešaka mostom izaziva dinamičku silu koja je promenljiva u vremenu i prostoru i koja ima komponente u tri različita pravca: vertikalna komponenta i dve komponente u horizontalnom pravcu – poprečna i podužna. Komponenta sile u vertikalnom pravcu je tema najvećeg broja studija iz prostog razloga što ima najveću magnitudu opterećenja. Poslednjih godina rade se detaljnije studije koje pokazuju da bočna komponenta sile (u poprečnom pravcu) takođe može da izazove probleme u pogledu graničnog stanja upotrebljivosti konstrukcije.

U opštem slučaju, opterećenje izazvano kretanjem pešaka po mostu može nastati usled različitih aktivnosti kao što su hodanje, trčanje ili skakanje. Svaka od mogućih aktivnosti pešaka na mostu može se prikazati krivom opterećenja koja uključuje intezitet i frekvenciju pešačkog opterećenja.

Intenzitet vertikalne komponente sile usled kretanja pešaka određen je pre svega težinom pešaka, dužinom koraka kao i frekvencijom hoda. Najčešći opseg frekvencija koji nastaje usled kretanja pešaka iznosi 1.6-2.4 Hz.

Horizontalne komponente sile su znatno manjeg intenziteta u odnosu na vertikalnu komponentu i ne mogu se zanemariti. Glavni razlog za kontrolu poprečnih vibracija je takozvani ''lock in'' efekat, kada grupa pešaka, koji se kreću različitim frekvencijama, počne postepeno da prilagođava frekvenciju hoda prirodnoj frekvenciji mosta, kada dolazi do toga da sile indukovane pešacima ulaze u rezonanciju sa konstrukcijom. Male vrednosti poprečnih vibracija mogu biti dovoljne da izbace pešaka iz ravnoteže [6].

Evrokod, EN 1990:2002 [1] u Prilogu A2.4.3.2, definiše kriterijume komfora i kriterijume u kojim slučajevima se zahteva dinamička analiza konstrukcije. Kriterijum komfora se definiše maksimalno dozvoljenim ubrzanjima konstrukcije. Zahteva se dinamička analiza za dokaz komfora u slučajevima kada je vertikalna sopstvena frekvencija konstrukcije manja od 5 Hz, a horizontalna ili torziona frekvencija manja od 2.5 Hz. Vertikalna ubrzanja se ograničavaju na 0.7 m/s^2, dok su horizontalna ubrzanja ograničavaju na 0.2 m/s^2 pri normalnim uslovima eksploatacije odnosno 0.4 m/s^2 pri izuzeznim situacijama pešačke navale.

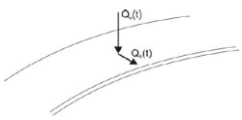
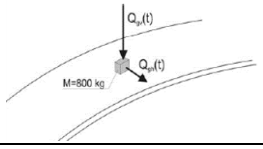
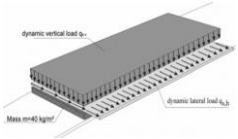
Modeli dinamičkih opterećenja koje treba analizirati nisu propisani, ostavljeno je da se Nacionalnim Aneksima propišu modeli dinamičkih opterećenja.

2.1. MODELI DINAMIČKOG OPTEREĆENJA

2.1.1. Predstandard Evrokod 1

U radnoj verziji Evrokoda 1 (pr EN 1991-1 Eurocode 1 - Part 1) [5] date su preporuke za određivanje sopstvenih frekvencija konstrukcije, prigušenja kao i dinamički modeli opterećenja koje treba primeniti pri verifikovanju graničnog stanja upotrebljivosti. Predložena su tri modela opterećenja koja simuliraju kretanje jednog pešaka (DLM1), grupe pešaka (DLM2) i pešačku navalu (DLM3). Modeli DLM1 i DLM2 definišu stacionarnu pulsirajuću silu koja ima dve komponente. Model dinamičkog opterećenja za pešačku navalu DLM3 definiše ravnomerno raspoređeno pulsirajuće površinsko opterećenje [N/m2] sa dve komponente koje se takođe razmatraju odvojeno. U narednim izrazima su: f_v , f_h − vertikalna i horizontalna sopstvena frekvencija mosta, $k(f_v)$, $k(f_h)$ − faktori sinhronizacije pešaka koji zavise od frekvencije [5].

Tabela 1 - Dinamički modeli opterećenja prema radnoj verziji Evrokoda 1[5]

Jedan pešak – DLM1	Grupa pešaka – DLM2	Pešačka navala – DLM3
		
Vertikalna komponenta sile		
$Q_{pv} = 280sin(2\pi f_v t)$	$Q_{gv} = 280k_v(f_v)sin(2\pi f_v t)$	$q_{sv} = 12.6k_v(f_v)sin(2\pi f_v t)$
Horizontalna komponenta sile		
$Q_{ph} = 70sin(2\pi f_h t)$	$Q_{gh} = 70k_h(f_h)sin(2\pi f_h t)$	$q_{sh} = 3.2k_h(f_h)sin(2\pi f_h t)$

2.1.2. Britanski nacionalni aneks za EN 1991-2

Britanski Nacionalni Aneks (UK National Annex to Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges) [3] definiše dinamičke modele opterećenja koje treba primeniti pri projektovanju pešačkih mostova, kao i kriterijume komfora u vidu ograničenja vertikalnih ubrzanja konstrukcije. U poglavlju NA.2.44.2 mostovi su klasifikovani u četiri kategorije, u zavisnosti od načina korišćenja i lokacije, na osnovu kojih se određuje broj pešaka koji se kreće mostom kao i gustina [peš/m^2] u slučaju pešačke navale. Data su dva modela opterećenja koji predstavljaju kretanje jednog pešaka ili grupe pešaka kao i situaciju pešačke navale.

Maksimalna vertikalna ubrzanja kolovozne konstrukcije, koja su rezultat kretanja jednog ili grupe pešaka, treba sračunati pretpostavljajući da je opterećenje usled kretanja predstavljeno u vidu pulsirajuće sile *F(N)* koja se kreće mostom konstantnom brzinom *v(t):*

$$F = F_0 \cdot k(f_v) \cdot \sqrt{1 + \gamma \cdot (N-1)} \cdot sin\,(2\pi f_v t)$$

U slučaju pešačke navale, maksimalno vertikalno ubrzanje treba sračunati pretpostavljajući da je uticaj pešaka predstavljen vertikalnim pulsirajućim ravnomerno raspoređenim

opterećenjem w [N/m^2] koje deluje na kolovoznu konstrukciju dovoljno dugo da bi se uspostavio ustaljen odgovor konstrukcije:

$$w = 1.8 \cdot \frac{F_0}{A} \cdot k(f_v) \cdot \sqrt{\gamma \cdot \frac{N}{\lambda}} \cdot \sin(2\pi f_v t)$$

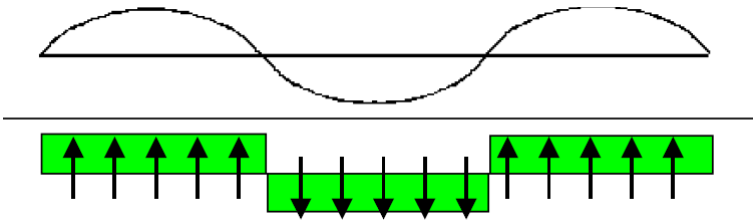
U prethodnim izrazima su: N – broj pešaka određen na osnovu definisane klase mosta, F_0 – referentna amplitude pulsirajuće sile [N], f_v – vertikalna sopstvena frekvencija mosta koja se razmatra, $k(f_v)$ – koeficijent koji uzima u obzir realno ponašanje pešaka, harmonijske odgovore i osetljivost pešaka na odgovor konstrukcija, t – proteklo vreme [s], γ – faktor redukcije koji uzima u obzir nesinhronizovano ponašanje pešaka, funkcija prigušenja i efektivnog raspona, S_{eff} – efektivni raspon (u svim slučajevima konzervativno je koristiti $S_{eff} = S$), S – raspon mosta [m] ρ – gustina pešaka na mostu određena na osnovu definisane klase mosta, b – širina mosta opterećena pešacima, λ – faktor koji redukuje efekivni broj pešaka kada opterećenje samo jednog dela raspona mosta doprinosi razmatranom obliku oscilovanja.

2.1.3. Sétra Guide (Service d'Études techniques des routes et autoroutes)

Preporuke koje su date u smernicama Sétra Guide [4] imaju za cilj sumiranje trenutnih saznanja o dinamičkom ponašanju pešačkih mostova usled opterećenja izazvanog pešacima.

I ove preporuke definišu klase mostova, u zavisnosti od načina korišćenja i lokacije i nivoe komfora koji su u direktnoj zavisnosti od ubrzanja konstrukcije. S obzirom na subjektivnu prirodu koncepta komfora i udobnosti, definiše se opseg ubrzanja, a ne pojedinačna vrednost. Metodologija koju predlaže Sétra [4] omogućava ograničenje rizika od pojave rezonancije uzrokovane pešačkim opterećenjem.

Preporuke definišu tri slučaja dinamičkog opterećenja u zavisnosti od klase mosta i opsega sopstvenih frekvencija konstrukcije. Modele opterećenja za različite pravce treba razmatrati pojedinačno, odnosno treba odrediti odgovor konstrukcije za svaki pravac opterećenja posebno. Opterećenje treba da deluje na celoj površini kolovozne konstrukcije koja je predviđena za kretanje pešaka. Takođe, opterećenje treba da bude takvo da je amplituda sile uvek istog znaka kao oblik oscilovanja konstrukcije. Na taj način dobija se maksimalni odgovor konstrukcije, videti sliku 1 [4].



Slika 1 - Znak amplitude opterećenja u zavisnosti od oblika oscilovanja [4]

Intenziteti opterećenja različitih dinamičkih modela, za frekvenciju drugog moda oscilovanja, prikazani su u tabeli 2:

Tabela 2 - Amplitude dinamičkih opterećenja prema relevantnim standardima

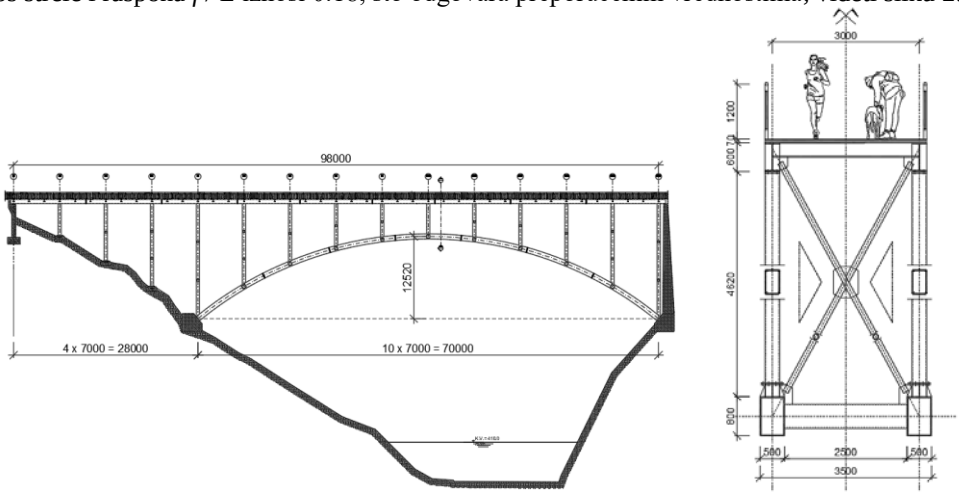
Standard	Model opterećenja	Vertikalna amplituda	Horizontalna amplituda
EC 1	DLM1	280 [N]	70 [N]
	DLM2	840 [N]	210 [N]
	DLM3	37.8 [N/m^2]	9.6 [N/m^2]
BS NA	Hodanje N = 8	434 [N]	/
	Trčanje N = 2	1097 [N]	/
	Pešačka navala	9.0 [N/m^2]	/
Sètra	Hodanje N = 1	280 [N]	35 [N]
	Pešačka navala	14.87 [N/m^2]	1.96 [N/m^2]

3. DINAMIČKA ANALIZA LUČNOG PEŠAČKOG MOSTA

Na primeru jednog pešačkog mosta sprovedena je parametarska analiza. Provereno je da li konstrukcija zadovoljava kriterijume upotrebljivosti u pogledu vibracija indukovanih pešacima prema navedenim standardima i smernicama. Numerička analiza izvršena je u programu SOFISTIK [9] korišćenjem vremenske analize integracijom korak po korak.

3.1. OPIS KONSTRUKCIJE

Analizirano je idejno rešenje pešačkog mosta preko reke Đetinje na lokaciji Stari grad u Užicu. Konstrukciju mosta formiraju dva lučna nosača na međusobnom rastojanju od 3m. Raspon lučnih nosača je 70m, dok je ukupna dužina mosta približno 100 m. Strela luka iznosi 12.52 m tako da odnos strele i raspona *f / L* iznosi 0.18, što odgovara preporučenim vrednostima, videti sliku 2.



Slika 2 - Dispoziciono rešenje mosta

Kolovoznu konstrukciju čine podužni i poprečni nosači koji se preko stubova oslanjaju na glavne lučne nosača. Osni razmak stubova je 7m. Kako bi se obezbedila bočna stabilnost mosta, lukovi su međusobno povezani gredama u tačkama luka u zoni oslanjanja stubova. Vertikalna poprečna

ukrućenja predviđena su na mestima stubova i izvedena su u vidu ukrštenih dijagonala. Prostorna stabilnost ostvarena je i horizontalnim spregom u nivou donje nožice poprečnog nosača. Podužni i poprečni nosači obrazuju roštiljni statički sistem koji služi kao oslonačka konstrukcija za staklene panele koji čine kolovoz za kretanje pešaka.

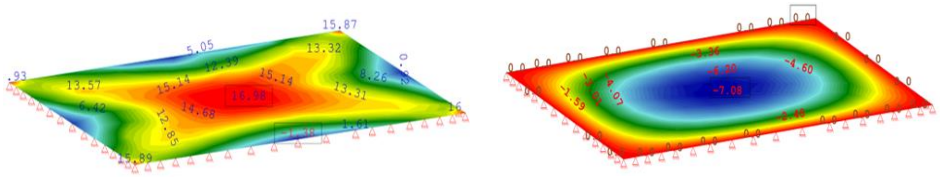
3.2. DOKAZ NOSIVOSTI STAKLENOG PANELA

Staklo se kao materijal u građevinarstvu poslednjih godina sve više koristi kako bi se estetska vrednost objekta povećala. Jedinstvene osobine stakla kao što su neograničen vek trajanja, transparentnost i mogućnost prolaska svetlosti kroz materijal, vode ka tome da se staklo osim za nekonstruktivne elemente sve više primenjuje i za konstruktivne elemente objekta. Staklo je krt materijal, osetljiv na koncentracije napona. Za izradu konstruktivnih elemenata najčešće se koriste lamelirani stakleni paneli sastavljeni od dve ili više staklenih tabli međusobno povezanih umetnutim slojevima određenog providnog plastičnog materijala – lepka. Pri lomu, na ovako konstruisanom panelu se javljaju mreže naprslina, a ako dođe do njegove dezintegracije komadići stakla će ostati vezani za sloj folije. Razvoj standarda za projektovanje konstrukcija od stakla ne ide u korak sa dinamičnim razvojem industrije stakla. U radu je izvršena analiza nosivosti kolovoza u skladu sa radnom verzijom standarda prEN 13474 "Glass in Buildings" – Part 1 and Part 2 [7] [8].

Ponašanje panela dominantno zavisi od svojstava polimerskog međusloja. Proračun napona i deformacija zasniva se na konceptu efektivne debljine [7]. Suština koncepta je da se lamelirani panel aproksimira ekvivalentnim staklenim panelom od homogenog materijala. Konstruktivnim detaljima veze obezbeđeno je da paneli budu opterećeni samo upravno na svoju ravan i da horizontalna i vertikalna opterećenja od pešačkog saobraćaja prenesu na poprečne i podužne kolovozne nosače. Dokaz nosivosti sproveden je za opterećenje od sopstvene težine i saobraćajno opterećenje q = 5.0kN/m^2. Usvojeni su paneli pravougaonog oblika dimenzija 3.0x2.33m. Ove dimenzije određene su razmakom podužnih odnosno poprečnih nosača kolovozne konstrukcije. Paneli kolovoza formirani su od tri table kaljenog stakla debljine 19mm i dva PVB međusloja debljine 1.52mm. Ukupna debljina panela iznosi 60mm. Efektivne debljine za proračun ugiba i napona iznose 27.40 mm i 32.91 mm, respektivno. Za ovako formiran panel granične vrednosti napona su 39.32 MPa, a dozvoljene vrednosti ugiba prema preporukama standarda su 10 mm [8]. U tabeli 3 prikazani su rezultati kontrole napona i kontrole deformacija.

Tabela 3 - Rezultati analize lameliranog staklenog panela

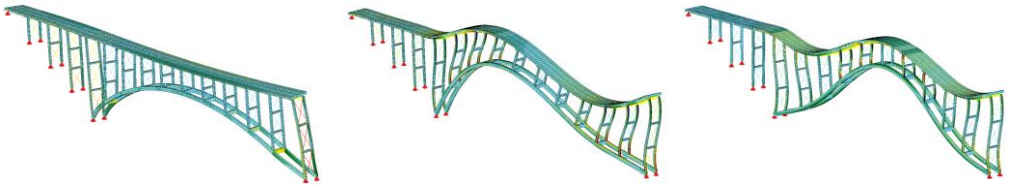
Tip proračuna	Napon [MPa]	Ugib [mm]
Numerička analiza - SOFISTIK	16.98 < $f_{g,d}$=39.32 MPa	7.08 < 10



Slika 3 - Dijagrami napona i ugiba staklenog panela

3.3. SOPSTVENE FREKVENCIJE OSCILOVANJA KONSTRUKCIJE

Sopstvene frekvencije konstrukcije određene su primenom numeričke analize u programu SOFISTIK [9]. Na slici 4 prikazani su relevantni modovi oscilovanja sa vertikalnim frekvencijama manjim od 5 Hz i horizontalnim manjim od 2.5 Hz za koje je potrebna dodatna dinamička analiza.



a) *b)* *c)*

Slika 4 – Oblici oscilovanja konstrukcije: a) horizontalni - f_h=1.158 Hz, b) vertikalni - f_{v1}=2.219 Hz, c) vertikalni - f_{v2}=3.444 Hz

Veoma važan ulazni parametar za sprovođenje dinamičke analize je relativno prigušenje konstrukcije. U opštem slučaju ova vrednost može biti samo procenjena. Prigušenje je određeno na osnovu logaritamskog dekrementa δ. Preporučena vrednost ovog parametra za čelik iznosi 0.03 i iskorišćena je kao ulazni podatak u programu SOFISTIK [9].

3.4. REZULTATI DINAMIČKE ANALIZE

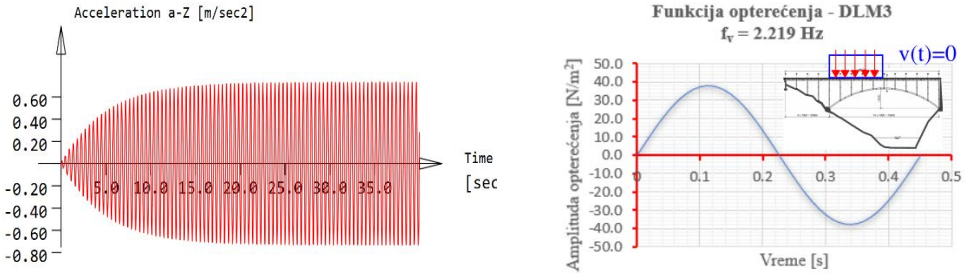
Predstandard Evrokoda 1 [5] definisao je dinamičko stacionarno opterećenje koje se ne kreće mostom, već deluje u jednoj tački (DLM1 i DLM2) ili kao stacionarno površinsko opterećenje (DLM3). Trajanje opterećenja je važan parametar proračuna. Vreme trajanja opterećenja je varirano iterativno da bi se došlo do ustaljenog odgovora konstrukcije usled dinamičkih sila i usvojenog prigušenja. Vrednosti dobijenih ubrzanja zabeležene su nakon 40,0 s delovanja sila. Usvojena vrednost podintervala (timestep) je Δt=0.02s. Amplitude opterećenja određene su u skladu sa izrazima datim u tabeli 1. Koeficijenti $k_v(f_v)$ i $k_h(f_h)$ određeni su na osnovu dijagrama datim u [5]. Na osnovu rezultata prikazanih u tabeli 4 uočava se da su vertikalna granična ubrzanja konstrukcije, propisana standardom, prekoračena za model opterećenja DLM3 – pešačka navala. Dijagram vertikalnog ubrzanja i funkcija dinamičkog površinskog opterećenja prikazani su na slici 5.

Tabela 4 - Rezultati dinamičke analize prema radnoj verziji Evrokoda 1

Model opterećenja	**Vertikalno ubrzanje [m/s^2]**	**Dozvoljeno ubrzanje [m/s^2]**	**Horizontalno ubrzanje [m/s^2]**	**Dozvoljeno ubrzanje [m/s^2]**
DLM1	0.09	0.7	0.02	0.2
DLM2	0.26	0.7	0.05	0.2
DLM3	0.75	0.7	0.36	0.4

Britanski Nacionalni Aneks Evrokoda 1 [3] definiše vertikalna dinamička opterećenja koja treba aplicirati za određivanje odgovora konstrukcije. Definisana su opterećenja za različite

aktivnosti pešaka kao što su hodanje i trčanje. Amplitude opterećenja zavise od usvojene klase mosta i dobijenih frekvencija oscilovanja. Za razmatrani pešački most usvojena je klasa C na osnovu koje su određene veličine grupa pešaka za hodanje, trčanje kao i gustina pešaka na mostu u slučaju pešačke navale.

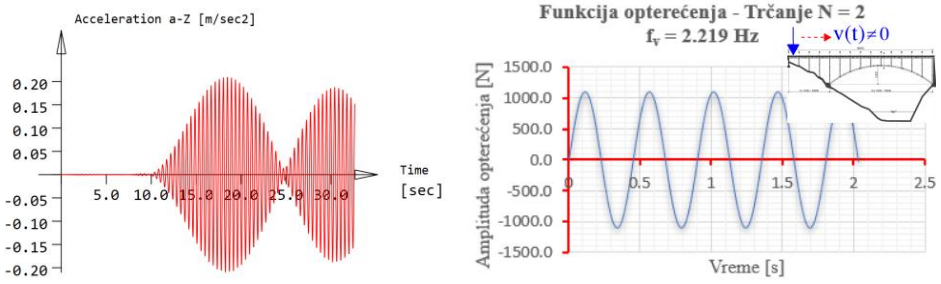


Slika 5 - Dijagram vertikalnog ubrzanja kolovozne konstrukcije (levo) i funkcija dinamičkog površinskog opterećenja (desno) za model DLM3

Opterećenje grupe pešaka koji hodaju ili trče mostom modelirano je kao koncetrisana sila koja se kreće po liniji koja se nalazi na sredini kolovozne konstrukcije. Dinamičko opterećenje definisano je sinusnom funkcijom što znači da se amplituda opterećenja menja tokom vremena. Koncetrisana sila deluje u čvorovima čiji je razmak definisan brzinom kretanja pešaka što je definisano Nacionalnim Aneksom [3] i iznosi 1.7 m/s za hodanje, odnosno 3.0 m/s za trčanje i frekvencijom opterećenja koja se poklapa sa sopstvenom frekvencijom mosta kako bi se dobio najnepovoljniji odgovor konstrukcije.

Tabela 5 - Rezultati dinamičke analize prema BS EN1991-2 NA.2.44

Model opterećenja	**Frekvencija [Hz]**	**Vertikalno ubrzanje [m/s^2]**	**Dozvoljeno ubrzanje[m/s^2]**
Hodanje N=8	2.219	0.10	0.7
Trčanje N=2	2.219	0.22	0.7
Trčanje N=2	3.444	0.09	0.7
Pešačka navala [0.8 peš/m^2]	2.219	0.35	0.7

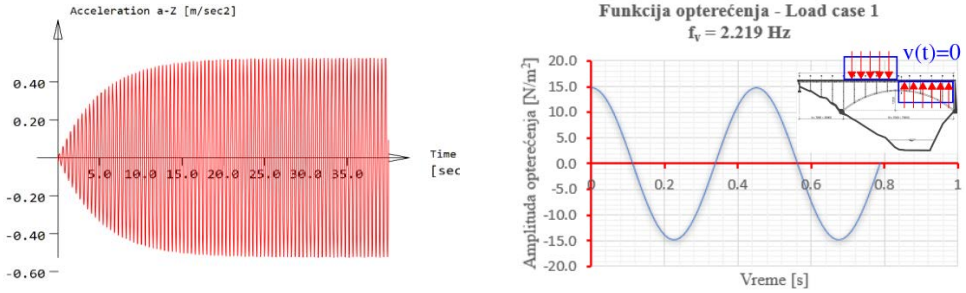


Slika 6 - Dijagram vertikalnog ubrzanja kolovozne konstrukcije (levo) i funkcija pokretne dinamičke sile (desno) – trčanje N=2

U dinamičkoj anaizi u skladu sa preporukama Sétra Guide [4] usvojena je klasa mosta 2 što odgovara klasi C datoj u britanskom Nacionalnom Aneksu [3]. Na osnovu usvojene klase mosta i sračunatih sopstvenih frekvencija, a u skladu sa metodologijom proračuna, određen je slučaj opterećenja koji treba primeniti za određivanje vertikanog i horizontalnog odgovora konstrukcije. Preporuke koje su date u ovim smernicama uglavnom se odnose na amplitude dinamičkih opterećenja izazvanih pešačkim navalama, s obzirom da je taj slučaj najčešće merodavan. Slučaj opterećenja koji je primenjen pri dinamičkoj analizi je Slučaj 1 (Load case 1) kome odgovara gustina pešaka u iznosu od 0.8 peš/m^2.

Tabela 6 - Rezultati dinamičke analize prema preporukama Sétra

Model opterećenja	**Vertikalno ubrzanje [m/s^2]**	**Dozvoljeno ubrzanje - komfor [m/s^2]**	**Horizontalno ubrzanje [m/s^2]**	**Dozvoljeno ubrzanje [m/s^2]**
Pešačka navala Klasa 2	0.55	0.0 ÷ 0.5 – max komfor 0.5 ÷ 1.0 – srednji komfor 1.0 ÷ 2.5 – min komfor	0.06	0.1
Pešačka navala Klasa 1	1.23		1.14	0.1



Slika 7 - Dijagram vertikalnog ubrzanja kolovozne konstrukcije (levo) i funkcija dinamičkog površinskog opterećenja (desno) – Sétra Load case 1

Imajući u vidu gabarite konstrukcije mosta, očekivano je da su ubrzanja usled kretanja jednog ili grupe pešaka znatno ispod dozvoljenih vrednosti, a da je za dokaz graničnog stanja merodavan slučaj pešačke navale, što je i dokazano dinamičkom analizom.

Tabela 7 - Uporedna analiza rezultata za slučaj pešačke navale

Standard	**EC1**	**BS NA**	**Sétra Klasa 2**	**Sétra Klasa 1**
Model opterećenja	DLM3	Pešačka navala	Pešačka navala	Pešačka navala
Vertikalno ubrzanje [m/s^2]	0.75	0.35	0.55	1.23
Horizontalno ubrzanje [m/s^2]	0.36	/	0.06	0.14

Na osnovu vrednosti prikazanih u tabeli 7 može se zaključiti da je kriterijum graničnog stanja upotrebljivosti u pogledu vibracija zadovoljen prema preporukama BS NA [3] i Sétra Guide-a [4] za klase mosta C i 2 respektivno, dok su granična vertikalna ubrzanja prekoračena prema preporukama predstandarda Evrokoda 1 [5].

Prema kriterijumima komfora koje definiše Sétra Guide [3], dobijena vrednost vertikalnog ubrzanja, u slučaju kada se most tretira kao most klase 2, iznosi 0.55 m/s^2 što odgovara srednjem komforu. Uzimajući u obzir namenu i lokaciju mosta, odgovor konstrukcije određen je i za slučaj mosta Klase 1. Ovakav pristup razmatranja opravdan je u određenim situacijama kao što je dan otvaranja, kada se na mostu mogu javiti veće gustine pešaka. U tom slučaju vertikalno ubrzanje iznosi 1.23 m/s^2 i odgovara minimalnom komforu, dok je horizontalno granično ubrzanje, koje je ograničeno zbog ''lock in'' efekta, prekoračeno.

4. ZAKLJUČAK

Sama činjenica da zvanične verzije Evrokoda ne definišu precizne preporuke i podatke za sprovođenje dinamičke analize usled pešačkog opterećenja ukazuje da je reč o složenom inženjerskom problemu. Pokazano je da postoje razlike u rezultatima dinamičke analize koji su dobijeni na osnovu različitih preporuka i smernica. Sinhronizacija velikog broja pešaka, definisana kroz dinamičke koeficijente, najviše utiče na dobijene razlike. Projektovanjem konstrukcija prema brianskom Nacionalnom Aneksu i preporukama Sétra mogu se dobiti rešenja mostova manje krutosti koja zadovoljavaju granično stanje upotrebljivosti u pogledu vibracija. Analizom konstrukcije prema predstandardu Evrokoda pokazano je da usvojeno rešenje ne zadovoljava minimalne kriterijume komfora. U tom slučaju u razmatranje treba uzeti povećanje visine podužnih kolovoznih nosača ili uvođenje prigušivača vibracija.

Dobijeni rezultati ukazuju da se naprednim numeričkim metodama može dokazati granično stanje upotrebljivosti u pogledu vibracija za mostove nižeg ranga, čak i kada su dobijene frekvencije konstrukcije u kritičnim opsezima sa maksimalnim rizikom od pojave rezonancije. Treba naglasiti da su rezultati proračuna jako osetljivi na raspon (sopstvenu težinu mosta). Takođe, potrebno je pažljivo analizirati klasu / rang mosta, sa preciznom predikcijom pešačkog saobraćaja u budućnosti, kako most koji je svrstan u niži rang ne bi prešao u viši i na taj način se potencijalno ugrozio komfor na mostu.

LITERATURA

[1] Eurocode 0, EN 1990:2002 – Basis of Structural Design

[2] Eurocode 1, EN 1991:2003 – Actions on Structures

[3] UK National Annex to Eurocode 1: Actions on Structures – Part 2: Traffic loads on bridges

[4] Sétra, 2006. *Footbridges* - Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading

[5] Proposal Annex to Eurocode 1991-2:2003 (Not published)

[6] Marija Spasojević-Šurdilović, Analiza graničnog stanja upotrebljivosti pešačkih mostova u pogledu vibracija indukovanih pešacima, doktorska disertacija – Univerzitet u Nišu

[7] prEN 13474-1. Glass in Building - Design of glass panes - Part 1: General basis of design, 1999.

[8] prEN 13474-2. Glass in Building - Design of glass panes - Part 2: Design for uniformly distributed loads

[9] SOFISTIK Documentation Version 2019

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-30 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Uroš Mirković[1], Slobodan Radovanović[2], Nikola Divac[3], Snežana Vulović[4]

UTICAJ ZAVESE I DRENAŽNIH BUŠOTINA NA FILTRACIONU SLIKU U TEMELJNOJ SPOJNICI GRAVITACIONIH BRANA

Rezime:

U radu je prikazana analiza uticaja injekcione zavese i drenažnih bušotina na filtracionu sliku u temeljnoj spojnici kod gravitacione brane. Analiza je urađena na MKE modelu dodate elektrane objekta HE „Đerdap 2“. Proračunom su dobijene filtracione sile za zadato stanje konturnih uslova kao i ukupna vrednost sile uzgona u zoni temeljne spojnice u četiri proračunske situacije.

Ključne reči: injekciona zavesa, drenažne bušotine, temeljna spojnica, filtracija, uzgon, MKE

INFLUENCE OF CURTAIN AND DRAINAGE WELLS ON THE FILTRATION PICTURE IN THE FOUNDATION OF GRAVITY DAMS

Summary:

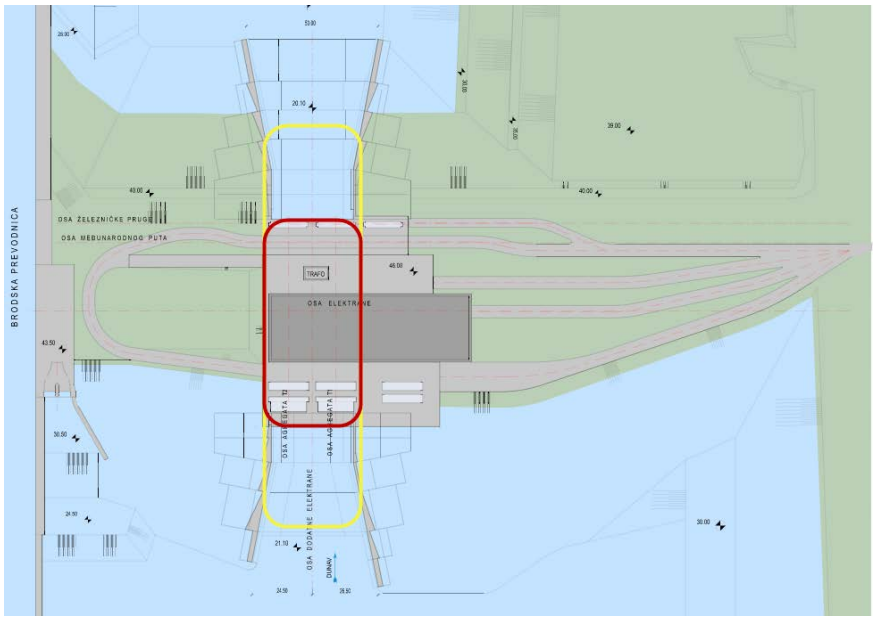
The paper presents an analysis of the influence of the injection curtain and drainage wells on the filtration image in the foundation joint at the gravity dam. The analysis was performed on the FEM model of the added power plant of the HPP "Đerdap 2". The calculation obtained filtration forces for a given state of contour conditions as well as the total value of uplift force in the zone of the foundation joint in four calculation situations.

Key words: injection curtain, drainage wells, foundation joint, filtration, uplift force, FEM

[1] *mast. inž. građ., Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, Beograd, Republika Srbija, urkemir@gmail.com*
[2] *mast. inž. građ., asistent, Građevinski fakultet i Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, Beograd, Republika Srbija, slobodan.radovanovic@jcerni.rs*
[3] *mast. inž. građ., student doktorskih studija, Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, Beograd, Republika Srbija, nikola.divac@jcerni.rs*
[4] *dr, naučni saradnik, Institut za informacione tehnologije, Univerzitet u Kragujevcu, Kragujevac, Republika Srbija, vsneza@kg.ac.rs*

1. PODACI O OBJEKTU

Dodatna elektrana objekta HE „Đerdap 2“ locirana je na glavnom toku Dunava, na prethodno izgrađenoj nasutoj brani između brodske prevodnice i desne obale. Osa dodatne elektrane nalazi se na 128,0 m od ose srpske prevodnice ka obali. Objekat se sastoji od bloka agregata u kome su smeštena 2 agregata snage po 27,0 MW i od montažnog bloka.



Slika 1 - Osnova dodatne elektrane objekta HE „Đerdap 2“

2. TEORIJSKE OSNOVE FILTRACIONIH PROCESA

Osnovnu jednačinu, koja definiše zakon strujanja podzemne vode (u laminarnom režimu tečenja), postavio je Darsi (Henry Darcy) 1856. godine. Darsijev zakon se može izraziti sledećom jednačinom:

$$q = -ki \tag{1}$$

gde je **i** gradijent potencijala $\boldsymbol{\varphi}$

$$\boldsymbol{i = \nabla \varphi} \tag{2}$$

Potencijal je definisan kao:

$$\boldsymbol{\varphi = \frac{p}{\gamma} + h} \tag{3}$$

gde je **p** porni pritisak tečnosti, γ specifična težina tečnosti, a h visina merenog mesta u vertikalnom pravcu, merena u odnosu na izabranu referentnu ravan (najčešće je referentna ravan nivo mora). [1]

Matrica permeabilnosti $\mathbf{k}$ za ortotropni materijal ima oblik:

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} \mathbf{k_x} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{k_y} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{k_z} \end{bmatrix}$$

gde su $\mathbf{k_x}$, $\mathbf{k_y}$i $\mathbf{k_z}$ koeficijenti filtracije u x, y, z pravcu. Operator $\boldsymbol{\nabla}$ je

$$\boldsymbol{\nabla}^{\mathbf{T}} = \left[\frac{\partial}{\partial \mathbf{x}} \; \frac{\partial}{\partial \mathbf{y}} \; \frac{\partial}{\partial \mathbf{z}}\right]$$

Na osnovu jednačine kontinuiteta $\boldsymbol{\nabla}^{\mathbf{T}}\mathbf{q} = \mathbf{0}$ i Darsijevog zakona (1), izvodi se hidrodinamička jednačina za nestacionarno strujanje, koja ima sledeći oblik:

$$\boldsymbol{\nabla}^{\mathbf{T}}(\mathbf{k}\boldsymbol{\nabla}\boldsymbol{\varphi}) + \mathbf{Q} = \mathbf{S}\frac{\partial \boldsymbol{\varphi}}{\partial \mathbf{t}} \tag{4}$$

gde je $\mathbf{Q}$ zapreminski fluks (izvor ili ponor, kao količina tečnosti po jedinici zapremine porozne sredine); $\mathbf{S}$ je efektivna poroznost sloja podeljena sa debljinom sloja - za slobodno strujanje, a specifična izdašnost (akumulativnost) - za ograničeno (potopljeno) strujanje. Ukoliko je strujanje stacionarno desna strana jednačine (4) jednaka je nuli. [1]

Granični uslovi koji se sreću u rešavanju problema strujanja kroz poroznu sredinu, opisanog gornjim jednačinama mogu biti:

a) zadat potencijal

$$\boldsymbol{\varphi} = \overline{\boldsymbol{\phi}}(\mathbf{t}) \text{ na } \boldsymbol{\Gamma_1},$$

b) zadat površinski protok (fluks)

$$\mathbf{q_n} = \mathbf{n} \cdot \mathbf{q} = \overline{\mathbf{q}}(\mathbf{t}) \text{ na } \boldsymbol{\Gamma_2}.$$

Na slobodnoj površini i površini sa curenjem važe sledeći uslovi:

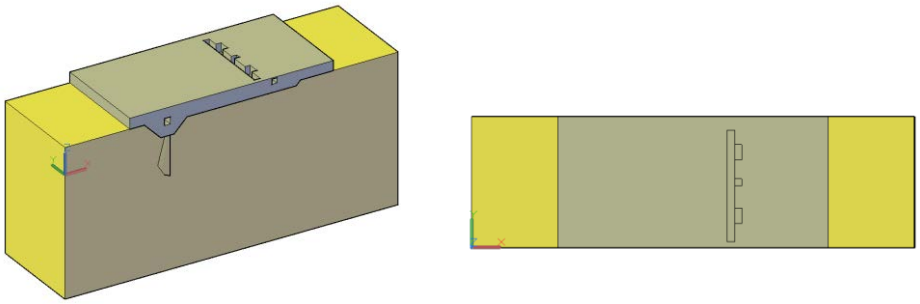
$$\mathbf{p} = \mathbf{0}, \boldsymbol{\varphi} = \mathbf{z}(\mathbf{t}), \frac{\partial \boldsymbol{\varphi}}{\partial \mathbf{n}} = \mathbf{0} \text{ na } \boldsymbol{\Gamma_3}.$$

gde su $\boldsymbol{\Gamma_1}, \boldsymbol{\Gamma_2}$, i $\boldsymbol{\Gamma_3}$ delovi površine kontinuuma, $\mathbf{n}$ je normala na graničnu površinu, a $\mathbf{t}$ vreme. [1]

3. TRODIMENZIONALNI STRUKTURNI I MKE MODEL

Za potrebe izrade MKE modela dodatne elektrane najpre je formiran trodimenzionalni strukturni model obeleženog dela objekta (Slika 1, pri čemu je crveno - betonski deo dodatne elektrane a žuto - stenska masa). [2] Montažni blok dodatne elektrane nije uzet u obzir kao ni betonski deo objekta uzvodno i nizvodno od granice koja je označena crvenom bojom jer su isti dilatacionim razdelnicama odvojeni od glavnog betonskog dela objekta.

Trodimenzionalni geometrijski model (Slika 2) obuhvata deo dodatne elektrane ispod kote 14,1 mnm sa pripadajućom stenskom masom. Dimenzije modela u osnovi su 128,4 x 38,0 m. Granice modela su produžene 25 m uzvodno i nizvodno od krajnjih ivica betonskog dela objekta koji je modeliran. Najniža kota modela je na -45,9 mnm [2].

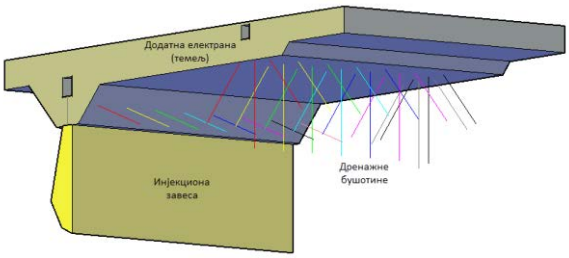


Slika 2 - Izgled geometrijskog modela dodatne elektrane

Za potrebe prikaza rezultata, postavljen je novi lokalni koordinatni sistem sa koordinatnim početkom u donjem levom uglu (Slika 2), pozitivnim smerom X ose u pravcu toka reke i Y ose ka levoj obali.

Na objektu ne postoji injekciona zavesa i drenažne bušotine ali su za potrebe ove analize injekciona zavesa i 32 drenažne bušotine uvedeni u proračun kako bi se sagledali uticaji ovih elemenata na filtracionu sliku objekta (Slika 3).

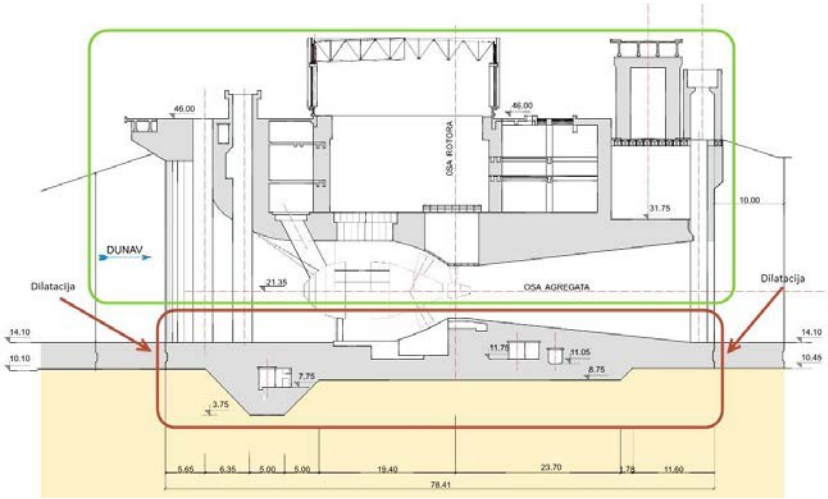
Betonski deo dodatne elektrane ispod kote 14,1 mnm modeliran je jednim zapreminskim telom - 3D solidom. Pripadajuća stenska masa modelirana je jednim zapreminskim telom - 3D solidom. Injekciona zavesa modelirana je jednim zapreminskim telom - 3D solidom. Drenažne bušotine (32 kom.) su modelirane linijskim elementima.



Slika 3 - Prikaz elemenata modela

Na Slici 4, crvenom bojom je označen betonski deo objekta koji je modeliran za potrebe filtracione analize. Zeleno uokvireni deo izostavljen je u filtracionim proračunima kao deo koji nije od značaja za filtracione procese.

U model uvedena injekciona zavesa, koja bi se izvela iz uzvodne galerije na koti 7,75 mnm, ima više važnih uloga: smanjenje gubitka vode kroz temelje objekta, stabilnost tla odnosno objekta u odnosu na mehaničku sufoziju i sprečavanje mogućnosti stvaranja koncentrisanih tokova u tlu ispod objekta. Dubina modelirane injekcione zavese iznosi 15 m.



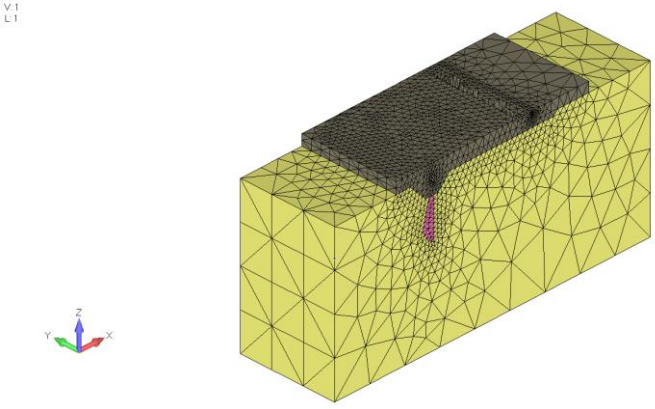
Slika 4 - Prikaz granica modeliranog betonskog dela dodatne elektrane

Modelirane drenažne bušotine imaju ulogu smanjenja uzgonskih pritisaka u zoni temeljne spojnice. Pretpostavljene su 32 drenažne bušotine koje su raspoređene u 9 profila. Dužina svake bušotine je 15 m. Pretpostavka je da je prečnik svih drenažnih bušotina 85,0 mm.

Kao što je već ranije navedeno, trodimenzionalni model brane obuhvata i okolni teren i to 25 m nizvodno i uzvodno od krajnjih ivica betonskog dela objekta koji je modeliran, a po dubini do kote -45,9 mnm.

Za potrebe modeliranja filtracionih procesa formiran je trodimenzionalni MKE model (Slika 5) primenom metode konačnih elemenata. [2]

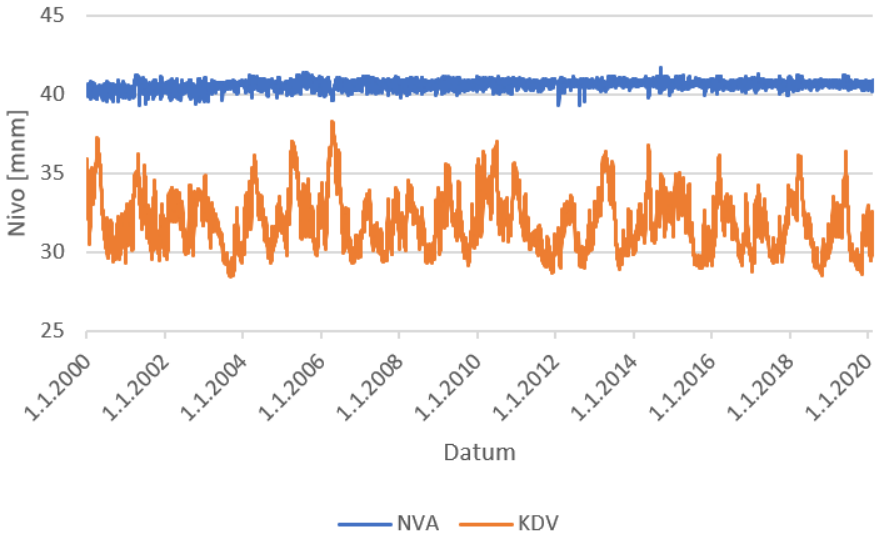
MKE model je formiran na osnovu prethodno izrađenog trodimenzionalnog strukturnog modela, inženjersko - geološke građe terena i eksploatacionih uslova na terenu. MKE model je formiran u programskom paketu FEMAP [3].



Slika 5 - Тродимензионални МКЕ модел

Mreža konačnih elemenata je kreirana korišćenjem tetraedarskih konačnih elemenata sa međučvorovima (10 čvorova po elementu). Model se sastoji od 205894 elemenata i 280255 čvorova.

Na uzvodnom licu terena i betona, zadat je potencijal koji je jednak koti gornje vode (41 mnm - odgovara koti normalnog uspora), dok je na nizvodnom licu objekta i terena zadat potencijal koji je jednak koti donje vode (31 mnm - približno prosečan nivo donje vode u toku 2017. godine).



Slika 6 - Prikaz nivoa gornje (NVA) i donje vode (KDV) u poslednjih 20 godina

Svi procesi koje opisuje MKE filtracioni model mogu se definisati kroz koeficijente filtracije k [m/s] kao materijalne parametre (parametri kojima je definisana vodopropusnost svake zone). Za modeliranje filtracionih procesa, kao parametri se definišu koeficijenti filtracije koji su dati u sledećoj tabeli za svaki od modeliranih elemenata. Parametri su usvojeni na osnovu dostupne dokumentacije o objektu kao i iz stručne literature.

Tabela 1 - Filtracioni parametri materijala korišćeni pri proračunu

Materijal	**Koeficijent filtracije (m/s)**
Betonski deo objekta	10^{-11}
Stenska masa	10^{-7}
Injekciona zavesa	10^{-9}
Drenažne bušotine	10^{-3}

4. PRORAČUNSKE SITUACIJE

Prva proračunska situacija podrazumeva slučaj kada u proračun nisu uključene ni injekciona zavesa ni drenažne bušotine.

Druga proračunska situacija podrazumeva slučaj kada je u proračun uključena injekciona zavesa dok su sve drenažne bušotine isključene.

Treća proračunska situacija podrazumeva slučaj kada su u proračun uključene sve drenažne bušotine dok je injekciona zavesa isključena.

Četvrta proračunska situacija podrazumeva slučaj kada su u proračun uključene i injekciona zavesa i drenažne bušotine.

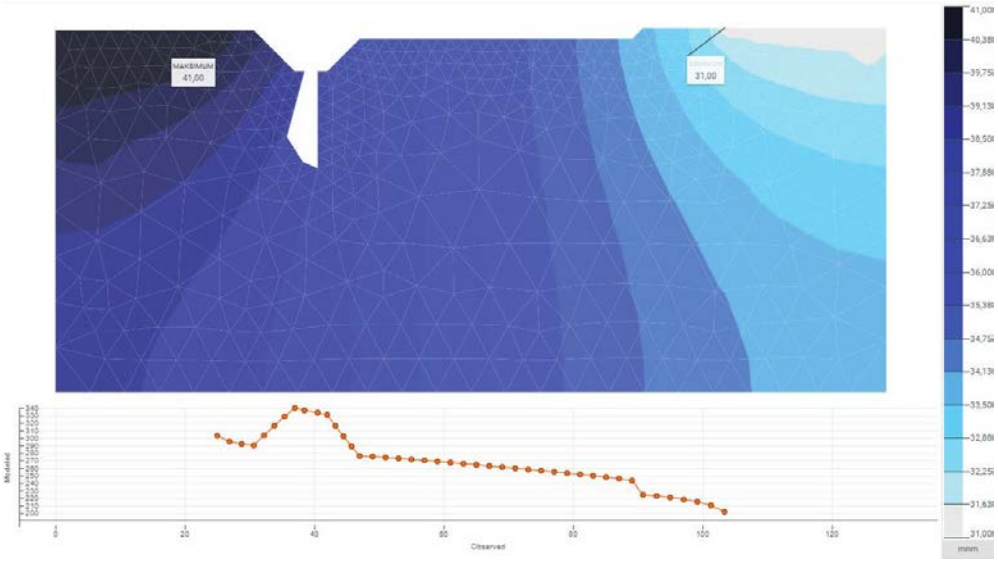
5. REZULTATI PRORAČUNA

Proračuni su izvršeni u programskom paketu PAK [4, 5].

Filtracioni proračun se sprovodi tako što se zadaju konturni uslovi po kotama gornje i donje vode u okviru proračunskih situacija. Kao rezultat dobijaju se filtracione sile za zadato stanje konturnih uslova i ukupna vrednost sile uzgona u zoni temeljne spojnice.

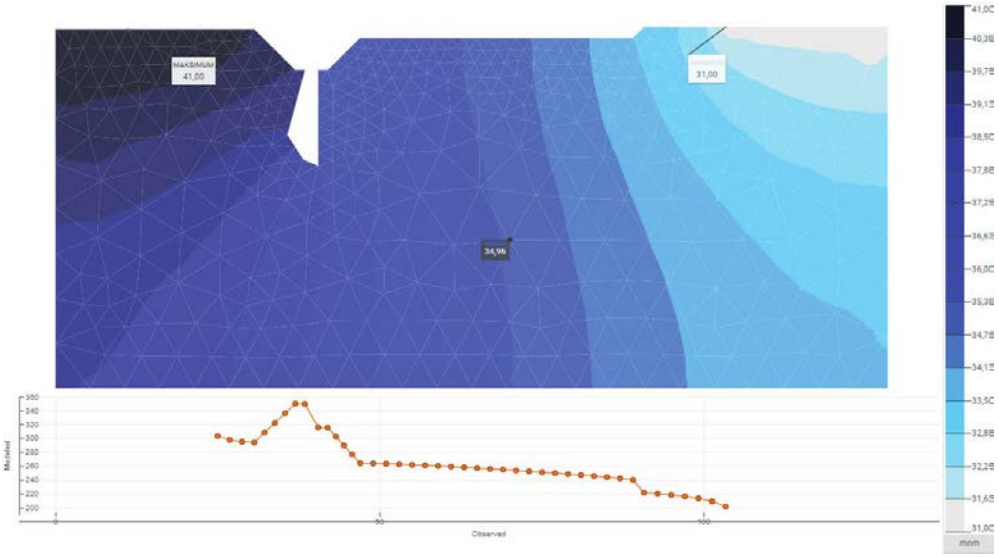
Prikaz rezultata je dat kroz presek po osi bloka dodatne elektrane.

Ukupna vrednost sile uzgona na spojnici između betona i stenske mase za prvu proračunsku situaciju (nisu uključene ni injekciona zavesa ni drenažne bušotine) iznosi U= 631 205 KN.



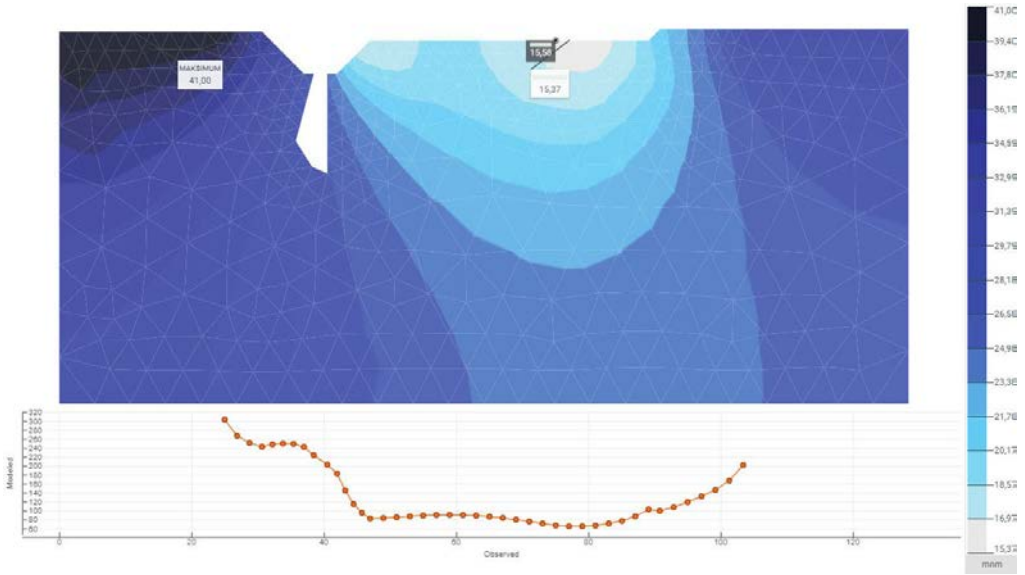
Slika 7 - Pijezonivo [mnm] i porni pritisak [kPa] za prvu proračunsku situaciju

Ukupna vrednost sile uzgona na spojnici između betona i stenske mase za drugu proračunsku situaciju (uključena injekciona zavesa dok su sve drenažne bušotine isključene) iznosi U= 617 818 KN.



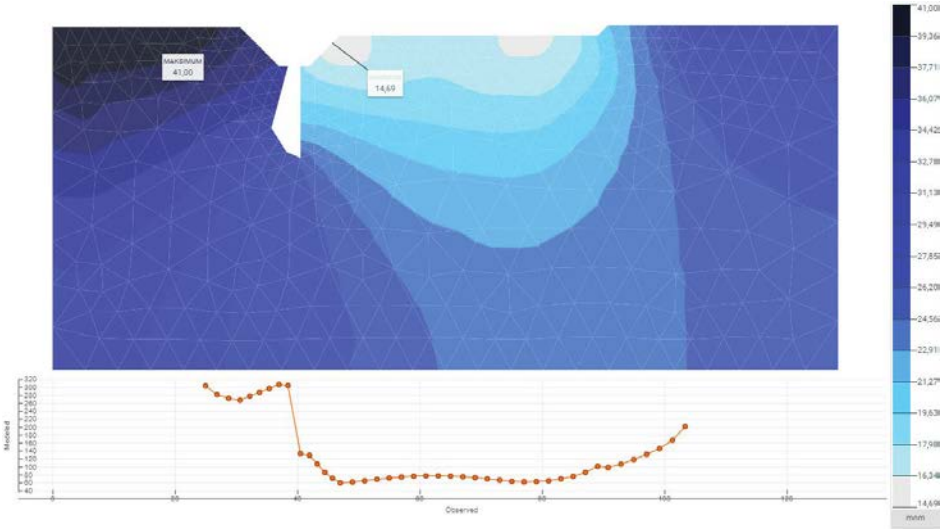
Slika 8 - Pijezonivo [mnm] i porni pritisak [kPa] za drugu proračunsku situaciju

Ukupna vrednost sile uzgona na spojnici između betona i stenske mase za treću proračunsku situaciju (uključene sve drenažne bušotine dok je injekciona zavesa isključena) iznosi U= 255 541 KN.



Slika 9 - Pijezonivo [mnm] i porni pritisak [kPa] za treću proračunsku situaciju

Ukupna vrednost sile uzgona na spojnici između betona i stenske mase za četvrtu proračunsku situaciju (uključene i injekciona zavesa i drenažne bušotine) iznosi U= 244 387 KN.



Slika 10 – Pijezonivo [mnm] i porni pritisak [kPa] za četvrtu proračunsku situaciju

6. ZAKLJUČAK

Na osnovu prikazanih rezultata, može se uočiti značajna promena sile uzgona kombinovanjem dva sistema koji se najčešće primenjuju za redukciju ove sile kod gravitacionih betonskih brana. Najveća uzgonska sila javlja se u slučaju kada konstrukcija nema niti jedan od prikazanih sistema. Sa druge strane, najmanja sila javlja se u slučaju kada objekat ima izvedenu injekcionu zavesu i sistem pravilno raspoređenih drenažnih bušotina. Posmatrajući ove sisteme izdvojeno, na posmatranom modelu i za definisane parametre materijala, značajno bolji efekat se postiže izvođenjem drenažnih bušotina u odnosu na izvedenu injekcionu zavesu..

LITERATURA

[1] Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, Sistem za upravljanje bezbednošću brane HE “Đerdap 2” v2019, Knjiga 9 - Izveštaj o teorijskim osnovama, algoritmima i numeričkim solverima MKE modela termičkih, filtracionih i naponsko-deformacionih procesa, Beograd, 2019.

[2] Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, Sistem za upravljanje bezbednošću brane HE “Đerdap 2” v2019, Knjiga 10 - Izveštaj o preliminarnim analizama primenom MKE modela filtracionih i naponsko - deformacionih procesa na brani, Beograd, 2019.

[3] Siemens. FEMAP User Guide Version 11.2 2015.

[4] Živković M, Vulović S, Kojić M, Slavković R, Grujović N. Program for FE Analysis of Flow Through Porous Media, 2019.

[5] Živković M, Vulović S, Kojić M, Slavković R, Grujović N. User manual and examples for PAK-P - Program for FE Analysis of Flow Through Porous Media, Kragujevac: Faculty of Engineering, University of Kragujevac, 2019.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-31 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Uroš Mirković[1], Vladan Kuzmanović[2], Goran Todorović[3]

TERMIČKA ANALIZA GRAVITACIONE BETONSKE BRANE U FAZI IZGRADNJE I EKSPLOATACIJE

Rezime:

Termičko ponašanje gravitacionih betonskih brana presudno zavisi od početnih i graničnih uslova, karakteristika mešavine i dimenzija blokova. U radu je prikazan prostorni numerički model za faznu termičku analizu visoke gravitacione betonske brane. Za usvojene dimenzije blokova, redosled betoniranja i dinamiku građenja određivano je temperaturno polje, uzimajući u obzir toplotu hidratacije betona i sadejstvujuću stensku masu. Na osnovu dobijenih rezultata, dati su zaključci i preporuke za proračun temperaturnog polja kod gravitacionih betonskih brana.

Ključne reči: numerički model, termička analiza, gravitaciona brana, građenje, eksploatacija

THERMAL ANALYSIS OF CONCRETE GRAVITY DAM UNDER CONSTRUCTION AND DURING OPERATION

Summary:

The thermal behavior of concrete gravity dams crucially depends on the initial and boundary conditions, the characteristics of the mixture and the dimensions of the blocks. This paper presents numerical model for transient thermal analysis of a high concrete gravity dam. The temperature field was determined for the predefined dimensions of the blocks and placement schedule, taking into account hydration heat and the surrounding rock mass. Based on the obtained results, conclusions and recommendations for concrete gravity dams thermal analysis are given.

Key words: numerical model, thermal analysis, gravity dam, construction, exploitation

[1] *mast. inž. građ., Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, Beograd, Republika Srbija, uros.mirkovic@jcerni.rs*
[2] *dr, redovni profesor, Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, Beograd, Republika Srbija, vladak@grf.bg.ac.rs*
[3] *dr, redovni profesor, Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, Beograd, Republika Srbija, todor@grf.bg.ac.rs*

1. TRANSPORT TOPLOTE

Transport toplote se u prirodi obavlja preko tri osnovna procesa: provođenjem (kondukcijom), prelazom (konvekcijom) i zračenjem (radijacijom).

Provođenje (kondukcija) je proces prenosa toplote kod koga nema strujanja ili usmerenog kretanja molekula već se energija prenosi isključivo haotičnim sudarima atoma. Ovaj vid je dominantan unutar čvrstih tela jer su svi susedni atomi vezani jakim hemijskim vezama.

Prelaz toplote (konvekcija) se dešava ako je čvrsto telo u kontaktu sa sredinama drugog agregatnog stanja (gas - čvrsto telo, tečnost – čvrsto telo). Tu postoji slobodno ili prinudno strujanje fluida na kontaktu sa telom pa se razmena toplote obavlja sa fluida u kretanju na čvrsto telo i obrnuto.

Zračenje (radijacija) se javlja kod tela svih agregatnih stanja na svim temperaturama i potiče od elektromagnetnog zračenja samih atoma i molekula usled njihovog termalnog kretanja i sudaranja.

2. TEMPERATURNI UTICAJI U HIDROTEHNIČKOM BETONU

Usled nejednakog širenja i skupljanja betona u telu brane, javljaju se naponi zatezanja koji izazivaju nastanak prslina. Prsline se vremenom šire, slabe otpornost brane na smicanje, i omogućavaju proviranje vode i povećanje uzgona. [1]

Ovi uticaji se ublažavaju građenjem u međusobno nezavisnim lamelama, koristeći sporovezujuće cemente kod kojih se proces vezivanja i oslobađanja toplote obavlja sporije, spravljanjem betona sa manjom količinom cementa, snižavanjem temperature betonske mešavine korišćenjem hladne vode za spravljanje betona, hlađenjem agregata, hlađenjem i negovanjem betona nakon ugrađivanja i faznim betoniranjem.

Za izgradnju brana najčešće se koristi hidrotehnički beton, koji mora da obezbedi dovoljnu čvrstoću, otpornost na mraz i vododrživost, a da, sa druge strane, ima nisku toplotu hidratacije i male zapreminske deformacije. [1]

3. BLOKOVI U POPREČNOM PRESEKU GRAVITACIONE BRANE

Da bi postigla monolitnost i ubrzalo hlađenje betona usled hidratacione toplote, gravitacione betonske brane se radnim razdelnicama dele na blokove za betoniranje. Blok za betoniranje je zapremina ograničena oplatom ili betonom koju bi trebalo odjednom betonirati.

U izvođačkoj praksi se koristi nekoliko načina (metoda) raspoređivanja blokova unutar lamele: dugi, kosi, stubasti blokovi, kombinacija stubastih i dugih blokova, visoki blokovi. Izbor dimenzija i rasporeda blokova (tj. metode građenja) zavisi od termičkog proračuna i tehničko-ekonomske analize.

Dužina bloka (posmatrano u pravcu ose brane) po pravilu je jednaka dužini lamele i određuje se iz uslova da ne dođe do pojave prslina (obično vertikalnih) usled skupljanja betona. Širina bloka (u pravcu uzvodno-nizvodno) zavisi od širine lamele i obično iznosi do 25,0 m. Visina bloka se obično kreće između 0,5 i 3 m. [2]

4. TERMIČKA SVOJSTVA HIDROTEHNIČKOG BETONA

Za proračun temperaturnog polja gravitacionih betonskih brana (i drugih masivnih hidrotehničkih konstrukcija), osim toplotne provodnosti hidrotehničkog betona, uzimaju se u obzir i toplotna fizička svojstva stene u koju je temeljena betonska hidrotehnička konstrukcija, izdvajanje toplote iz hidrotehničkog betona i razmena toplote između površine betonskih blokova i spoljašnje sredine.

Hidrotehnički beton ima sledeća termička svojstva [2]:

- c - specifični toplotni kapacitet; brojno je jednak količini toplote neophodne za povećanje temperature jedinice mase tela za jedan stepen [J/(kg°C)],
- $c \cdot \rho$ - specifični zapreminski toplotni kapacitet [J/(m^3°C)],
- λ - toplotna provodnost koja karakteriše intenzivnost procesa provođenja toplote u telu; brojno je jednak gustini toplotnog fluksa usled provođenja toplote kada je razlika temperatura površina između kojih se provodi toplota 1 °C (1 K) [W/(m°C)],
- α - koeficijent toplotne difuzivnosti $\alpha = \lambda/(c \cdot \rho)$, brojno je jednak odnosu toplotne provodnosti λ i specifičnog zapreminskog toplotnog kapaciteta $c \cdot \rho$ [m^2/s].

Toplotna fizička svojstva hidrotehničkog betona zavise od mnogih parametara, kao na primer vrste cementa, utroška cementa, vrste agregata, utroška agregata i vodocementnog faktora.

Izdvajanje toplote iz betona zavisi od hemijskog i mineraloškog sastava cementa, jer se u procesu očvršćavanja betona iz njega izdvaja značajna količina toplote u reakcijama hidratacije cementa. Eksperimenti su pokazali da se u toku prvih 7 do 10 dana očvršćavanja betona izdvaja od 70 do 80% toplote nastale hidratacijom cementa i da se u daljem procesu izdvajanje toplote usporava. Temperatura usled toplote nastale hidratacijom cementa daje najveće napone i prsline u brani u periodu građenja. [2]

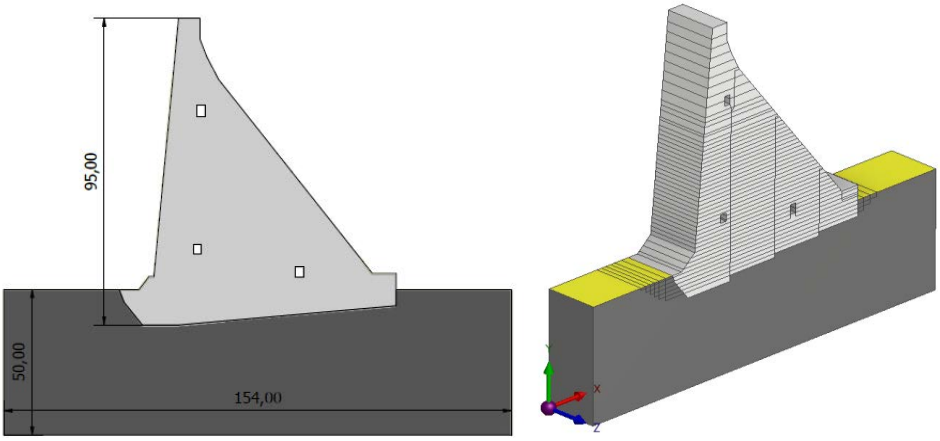
5. OPIS MODELA

5.1. TRODIMENZIONALNI GEOMETRIJSKI MODEL BRANE

Trodimenzionalni geometrijski model za termički proračun brane obuhvata jednu lamelu brane sa pripadajućom stenskom masom (Slika 1).

Lokalni koordinatni sistem brane postavljen je sa koordinatnim početkom kao na Slici 1, sa pozitivnim smerom X ose u pravcu toka reke i Z ose ka desnom boku brane. Y osa je vertikalna osa sa pozitivnim smerom naviše.

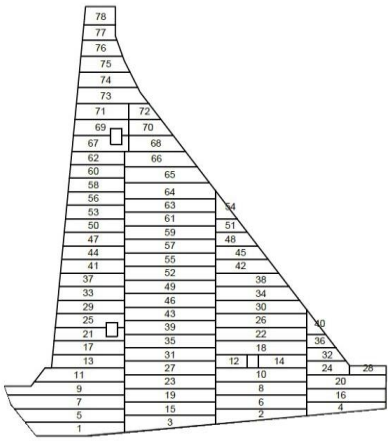
Pripadajuća stenska masa prikazanog modela je dimenzija 154,0 x 20,0 x 50,0 m (L:B:H). Uzvodna i nizvodna ivica stenske mase je oko 35,0 m uzvodno i nizvodno od ivica brane. Najniža kota modela je na 101,0 mnm (kota dna stenske mase) a najviša na 230,0 mnm (kota krune brane), dok je gornja kota stenske mase 151,0 mnm. Modeliranjem pripadajuće stenske mase na pomenuti način, obezbeđeno je i odgovarajuće modeliranje pojava u zoni temeljne spojnice i razmena toplote između stene i brane.



Slika 1 - Trodimenzionalni geometrijski model nepelivne lamele

Telo brane (tj. posmatrane lamele) je modelirano zapreminskim telima (3D solidima) koja čine lamelu sastavljenu od 78 blokova. Blokovi tela brane su stubastog tipa, dužine koja je jednaka dužini lamele (20,0 m), prosečne širine 20,0 m i visine - 3,0 m (blokovi 1-63), 3,5 m (blokovi 64-77), odnosno 4,0 m (blok 78).

Prikaz blokova sa usvojenim planom betoniranja dat je na Slici 2.



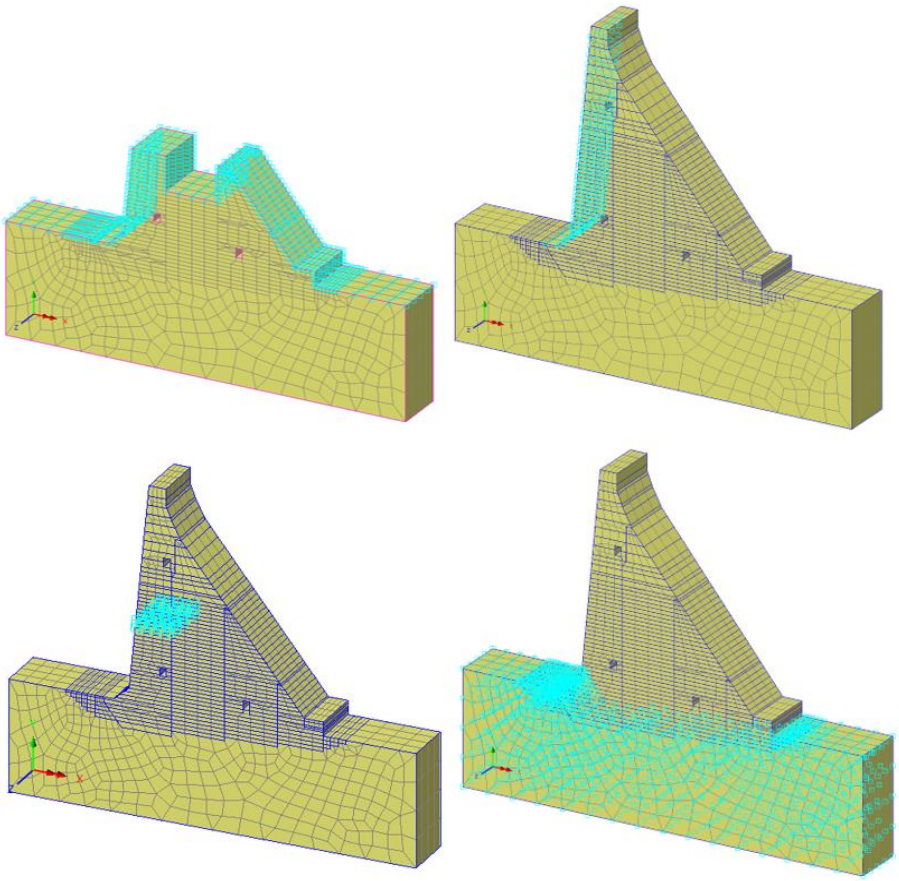
Slika 2 - Blokovi u poprečnom preseku lamele sa planom betoniranja

5.2. TRODIMENZIONALNI MKE MODEL BRANE

5.2.1. Mreža konačnih elemenata

Za potrebe modeliranja termičkih procesa formiran je, u programu LUSAS, trodimenzionalni MKE model lamele. MKE model, pored tela brane, obuhvata i deo pripadajuće stense mase.

Svaki blok predstavlja novu fazu, čime je omogućena realna simulacija dinamike građenja. Mreža konačnih elemenata modela brane je kreirana korišćenjem heksaedarskih konačnih elemenata HX8M. Model se sastoji od 4068 elemenata i 5335 čvorova.



Slika 3 - Konturni uslovi za sprovođenje termičkog proračuna (odozgo sa leve strane u smeru kazaljke na satu: površina betona u dodiru sa vazduhom, površina betona u dodiru sa vodom, temperatura pripadajuće stenske mase i temperatura sveže betonske mešavine)

5.2.2. Konturni uslovi

Za sprovođenje termičkog proračuna uzeti su u obzir sledeći granični uslovi (Slika 3):

- površina betona u dodiru sa vazduhom (temperature vazduha se kreću u rasponu od -2,0 do 33,0 ˚C, dok se temperatura vazduha u galerijama kreće od 10,0 do 22,0 ˚C),
- površina betona u dodiru sa vodom (temperatura vode je usvojena kao konstantna i iznosi 9,0 ˚C),
- temperatura pripadajuće stenske mase (usvojena kao konstantna i iznosi 13,0˚C),
- temperatura sveže betonske mešavine (kreće se u intervalu od 9,50 do 13,10˚C).

5.2.3. Parametri materijala za termičku analizu

Za termički proračun betonske konstrukcije brane korišćeni su sledeći parametri betona brane:

- toplotna provodnost: $\lambda = 1{,}80$ W/(m · °C)
- specifična toplota: $c = 950{,}0$ J/(kg·°C)
- koeficijent termičkog širenja: $\alpha' = 11{,}5 \cdot 10^{-6}$ 1/°C
- koeficijent konvekcije: K=6,13 J/(m^2·s·°C)
- koeficijent radijacije: R = 14,0 J/(m^2·s·°C^4)
- referentna temperatura: 13,0 °C
- parametri hidratacije betona:
  - udeo cementa (tip I) u masi betona: 50,0 kg/m^3
  - vodocementni faktor: 0,47
  - udeo letećeg pepela u masi betona: 225,0 kg/m^3
  - udeo CaO u letećem pepelu: 17,0 %
  - pretpostavljena temperatura očvršćavanja: 25,50 °C

dok su za parametre stenske mase usvojeni:

- toplotna provodnost: $\lambda = 2{,}40$ W/(m·°C)
- specifična toplota: $c = 880{,}0$ J/(kg·°C)
- koeficijent termičkog širenja: $\alpha = 9{,}0 \cdot 10^{-6}$ 1/°C

5.2.4. Faze proračuna

Termički proračun je sproveden za fazu izgradnje, fazu punjenja akumulacije i fazu eksploatacije. Faza izgradnje obuhvata period od 0 do 512. dana sa 78 proračunskih podfaza jednakog trajanja (za svaki od blokova), faza od završetka izgradnje do početka punjenja akumulacije obuhvata period od 512 do 1080. dana, dok preostali deo analiziranog vremena obuhvata period punjenja akumulacije zajedno sa eksploatacionim periodom (1080-1804. dan).

Termčka analiza koja se vrši kada su toplotna provodnost, specifična toplota ili granični uslovi funkcije temperature je nelinearna u materijalnom smislu i kaže se da postoji fizička nelinearnost problema [3].

5.2.5. Dinamika građenja brane i punjenja akumulacije

Karakteristični datumi pri građenju brane su:

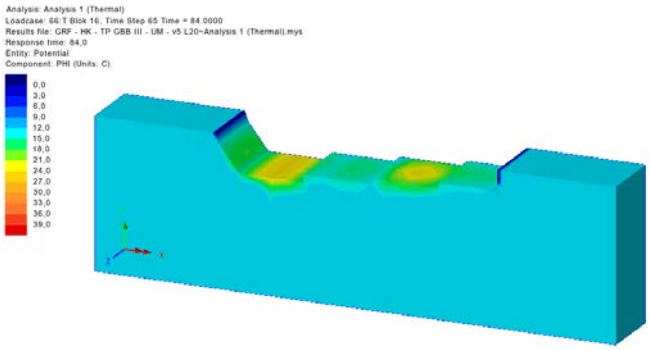
- datum početka građenja - 18.10.,
- prva pauza od 12 dana (od 15.12. do 27.12. iste godine),
- druga (letnja) pauza od 135 dana (od 20.06. do 02.11. druge godine),
- treća pauza (od 15.12. do 27.12. druge godine),
- punjenje akumulacije u periodu od 27.05. do 20.11. četvrte godine.

Dinamika građenja brane po blokovima definisana je tako da prati prethodno navedene datume i pauze sa odgovarajućom preraspodelom graničnih i konturnih uslova nad izmenjenom geometrijom modela koja je uslovljena betoniranjem po blokovima.

Ukupan broj dana koji su korišćeni pri proračunu je 1804 (obuhvaćena je i eksploatacija objekta u toku pete godine od početka građenja).

6. PRIKAZ REZULTATA PRORAČUNA TEMPERATURNOG POLJA

Temperatura u stenskoj masi uvek je jednaka zadatoj srednjoj višegodišnjoj temperaturi od 13,0 °C, osim u delu stene neposredno ispod temeljne spojnice, gde je nekoliko stepeni viša (Slika 4). Iz pomenutog razloga, na narednim slikama stenska masa će biti izuzeta iz prikaza.



Slika 4 - Prikaz temperature u stenskoj masi (13,0 °C)

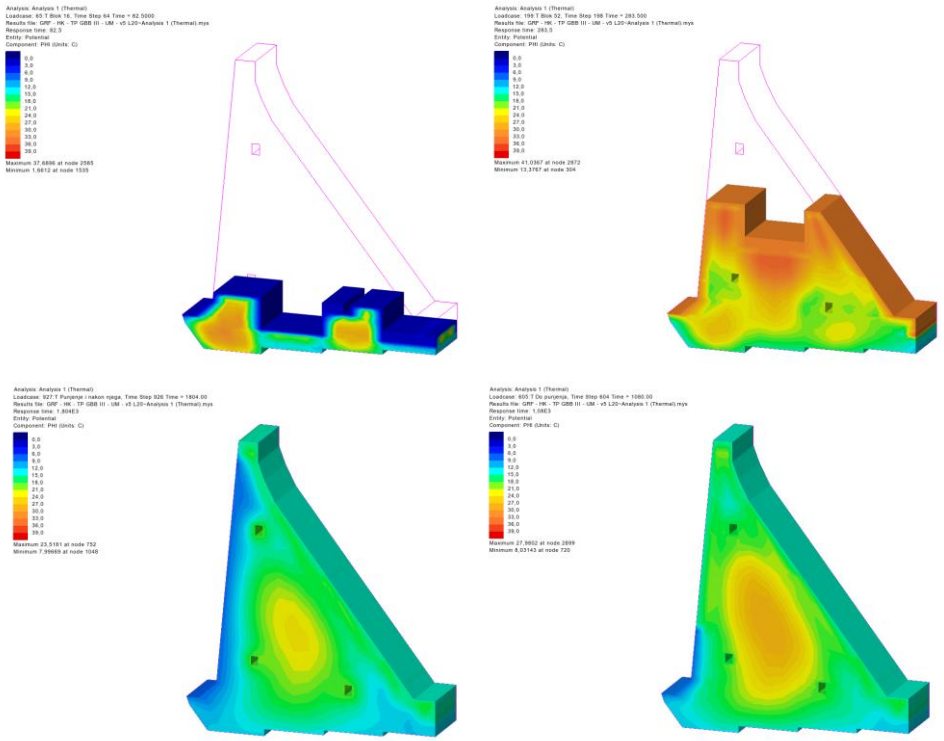
Temperaturno polje u telu brane prikazano je u pojedinim fazama (Slika 5) i to za:

- 84. dan od početka izgradnje konstrukcije (15 dana od završetka bloka 16 a u trenutku završetka prve pauze u izvođenju radova),
- 283. dan od početka izgradnje konstrukcije (40 dana od završetka bloka 52 a u toku druge pauze u izvođenju radova),
- 1080. dan od početka izgradnje konstrukcije, u toku punjenja akumulacije,
- 1804. dan od početka izgradnje konstrukcije, u vreme eksploatacije objekta.

Temperaturno polje za 84. dan ima maksimum od 37,7 °C i minimum od 1,7 °C. Maksimum se nalazi u središnjem delu bloka 9 bliže njegovoj nizvodnoj stranici, dok se minimum nalazi između blokova 16 i 20 na nizvodnom licu brane, bliže levoj stranici bloka i na kontaktu sa stenskom masom. Prikazani korak ove faze građenja pokazuje dobro slaganje sa graničnim uslovima. Temperatura vazduha u datom trenutku 10.01. iznosila je 3,0 °C. Temperatura sveže betonske mešavine pri betoniranju bloka 16 (69. dan) iznosila je 9,5 °C, a temperature prethodno izbetoniranih blokova kretale su se u intervalu od 9,50 do 10,0 °C. Adijabatski porast temperature u masi betona je izražen i očekivan, dok je ka spoljnim konturama blokova evidentan proces hlađenja izazvan uticajem vremenskih prilika (zimski period godine).

Temperaturno polje za 283. dan ima maksimum od 41,0 °C i minimum od 18,3 °C. Maksimum se nalazi na polovini visine bloka 49, u unutrašnjem delu i bliže uzvodnom licu bloka dok se minimum, izuzimajući beton do stenske mase uzvodno i nizvodno koji se u ograničenoj zoni ohladio do temperature iste, u središnjem delu bloka 3, bliže levoj stranici lamele. Prikazani korak ove faze građenja pokazuje dobro slaganje sa graničnim uslovima. Temperatura vazduha u datom trenutku 27.07. iznosila je 32,0 °C. Može se videti značajan uticaj letnjih temperatura na površine koje su u dodiru sa vazduhom, zbog čega je i uvedena letnja pauza i obustava radova. Efekat hlađenja betona u ovom radu nije razmatran, ali je svakako jedan od važnih procesa koji se primenjuje pri betoniranju masivnih konstrukcija pri visokim spoljnim temperaturama. Sa

druge strane, u nižim delovima lamele, evidentan je prethodni uticaj zimskih temperatura koje su dovele do hlađenja ovog dela konstrukcije pa se u njemu i javljaju minimalne temperature betona u ovoj fazi građenja. Temperatura sveže betonske mešavine pri betoniranju bloka 52 iznosila je 10,85 °C. Temperature prethodno izbetoniranih blokova kretale su se u intervalu od 9,50 do 13,10 °C. Temperature vazduha u prvoj i drugoj galeriji iznose 22,0 °C. Adijabatski porast temperature u masi betona je izražen i očekivan, dok je ka spoljnim konturama blokova evidentan pad tih temperatura u odnosu na unutrašnjost lamele.



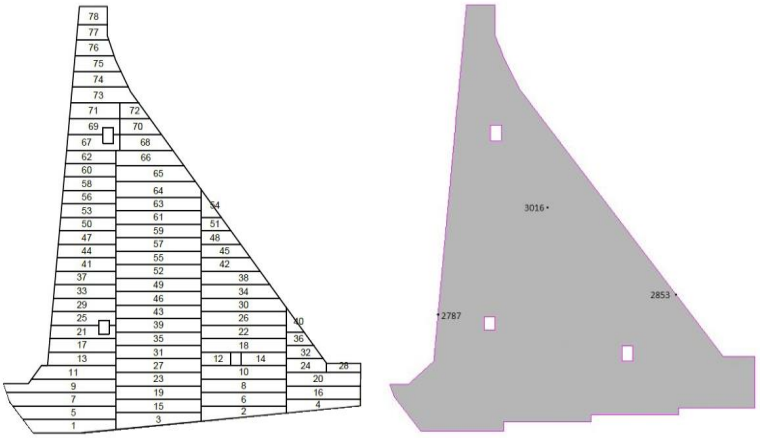
Slika 5 - Temperaturna polja za datume 10.01. (84. dan)-gore levo; 27.07. (283. dan)-gore desno, 02.10. (1080. dan)-dole desno i 25.09. (1804. dan od početka građenja)-dole levo

Temperaturno polje za 1080. dan ima maksimum od 28,0 °C i minimum od 8,0 °C. Maksimum se nalazi na u središtu bloka 52, dok se minimum nalazi na uzvodnoj levoj ivici bloka 33 u njenoj polovini visine. Prikazani korak ove faze pokazuje dobro slaganje sa graničnim uslovima. Temperatura vazduha u datom trenutku 02.10. iznosila je 16,0 °C. Temperature vazduha u sve tri galerije iznose 16,0 °C. Sa uzvodne strane prisutan je uticaj temperature vode pri punjenju akumulacije (9,0°C). Upravo se u ovoj zoni uočavaju minimalne temperature betona. Adijabatski porast temperature u masi betona je još uvek prisutan, dok je ka spoljnim konturama blokova evidentan pad tih temperatura u odnosu na unutrašnjost lamele. Proces hlađenja cele konstrukcije je u toku.

Temperaturno polje za 1804. dan ima maksimum od 23,5 °C i minimum od 8,0 °C. Maksimum se nalazi između blokova 49 i 52 uz levu stranicu blokova dok se minimum nalazi na uzvodnoj levoj ivici između blokova 76 i 77. Prikazani korak ove faze eksploatacije pokazuje dobro slaganje sa graničnim uslovima. Temperatura vazduha u datom trenutku 25.09. iznosila je 16,0 °C. Temperature vazduha u sve tri galerije iznose 20,0 °C. Sa uzvodne strane uočava se značajan uticaj temperature vode akumulacije (9,0 °C). U ovoj zoni nalazi se i minimalna ekstremna vrednost temperature betona. Adijabatski porast temperature u masi betona je još uvek prisutan, dok je ka spoljnim konturama blokova evidentan pad tih temperatura u odnosu na unutrašnjost lamele. Proces hlađenja cele konstrukcije je u toku.

7. TEMPERATURA U KARAKTERISTIČNIM ČVOROVIMA

U cilju praćenja promene temperature betona, izabrani su karakteristični čvorovi na uzvodnom i nizvodnom licu i u sredini lamele (Slika 6).

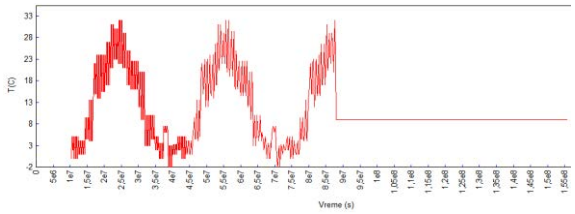


Slika 6 - Karakteristični čvorovi za prikaz promene temperature betona

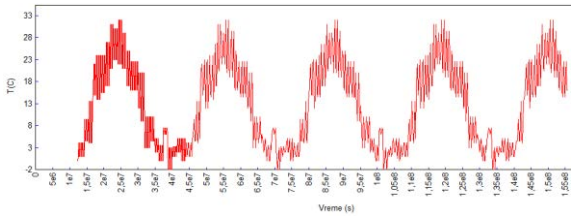
Na slici 7 prikazana je temperatura betona u čvoru koji se nalazi na uzvodnoj stranici bloka 25. Iz dijagrama se može zaključiti da je blok od trenutka izgradnje (121. dan od početka građenja konstrukcije) pa sve do trenutka kada ga je okvasila voda akumulacije (konstantne temperature) bio izložen temperaturi vazduha.

Na slici 8 prikazana je temperatura betona u čvoru koji se nalazi na nizvodnoj stranici bloka 34. Iz dijagrama se može zaključiti da je čvor bloka od trenutka izgradnje (162. dan od početka građenja konstrukcije) pa sve do kraja proračuna bio izložen temperaturi vazduha.

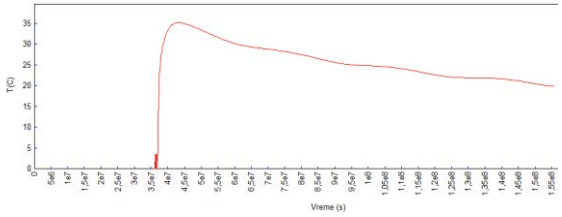
Na slici 9 prikazana je temperatura betona u čvoru koji se nalazi na gornjoj stranici bloka 61. Iz dijagrama se može zaključiti da je čvor bloka od trenutka izgradnje (418. dan od početka građenja konstrukcije) kratak vremenski period bio izložen temperaturi vazduha (decembar) nakon čega su preko njega izbetonirani drugi blokovi. Nakon betoniranja blokova iznad, temperatura u čvoru bloka počinje naglo da raste usled oslobađanja toplote hidratacije dostižući, u određenom trenutku, svoju ekstremnu vrednost. Nakon toga, do kraja proračuna evidentan je proces hlađenja betona.



Slika 7 - Temperatura betona (°C) u čvoru 2787 (uzvodna kontura brane)



Slika 8 - Temperatura betona (°C) u čvoru 2853 (nizvodna kontura)



Slika 9 - Temperatura betona (°C) u čvoru 3016 (u masi lamele)

8. ZAKLJUČAK

Na osnovu prikazanih dijagrama može se zaključiti da je proračun temperaturnog polja dao očekivane vrednosti temperatura u telu brane. Proračuni su pokazali da najveći uticaj imaju: adijabatski porast temperature mešavine betona, granični uslov po temperaturi vazduha, kao i prekidi u betoniranju. Zbog toga su veoma značajni kontrola temperature mešavine, odgovarajuća nega betona kao i odgovarajuće pauze prilikom izgradnje konstrukcije.

LITERATURA

[1] Savić Lj.: Uvod u hidrotehničke građevine, drugo izdanje, Građevinski fakultet, Beograd, 2009.

[2] Petrović P.: Hidrotehničke konstrukcije, drugi deo, Građevinski fakultet, Beograd, 2002.

[3] Kuzmanović V.: Prilog termičkom proračunu gravitacionih brana od valjanog betona, doktorska disertacija, Građevinski fakultet, Beograd, 2007.

[4] Kuzmanović V., Savić Lj., and Stefanakos J.: Long-term thermal two and three dimensional analysis of roller compacted concrete dams supported by monitoring verification. Canadian Journal of Civil Engineering. 37 (4), pp.600-610, 2010.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-32 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Uroš Mirković[1], *Vladan Kuzmanović*[2]

PRORAČUN TERMIČKIH NAPONA GRAVITACIONE BETONSKE BRANE U FAZI IZGRADNJE I EKSPLOATACIJE

Rezime:

U radu je prikazan prostorni numerički model za faznu termičko-naponsku analizu gravitacione betonske brane. Na osnovu proračuna temperaturnog polja, uzimajući u obzir i sadejstvujuću stensku masu, određeni su termički naponi za dve izabrane dužine lamele (15 i 20 m). Proračun je urađen za period koji obuhvata izgradnju, punjenje akumulacije i početak eksploatacije. Na osnovu dobijenih rezultata, dati su zaključci i preporuke za proračun termičkih napona i određivanje dužine lamela kod gravitacionih betonskih brana.

Ključne reči: termički naponi, gravitaciona brana, dužina lamele, građenje, eksploatacija

LONG-TERM THERMAL-STRESS ANALYSIS OF CONCRETE GRAVITY DAM

Summary:

This paper presents numerical model for the phased thermal-stress analysis of concrete gravity dams, including the surrounding rock mass. Based on the temperature field computation, thermal stresses were determined for different monolith lengths. Computations cover the construction phase, reservoir filling and the beginning of exploitation period. Based on the obtained results, conclusions and recommendations for the computation of thermal stresses and monolith lengths of concrete gravity dams are given.

Key words: thermal stresses, gravity dam, monolith length, construction, exploitation

[1] *mast. inž. građ., Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, Beograd, Republika Srbija, uros.mirkovic@jcerni.rs*
[2] *dr, redovni profesor, Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, Beograd, Republika Srbija, vladak@grf.bg.ac.rs*

1. PRSLINE USLED TERMIČKIH NAPONA ZATEZANJA

Usled nejednakog širenja i skupljanja betona, u telu brane se javljaju naponi zatezanja koji mogu izazvati nastanak prslina. Prsline se vremenom šire, slabe otpornost brane na smicanje, i omogućavaju proviranje vode i povećanje uzgona. [1]

2. USLOV ZA POJAVU PRSLINA U BETONU BRANE

Uslov za pojavu prsline je da maksimalni glavni napon zatezanja bude veći od čvrstoće betona na zatezanje u posmatranom trenutku (i na posmatranom mestu u konstrukciji), tj.

$$\sigma_1(t) > f_z(t)$$

gde su:

$\sigma_1(t)$ - maksimalni glavni napon zatezanja, u trenutku t,

$f_z(t)$ - računska čvrstoća betona na zatezanje, u trenutku t.

Usled uticaja temperature, prekoračenje čvrstoće betona na zatezenje po pravilu nastaje u pravcu ose brane. Zbog toga se prsline javljaju u vertikalnoj ravni, po visini poprečnog preseka brane. Širina prslina i rastojanje poprečnih preseka u kojima su se pojavile prsline zavise od „stepena ograničenosti". Stepen ograničenosti je mera ograničenosti promene zapremine tela (brane). Na ograničenost promene zapremine utiču sredina u kojoj je brana temeljena, druge konstrukcije sa kojima je brana u kontaktu i prethodno izbetonirani blokovi [2].

3. DUŽINA LAMELE GRAVITACIONE BETONSKE BRANE

U cilju sprečavanja mogućnosti nastanka prslina usled termičkih napona zatezanja, gravitacione betonske brane se vertikalnim razdelnicama dele na lamele. Zazor (otvor) između lamela (dilataciona ili konstruktivna razdelnica) omogućava da se termički naponi rasterete i spreči nastanak prslina. Ispravno postavljenim dilatacionim razdelnicama izbegavaju se i prsline usled nejednakog sleganja, koje može nastati kao rezultat topografskih i/ili geomehaničkih uslova. Širina lamele je obično između 6 i 16 m, a određuje se iz uslova da prsline u betonu budu u prihvatljivim granicama.

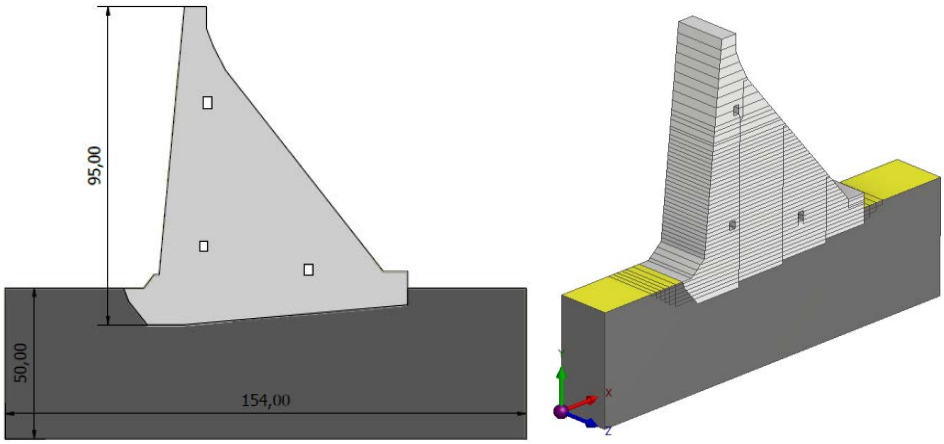
Razvoj savremenih metoda i alata za proračun konstrukcija omogućio je proračun naponskog stanja usled temperaturnih uticaja.

U ovom radu prikazan je proračun naponskog stanja jedne lamele gravitacione betonske brane visine 95 m. Za usvojene dimenzije blokova, redosled betoniranja i dinamiku građenja određeno je naponsko stanje usled sopstvene težine i uticaja temperature. Modelom je obuhvaćena i sadejstvujuća stenska masa. Proračun je urađen za period koji obuhvata: izgradnju objekta, punjenje akumulacije i početak eksploatacije. Analiza uticaja dimenzija blokova na naponsko stanje sprovedena je razmatrajući dve varijante proračuna sa pretpostavljenim dužinama blokova (lamele) od 15,0 i 20,0 m (dužina blokova jednaka je dužini lamele).

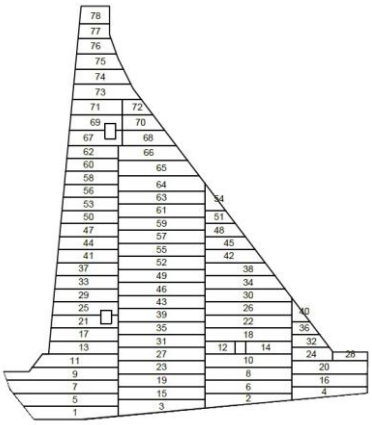
4. OPIS MODELA

4.1. TRODIMENZIONALNI GEOMETRIJSKI MODEL BRANE

Trodimenzionalni geometrijski model za termički proračun brane obuhvata jednu lamelu brane sa pripadajućom stenskom masom (Slika 1).



Slika 1 - Trodimenzionalni geometrijski model lamele brane



Slika 2 - Blokovi u poprečnom preseku lamele sa planom betoniranja

Lokalni koordinatni sistem brane postavljen je sa koordinatnim početkom kao na Slici 1, sa pozitivnim smerom X ose u pravcu toka reke i Z ose ka desnom boku brane. Y osa je vertikalna osa sa pozitivnim smerom naviše.

Pripadajuća stenska masa prikazanog modela je dimenzija 154,0 x 20,0 x 50,0 m (L:B:H). Uzvodna i nizvodna ivica stenske mase je oko 35,0 m uzvodno i nizvodno od ivica brane. Najniža kota modela je na 101,0 mnm (kota dna stenske mase) a najviša na 230,0 mnm (kota krune

brane), dok je gornja kota stenske mase 151,0 mnm. Modeliranjem pripadajuće stenske mase na pomenuti način, obezbeđeno je i odgovarajuće modeliranje pojava u zoni temeljne spojnice.

Telo brane (tj. posmatrane lamele) je modelirano zapreminskim telima (3D solidima) koja čine lamelu sastavljenu od 78 blokova. Blokovi tela brane su stubastog tipa, dužine koja je jednaka dužini lamele (20,0 m), prosečne širine 20,0 m i visine - 3,0 m (blokovi 1-63), 3,5 m (blokovi 64-77) i 4,0 m (blok 78).

Prikaz blokova sa usvojenim planom betoniranja prikazan je na Slici 2.

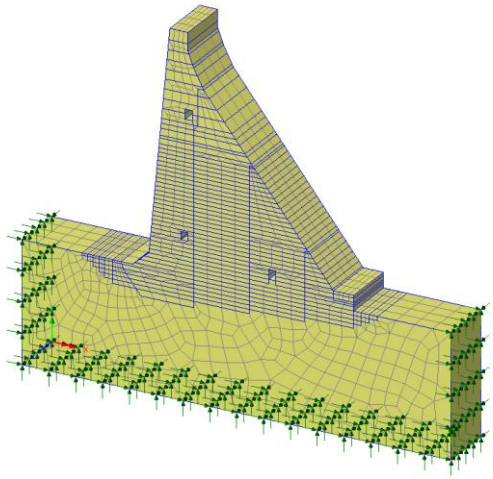
4.2. TRODIMENZIONALNI MKE MODEL BRANE

4.2.1. Mreža konačnih elemenata

Nakon formiranja geometrijskog modela, formiran je i trodimenzionalni MKE model prikazane lamele brane. MKE model, pored lamele brane, obuhvata i deo pripadajuće stenske mase. Svaki blok predstavlja novu fazu, čime je omogućena realna simulacija dinamike građenja. Mreža konačnih elemenata modela brane je kreirana korišćenjem heksaedarskih konačnih elemenata HX8M. Model se sastoji od 4068 elemenata i 5335 čvorova.

4.2.2. Konturni uslovi

U proračunu naponskog stanja, zadati su granični uslovi po pomeranjima: na donjoj, uzvodnoj i nizvodnoj granici stenske mase sprečeno je pomeranje čvorova u svim pravcima. S obzirom da je solid pripadajuće stenske mase relativno mali, na ovaj način omogućeno je realno ponašanje stenske mase ispod lamele brane kao i njena deformacija usled sopstvene težine.



Slika 3 - Konturni uslovi pri proračunu naponskog stanja

Sopstvena težina brane i okolne stenske mase se uzima kao inicijalno opterećenje modela na osnovu koga se definiše početno naponsko stanje. Izračunavanje napona i pomeranja usled sopstvene težine vrši se u prvom koraku svake od faza betoniranja blokova. Dobijene vrednosti

napona predstavljaju početno naponsko stanje za sledeće korake jedne faze u kojima se razmatra uticaj ostalih opterećenja na branu.

Delovanje hidrostatičkog pritiska i uzgona nije razmatrano jer bi se na ovaj način „maskirao“ doprinos i uticaj temperature na naponsko stanje u telu brane.

Temperaturno polje za odgovarajući proračunski korak preuzima se iz prethodno sprovedenog termičkog proračuna uz pomoć jednosmerne spregnute analize (temperatura utiče na deformaciju, ali ne i obrnuto). Pomoću modula „Nonlinear and Transient“ program automatski konvertuje model iz termičke u naponsku analizu. Na početku svake faze definiše se aktivan deo modela, s obzirom na mogućnost da se iz faze u fazu pojavljuju novi aktivni delovi modela, odnosno da neki delovi modela, koji su bili aktivni u prethodnim fazama, u narednoj fazi više ne postoje („birth and death element“). Uzimanje u obzir istorije deformacija kroz vremenske korake izvršeno je izborom opcije „Time domain-viscous“ koja se nalazi u okviru modula „Nonlinear and Transient“.

4.2.3. Parametri materijala za proračun naponskog stanja

Za proračun naponskog stanja betonske konstrukcije brane korišćeni su sledeći parametri:

- beton u telu brane:
  - zapreminska masa $\gamma = 2360{,}0$ kg/m^3,
  - modul elastičnosti E = 30,0 GPa,
  - Poasonov koeficijent $\nu = 0{,}20$,
- stenska masa:
  - zapreminska masa $\gamma = 2430{,}0$ kg/m^3,
  - modul elastičnosti E = 20,0 GPa,
  - Poasonov koeficijent $\nu = 0{,}20$.

4.2.4. Faze proračuna

Proračun naponskog stanja je sproveden za fazu izgradnje, fazu punjenja akumulacije i fazu eksploatacije. Faza izgradnje obuhvata period od 0 do 512. dana sa 78 proračunskih podfaza jednakog trajanja (za svaki od blokova), faza od završetka izgradnje do početka punjenja akumulacije obuhvata period od 512 do 1080. dana, dok preostali deo analiziranog vremena obuhvata period punjenja akumulacije zajedno sa eksploatacionim periodom (1080-1804. dan).

4.2.5. Dinamika građenja brane i punjenja akumulacije

Karakteristični datumi pri građenju brane su:

- datum početka građenja - 18.10.
- prva pauza od 12 dana (od 15.12. do 27.12. iste godine)
- druga (letnja) pauza od 135 dana (od 20.06. do 02.11. druge godine)
- treća pauza (od 15.12. do 27.12. druge godine)
- punjenje akumulacije u periodu od 27.05. do 20.11. četvrte godine.

Dinamika građenja brane po blokovima definisana je tako da prati prethodno navedene datume i pauze sa odgovarajućom preraspodelom graničnih i konturnih uslova nad izmenjenom geometrijom modela koja je uslovljena betoniranjem po blokovima.

Ukupan broj dana koji su korišćeni pri proračunu je 1804 (obuhvaćena je i eksploatacija objekta u toku pete godine od početka građenja).

5. PRIKAZ NAPONSKOG STANJA SA UTICAJEM DUŽINE LAMELE

Kada se govori o termičkim naponima zatezanja kod gravitacionih betonskih brana, po pravilu se misli na normalne napone koji deluju u pravcu ose brane. S obzirom na usvojeni koordinatni sistem u modelu, to su σ_z naponi koji se u programu obeležavaju kao SZ naponi i, po konvenciji, pozitivni su naponi zatezanja.

Rezultati koji slede, prikazani su u srednjoj ravni lamele jer se očekuje da su σ_z naponi u ovoj ravni najveći.

S obzirom na to da je analiza naponskog stanja relevantna samo za betonski deo lamele, prikaz naponskog stanja stenske mase biće isključen iz prikaza na slikama koje slede.

Ekstremne vrednosti napona zatezanja se, u ovakvim modelima, gotovo uvek javljaju na mestima gde se sustiču konačni elementi stenske mase i betonske konstrukcije. Modelirani spoj pomenutih materijala nije u potpunosti realan (jer je kontinualan) i uzrok je pojave ekstremnih napona zatezanja usled različite krutosti ova dva materijala. Iz datog razloga, temeljna spojnica je isključena iz prikaza i to izostavljanjem blokova koji se nalaze do nje (blokovi 1-4).

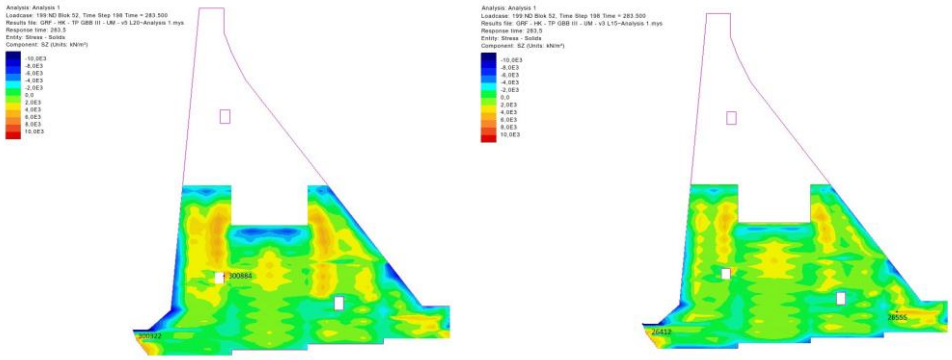
Analiza uticaja dimenzija blokova na naponsko stanje izvršena je promenom samo jedne dimenzije kod svih blokova modela - dimenzija u pravcu dužine lamele i to sa 20,0 na 15,0 m. U skladu sa tim, moglo bi se reći da ova analiza ujedno obuhvata i analizu uticaja dužine lamele na naponsko stanje u telu brane.

Dužina posmatrane lamele jednaka je rastojanju u pravcu podužne ose brane između dve susedne vertikalne razdelnice. Na položaj i broj razdelnica utiču: naponsko stanje u telu brane usled termičkih procesa, topografske karakteristike terena, konstruktivne karakteristike brane, usvojena metoda građenja i tehnologija ugrađivanja betona. Ako se ima u vidu da su gravitacione betonske brane izuzetno masivne konstrukcije, najveći broj razdelnica radi se upravo u cilju ograničavanja termičkih napona zatezanja. [2]

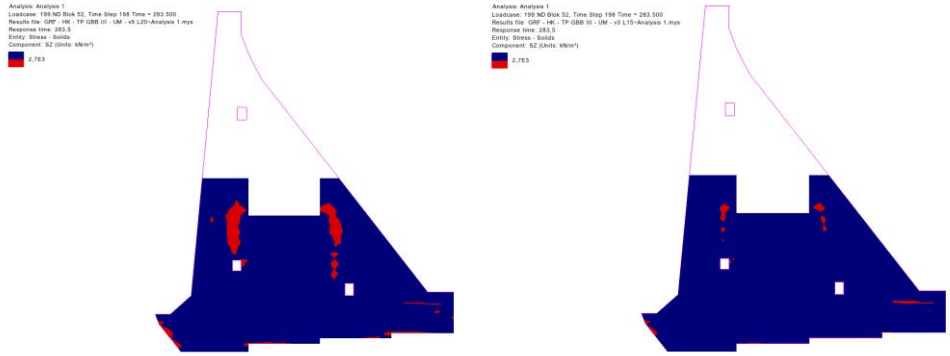
Naponsko stanje u telu brane prikazano je u ovom radu samo u pojedinim fazama (zbog praktičnosti prikaza) i to za:

- 283. dan od početka izgradnje u toku druge (letnje) pauze u izvođenju radova,
- 512. dan od početka izgradnje konstrukcije, u trenutku završetka objekta,
- 1804. dan od početka izgradnje konstrukcije, u vreme eksploatacije objekta.

Naponsko stanje za 283. dan od početka izgradnje konstrukcije prikazano je na Slici 4 i Slici 5. Ekstremne vrednosti napona zatezanja za obe dužine lamele, javljaju se u masi betona uzvodno i nizvodno obuhvatajući i delove oko galerija kao i lokalno, oko temeljne spojnice (sa uzvodne i nizvodne strane). S obzirom na to da ove zone čine blokovi koji napreduju u odnosu na preostali deo konstrukcije kao i da se betoniranje vrši u letnjem periodu godine, u masi betona ostaje zarobljena velika količina toplote. Ona se oslobađa hidratacijom cementa pri čemu se beton hladi, pa je i očigledno da su maksimalni naponi zatezanja posledica ovih procesa. Kako ne bi došlo do dodatnog povećanja temperature betona usled visokih letnjih temperatura, izvršen je prekid u betoniranju blokova (u trajanju od 135 dana). Ekstremna vrednost napona zatezanja je i u ovoj fazi, sa redukcijom dužine lamele sa 20,0 m na 15,0 m, opala za 1,20 MPa, uz smanjenje zona koje predstavljaju prekoračenje dozvoljenog napona zatezanja (2,70 MPa).

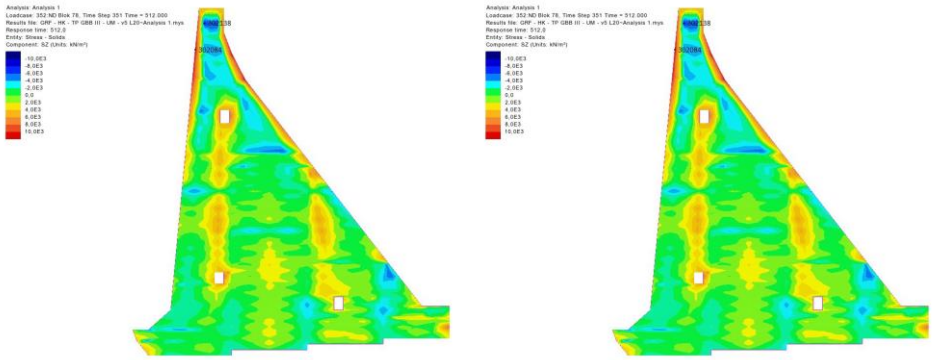


Slika 4 - Prikaz napona SZ u srednjoj ravni lamele dužine 20 m (levo) i 15 m (desno) za datum 27.07. (283. dan od početka građenja konstrukcije)

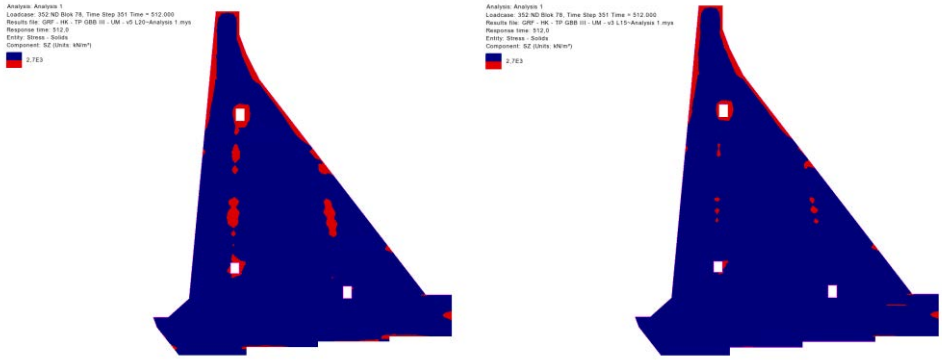


Slika 5 - Prikaz napona SZ koji je veći od od 2,70 MPa (crvene zone) u srednjoj ravni lamele dužine 20 m (levo) i 15 m (desno) za datum 27.07. (283. dan od početka građenja konstrukcije)

Naponsko stanje za 512. dan od početka izgradnje konstrukcije i u trenutku završetka betoniranja poslednjeg bloka, prikazano je na Slici 6 i Slici 7. Ekstremne vrednosti napona zatezanja za obe dužine lamele, javljaju se uz gornji deo uzvodnog i nizvodnog lica brane. Ovo su i najviše vrednosti napona zatezanja u celom proračunskom periodu. Očigledno je da su maksimalni naponi zatezanja posledica naglog hlađenja betona u površinskoj zoni. Ekstremne vrednosti se javljaju i u masi betona koja je brže napredovala u odnosu na ostali deo konstrukcije, obuhvatajući i zone oko galerija, kao i lokalno, u zoni temeljne spojnice (dole, sa uzvodne i nizvodne strane). Pri betoniranju ovih blokova, zarobljena je velika količina toplote. Ona se oslobađa hidratacijom cementa pri čemu se beton hladi, pa je i očigledno da su maksimalni naponi zatezanja posledica ovih procesa. Na Slici 7 se može videti značajno smanjenje zone koja predstavlja prekoračenje dozvoljenog napona zatezanja (2,70 MPa), u funkciji redukcije dužine lamele za 5,0 m.

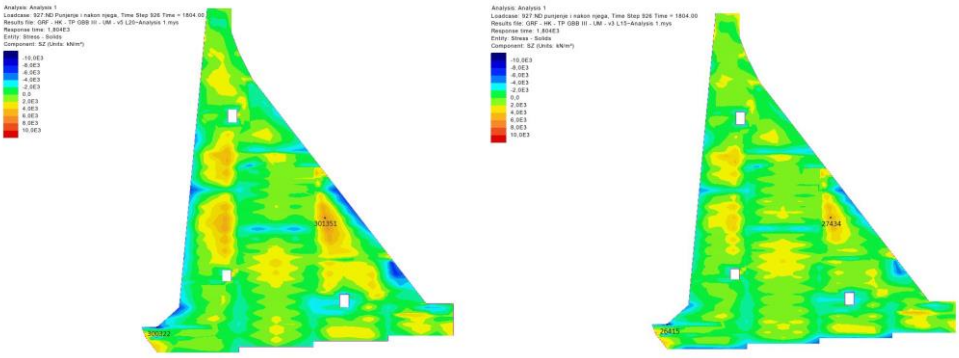


Slika 6 - Prikaz napona SZ u srednjoj ravni lamele dužine 20 m (levo) i 15 m (desno) za datum 13.03. (512. dan od početka građenja konstrukcije)

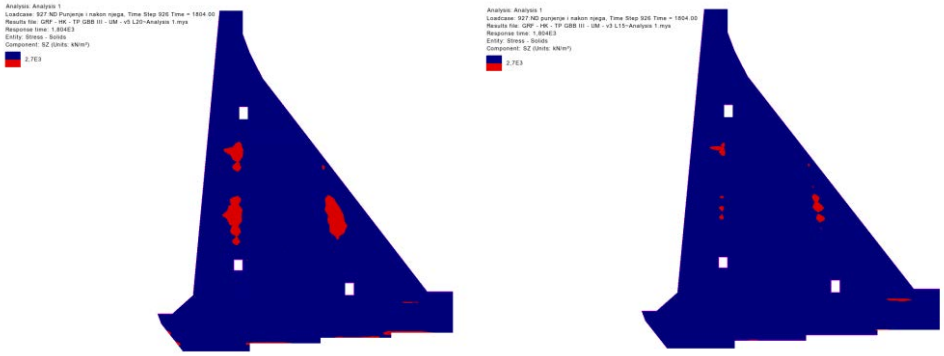


Slika 7 - Prikaz napona SZ koji je veći od od 2,70 MPa (crvene zone) u srednjoj ravni lamele dužine 20 m (levo) i 15 m (desno) za datum 13.03. (512. dan od početka građenja konstrukcije)

Naponsko stanje za poslednji proračunski, 1804., dan od početka izgradnje konstrukcije prikazano je na Slici 8 i Slici 9. Ekstremne vrednosti napona zatezanja javljaju se, takođe, u masi betona koja je brže napredovala u odnosu na ostali deo konstrukcije, kao i lokalno, u zoni temeljne spojnice (dole i sa uzvodne strane). Pri betoniranju ovih blokova, zarobljena je velika količina toplote. Ona se oslobađa hidratacijom cementa pri čemu se beton hladi, pa je i očigledno da su maksimalni naponi zatezanja posledica ovih procesa. Ekstremna vrednost napona zatezanja je i u ovoj fazi, sa redukcijom dužine lamele sa 20,0 m na 15,0 m, opala za 1,30 MPa, uz značajno smanjenje zona koje predstavljaju prekoračenje dozvoljenog napona zatezanja (2,70 MPa).



Slika 8 - Prikaz napona SZ u srednjoj ravni lamele dužine 20 m (levo) i 15 m (desno) za datum 25.09. (1804. dan od početka građenja konstrukcije)



Slika 9 - Prikaz napona SZ koji je veći od od 2,70 MPa (crvene zone) u srednjoj ravni lamele dužine 20 m (levo) i 15 m (desno) za datum 25.09. (1804. dan od početka građenja konstrukcije)

6. ZAKLJUČAK

Na osnovu sprovedene termičko-naponske analize jedne lamele gravitacione betonske brane koja se gradi metodom blokova i prikazanih rezultata može se zaključiti sledeće:

- Rezultat proračuna napona zatezanja pokazao je prekoračenje čvrstoće betona na zatezanje za obe proračunske varijante. Analizom slike naponskog stanja u različitim vremenskim trenucima uočava se da smanjenje dužine lamele sa 20,0 na 15,0 m značajno utiče na smanjenje zona u kojima se javljaju prekoračenja napona zatezanja.
- Nakon betoniranja jednog bloka javljaju se naponi pritiska u njegovoj užoj zoni. Ovo se može objasniti zagrevanjem i širenjem bloka usled oslobađanja toplote hidratacije uz ograničenu deformaciju usled sadejstva sa susednim blokovima. Naknadnim hlađenjem betona, dolazi do njegovog skupljanja i, usled ograničene deformacije, naponi pritiska prelaze u napone zatezanja.

- Naponi zatezanja u središnjem delu lamele su uvećani u zonama koje su brže napredovale u visinu u odnosu na ostali deo konstrukcije, zato što je u njima zarobljena veća količna toplote, koja se kasnije intenzivno oslobađa tokom hidratacije cementa. Osim toga, pomenute zone su većom površinom bile izložene razmeni toplote sa spoljašnjom sredinom, što je dodatno uticalo na pojavu uvećanih napona zatezanja u pomenutim zonama, naročito u zimskom periodu.
- Uvećane vrednosti napona zatezanja javljaju se i u zonama koje su dugo bile izložene visokim temperaturama tokom letnje pauze u izgradnji. Na osnovu toga se može zaključiti da se pri dugotrajnim prekidima betoniranja mora posvetiti značajna pažnja pravilnom negovanju i zaštiti betonskih površina izloženih radijaciji.
- Ekstremne vrednosti napona na uzvodnom licu se javljaju u zimskom periodu i u rano proleće (od decembra do početka aprila) i to pre punjenja akumulacije. Razlog je uticaj niskih temperatura u ovom delu lamele, pri čemu se beton hladi i skuplja.
- Ekstremne vrednosti napona na nizvodnom licu i na kruni brane javljaju se takođe u zimskom periodu godine i u rano proleće. Razlog je, takođe, uticaj niskih temperatura u ovom delu lamele, pri čemu se beton hladi i skuplja.
- Najveći naponi zatezanja javljaju se nakon betoniranja poslednjeg bloka (512. dan od početka izgradnje konstrukcije) u prethodno pomenutoj zoni krune brane sa uzvodne i nizvodne strane. Ovakvo naponsko stanje pokazuje da je navedenu zonu konstrukcije (imajući u vidu i eventualnu dalju redukciju dužine lamele), potrebno zaštititi konturnim betonom koji će imati bolje karakteristike od betona u telu brane. Ovu zonu je potrebno ojačati i odgovarajućom površinskom armaturom kako bi se prihvatili ovi naponi zatezanja.
- Za betonsku mešavinu zadatih karakteristika, predloženi raspored blokova i dinamiku izgradnje, izabrane dužine lamela su previše velike. Zato je neophodno njihovo dalje smanjenje, sve dok naponi zatezanja ne budu u okviru dozvoljenih. Ukoliko je neophodno, moglo bi se pribeći i izmeni rasporeda i dinamike betoniranja blokova.
- Na osnovu prethodnog, može se zaključiti i da su opravdane preporuke za dužinu lamela gravitacionih betonskih brana koje se kreću u opsegu između 6,0 i 16,0 m. Za razmatranu branu, može se očekivati da bi lamela dužine od 8,0 do 12,0 m bila odgovarajuća u smislu eliminacije zona sa prekoračenim naponima zatezanja.

LITERATURA

[1] Savić Lj.: Uvod u hidrotehničke građevine, drugo izdanje, Građevinski fakultet, Beograd, 2009.

[2] Kuzmanović V.: Prilog termičkom proračunu gravitacionih brana od valjanog betona, doktorska disertacija, Građevinski fakultet, Beograd, 2007.

[3] Kuzmanović V., Savić LJ., Mladenović N.: Computation of Thermal-Stresses and Contraction Joint Distance of RCC Dams. Journal of Thermal Stresses. 36 (2), pp.112-134, 2013.

[4] Kuzmanović V., Savić Lj., Mladenović N.: Thermal-stress behaviour of RCC gravity dams. FME Transactions. 43 (1), pp.30-34, 2015.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-33 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Faris Trešnjo[1], Azra Mahinić[2]

PRIMJENA METODE PRITISNUTIH ŠTAPOVA I ZATEGA NA VISOKOSTIJENOM NOSAČU

Rezime:

U radu je prikazan proračun visokostijenog nosača primjenom modela pritisnutih štapova i zatega. S obzirom na manjkavosti i nejasnoće proračuna ovakvih tipova nosača prema prijašnjim propisima, EN 1992 dopušta da se model pritisnutih štapova i zatega može koristiti za dimenzionisanje ULS i SLS graničnog stanja nosivosti kako B (raspucali dijelovi linijskih nosača i tankih ploča) tako i D područja.
Prikazani su koraci koji su potrebni za ovu metodu. Na kraju rada dat je i nacrt armature visokostijenog nosača.

Ključne riječi: visokostijeni nosači, metoda pritisnutih štapova i zatega, čvorovi, armatura

APPLICATION OF METHOD STRUT AND TIE AT THE DEEP BEAM

Summary:

This expertal work shows calculation of deep beam using „strut and tie“ method. Considering the absence and vagueness on calculation of these types of girders according to previous regulation, EN 1992 allows the method of „strut and tie“ to be used for calculating by ULS and SLS limited states for B and D domain.
Necessary steps for this method are also shown. A reinforcement design for the deep beam is shown at the end.

Key words: deep beams, strut and tie, nodes, reinforcement

[1] *mag. građ., asistent, Univerzitet "Džemal Bijedić" u Mostaru, Građevinski Fakultet, faris.tresnjo@unmo.ba*
[2] *mag. građ., Univerzitet "Džemal Bijedić" u Mostaru, Doktorski studij »Politehnika«, azra_mahinic@hotmail.com*

1. OPĆENITO O METODI PRITISNUTIH ŠTAPOVA I ZATEGA

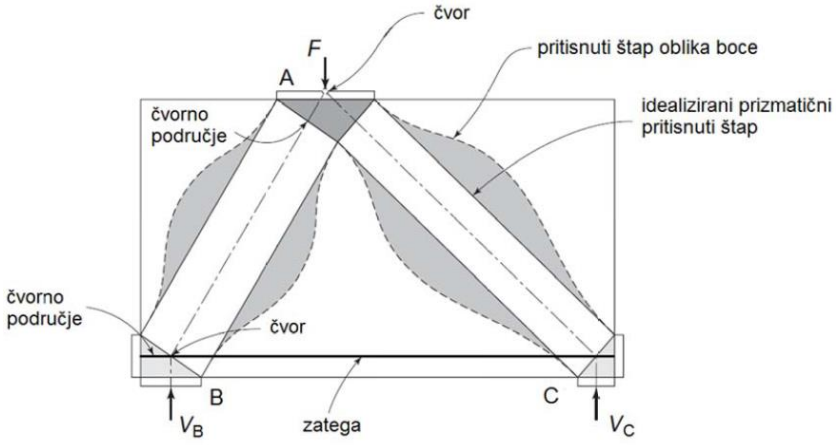
Štapni model (eng. strut and tie model) predstavlja poopćavanje poznatog rešetkastog modela koji se koristi za proračun raspucalih greda opterećenih poprečnom silom i/ili momentom torzije. Model je prikladan za proračun i konstruiranje praktično svih pojedinačnih elemenata kako armiranobetonskih tako i prednapregnutih.

Najveću primjenu štapni model je našao kod elemenata kod kojih nije moguće primijeniti teoriju vitkih greda, odnosno pretpostavku o ravnim presjecima, kao što su elementi poput visokih greda, kratkih konzola, naglavnih ploča šipova itd.

Jedna od prednosti ove metode u odnosu na metode koje su već bile ugrađene u propise je da štapni model oponaša tok sila u konstrukciji, što doprinosi boljem razumijevanju ponašanja D-područja (područja diskontinuiteta), te općenito armiranobetonskih elemenata. Ovaj model se sastoji od pritisnutih štapova koji predstavljaju naponska polja pritiska u betonu, armaturnih zatega, čvorova u kojima se radi uvjeta statičke ravnoteže moraju spojiti minimalno tri štapa, te čvornih područja odnosno betona koji okružuje same čvorove.

Štapni model je zasnovan na donjoj graničnoj teoremi teorije plastičnosti, što znači da unutrašnje sile moraju biti u ravnoteži sa vanjskim opterećenjem, i da naponi u komponentama ovog modela ne prekoračuju odgovarajuće računske vrijednosti.

S obzirom da se štapni model može koristiti za bilo koju geometriju i raspodjele napona koje su moguće u D-područjima to predstavlja istovremeno prednost i izazov pri primjeni ove metode.



Slika 1 - Model pritisnutih štapova i zatega visokog nosača

Na Slici 2. dati su koraci potrebni za određivanje prikladnog štapnog modela.

Ovdje treba naglasiti da se većina prijašnjih propisa bavila dimenzioniranjem područja u kojima vrijedi Bernoullijeva hipoteza ravnih presjeka vitkih linijskih elemenata i tankih ploča, a da se dimenzioniranje St.Venantovih područja poremećaja provodila jedino iskustveno ili putem empirijskih obrazaca. S obzirom na sposobnost metode pritisnutih štapova i zatega da ispuni ovu prazninu u propisima, s obzirom na dimenzioniranje St. Venantovih područja, metoda je uvrštena u EN 1992 [1].

Slika 2 - Koraci pri formiranju i provjeri štapnog modela

2. VISOKOSTIJENI NOSAČI

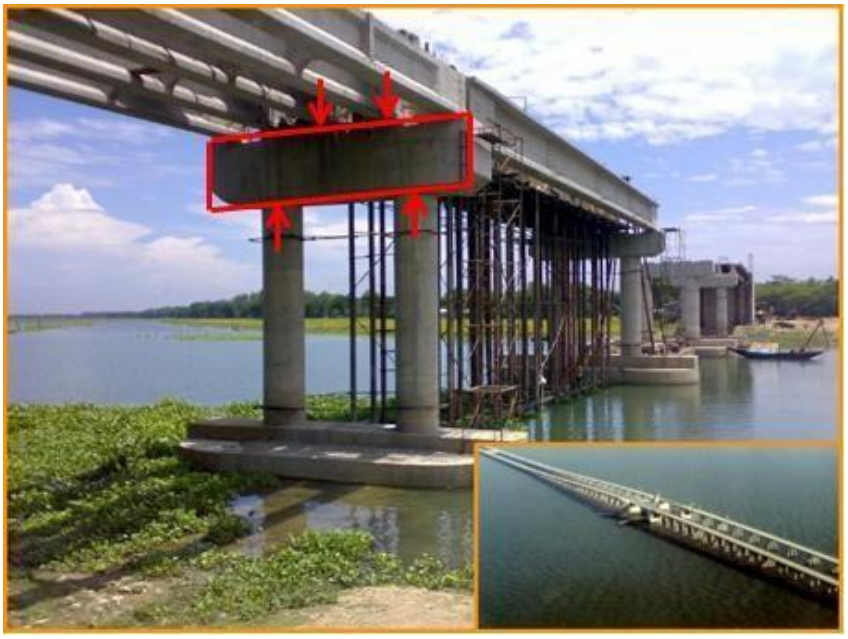
Ravni površinski nosač, koji je opterećen silama koje djeluju u srednjoj ravni, nazivamo platno, a okomito na srednju ravan ploča. Tačkasto oslonjeno vertikalno platno nazivamo visokostijeni nosač (visoki nosač).

Ako na gornjem rubu zidnog platna, koje je oslonjeno po čitavoj dužini djeluje ravnomjerno podijeljeno opterećenje q, čija se ravan djelovanja poklapa sa srednjom ravni zida, tada će se u njemu javiti samo naponi σ_y. Međutim, ako zidno platno nije oslonjeno po čitavoj dužini tada će se pored σ_y u njemu javiti i naponi σ_x i $\tau_{xy}=\tau_{yx}$

Pošto su kod visokostijenih nosača deformacije od smičućih napona istog reda veličine kao i deformacije od savijanja, to se proračun ovakvih nosača ne može provesti na osnovu tehničke teorije savijanja, nego se proračun vrši prema teoriji elastičnosti za ravna naprezanja.

Iz ovog razloga cjelokupna visoka greda predstavlja jedno jedinstveno D područje, u kome se elastične raspodjele napona najlakše mogu odrediti metodom konačnih elemenata.

Visokostijene grede oslonjene na stubove u konstrukcija se javljaju kao zidovi zgrada, silosa i mostova itd. [2].



Slika 3 - Primjer visokostijenog nosača na mostu

Prema EN 1992-1-1 visokim nosačem se smatra greda kod koje je odnos raspona i visine manji od tri (l/h <3).

Na sljedećem primjeru bit će prikazan proračun visokostijenog nosača primjenom metode pritisnutih štapova i zatega

Potrebno je dimenzionirati visokostijeni nosač opterećen na gornjem rubu i na donjem rubu ravnomjerno podijeljenjim opterećenjem.

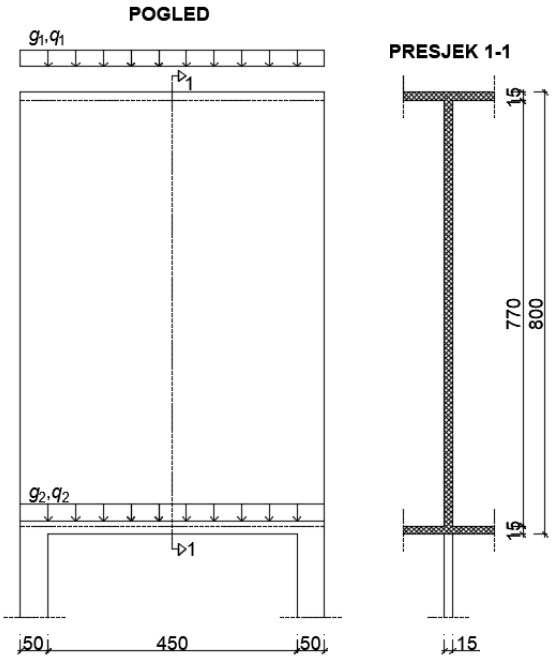
Stalno opterećenje:

g_1=54,00 kN/m
g_2=36,00 kN/m

Korisno (pokretno) opterećenje:

q_1=25,00 kN/m
q_2=25,00 kN/m

Materijali:
Beton C 30/37; Armatura: S500



Slika 4 - Geometrijske karakteristike visokostijenog nosača

2.1. ODREĐIVANJE KRAKA UNUTRAŠNJIH SILA Z

Prije određivanja kraka unutrašnjih sila potrebno je izolirati D područje i odrediti raspodjelu napona na granici koja razdvaja D i B područje.

U Bernoullijevom „B“ području i području diskontinuiteta „D“ sprovode se različite vrste elastične analize za proračun napona i deformacija.

U „B“ području naponi i deformacije se dobivaju iz sila u presjecima (momenata savijanja i torzije, poprečnih i normalnih sila) i geometrijskih karakteristika poprečnih presjeka uz korištenje pretpostavki teorije savijanja vitkih nosača od kojih je jedna i Bernoullijeva hipoteza ravnih presjeka. Sljedeća važna pretpostavka teorije savijanja jeste korištenje Hookevog konstituivnog zakona, koji važi sve dok su armiranobetonski elementi u neraspucalom stadiju ili su napregnuti do graničnog stanja upotrebljivosti.

D područja, St. Venantova područja poremećaja, ili područja diskontinuiteta, su ona područja u kojima ne vrijede pretpostavke teorije savijanja vitkih linijskih nosača ili tankih ploča.

Na osnovu St. Venantovog načela koje kaže da će lokalni efekti nekog poremećaja – koji može biti ili uslijed diskontinuiteta u opterećenju ili geometriji nosača – nastati na udaljenosti jednakoj visini nosača od mjesta tog poremećaja, slijedi da se D područja prostiru za debljinu nosača obostrano od mjesta samog poremećaja. U ovim područjima elemenata raspodjela napona se ne može sračunati iz presječnih sila i geometrijskih karakteristika poprečnog presjeka nosača, jer u ovom slučaju raspodjela deformacija nije unaprijed poznata, to jest u njima ne vrijedi osnovna pretpostavka teorije savijanja linijskih nosača tj., pretpostavka ravnih presjeka.

Vrijednosti napona na granici između D i B područja iznosi

$$g_1 + q_1 + W = 54,00 + 25,00 + (0,15 \cdot 2,5 \cdot 25) = 88,38 \text{ kN/m'}$$

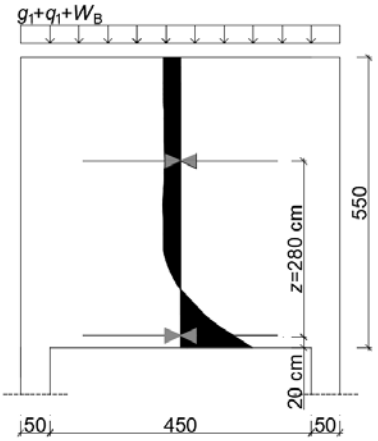
Krak unutrašnjih sila određen je metodom konačnih elemenata na osnovu položaja rezultanti normalnih napona σ_{x1} u pritisnutoj i zategnutoj zoni elementa ili za odgovarajući odnos raspona i visine D.

Tabela 1 - Položaj rezultanti normalnih napona σ_{x1} za odgovarajući odnos raspona i visine D područja

h/l	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
z/l	0,35	0,40	0,45	0,50	0,53	0,56

Nakon izolacije D područja i određivanja raspodjele napona na granici koja razdvaja D i B područje, za odnos h/l=5,5 /5,5=1,0 dobivamo da krak unutrašnjih sila iznosi:

$$\frac{z}{l} = 0,56 \Rightarrow z = 0,56 \cdot 5 = 2,8 \text{ m}$$



Slika 5 - Položaj rezultanti normalnih napona σ_{x1} u pritisnutoj i zategnutoj zoni elementa

2.2. PRORAČUN OSLONAČKIH REAKCIJA

Opterećenje od vlastite težine nosača:

$$W = 8,0 \cdot 0,15 \cdot 25 = 30,0 \text{ kN/m}$$

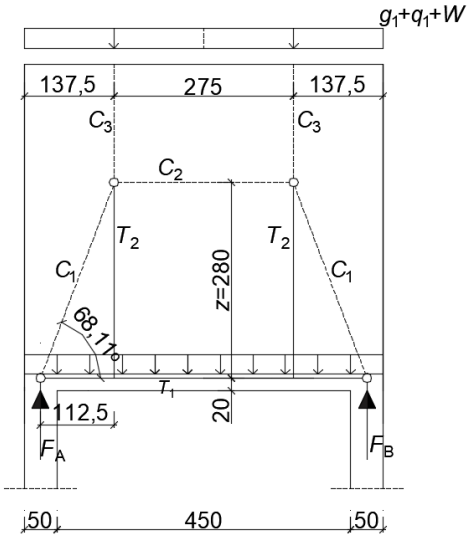
$$F_A = F_B = \frac{\left[1,35 \cdot (54 + 36 + 30) + 1,5 \cdot (25 + 25)\right] \cdot 5}{2} = 592,5 \text{ kN}$$

2.3. MODEL ZA PRORAČUN SILA U ŠTAPOVIMA

Opterećenju koje djeluje na gornjem rubu dodata je vlastita težina nosača koja se nalazi iznad rezultante napona pritiska, a opterećenju koje djeluje na donjem rubu nosača dodata je vlastita težina nosača koji se nalazi ispod rezultante napona pritiska.

$W_1 = (8,0 - 2,8) \cdot 0,15 \cdot 25 = 19,5$ kN/m

$W_2 = 2,8 \cdot 0,15 \cdot 25 = 10,5$ kN/m



Slika 6 - Model pritisutih štapova i zatega u visokostijenom nosaču

Ovako dobiven model predstavlja tok sila i govori o ponašanju nosača u pogledu prenošenja opterećenja u oslonce, odnosno on opisuje na koji način opterećenje putuje kroz nosač i uvodi se u oslonce.

Nagib pritisnutih dijagonala C_1 iznosi:

$$\theta = arctg\frac{280}{112,5} = 68,11^{\circ}$$

Sila zatezanja u koncetrisanoj zatezi T_1:

$$T_1 = F_A \cdot ctg\theta = 592,5 \cdot ctg68,11^{\circ} = 238,06 \text{ kN}$$

Sila zatezanja u raspodijeljenoj zatezi T_2:

$$T_2 = \frac{\left[1,35 \cdot (36 + 10,5) + 1,5 \cdot 25\right] \cdot 5}{2} = 250,69 \text{ kN}$$

Sila u pritisnutoj betonskoj dijagonali C_1:

$$C_1 = \frac{F_A}{\sin\theta} = \frac{592,5}{\sin 68,11^\circ} = 638,54 \text{ kN}$$

Tabela 2 - Prikaz vrijednosti sila u pritisnutim štapovima i zategama:

C_1	638,54 kN
T_1	238,06 kN
T_2	250,69 kN

2.4. MINIMALNA ORTOGONALNA RASPODIJELJENA ARMATURA

Procenat armiranja minimalnom armaturom nosača shodno EN 1992 je:

$$A_{s,dbmin} = 0,001 \cdot A_c$$

Pošto minimalna armatura u visokim nosačima služi za preuzimanje kosih sila zatezanja koje nisu obuhvaćene proračunom, a krivljenje naponskih polja pritiska se dešava samo u D području nosača površina poprečnog presjeka elementa neophodna za sračunavanje minimimalne armature treba biti određena na osnovu visine D područja h=5,5 m.

$$A_{s,dbmin} = 0,001 \cdot 150 \cdot 5500 \cdot \frac{1}{5,5} = 150 \text{ mm}^2/\text{m} = 150 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Maksimalni razmak šipki od kojih je konstruisana ova armatura ne smije preći vrijednost dvostruke debljine nosača (2·15=30 cm) ili 30 cm.

Usvojena armatura:

$\pm Q$ 188

$A_{s,db} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s,dbmin} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{m}$

Minimalna armatura treba biti sadržana u raspodijeljenoj armaturi nosača koje se dobije u proračunima u graničnom stanju nosivosti.

Preklop mreže iznosi:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l$$

$$l_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 36\varnothing = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 36 \cdot 0,6 = 32,4 \text{ cm}$$

$$l_{b,min} \geq \max \begin{cases} 0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 1,5 \cdot 36 \cdot 0,6 = 9,72 \text{ cm} \\ 15 \cdot \varnothing = 9 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Usvojena dužina preklapanja od 30 cm.

2.5. GLAVNA PODUŽNA ARMATURA

$T_1 = 238,06$ kN

Potrebna armatura iznosi:

$$A_{s,rqd} = \frac{T_1}{f_{yd}} = \frac{238,06}{43,478} = 5,48 \text{ cm}^2$$

Ova armatura se raspoređuje simetrično oko rezultante elastičnih normalnih napona zatezanja.

Usvojena armatura:

2x4∅10
$A_s = 6,28 \text{ cm}^2 > A_{s,rqd} = 5,48 \text{ cm}^2$

2.6. ARMATURA ZA VJEŠANJE OPTEREĆENJA

Sila u zatezi za vješanje opterećenja se raspoređuje na dužini od 5 m tj. razmak između osovina oslonaca.

$T_2 = 250,69$ kN

$$t_2 = \frac{250,69}{2,5} = 100,28 \text{ kN/m}$$

Potrebna armatura iznosi:

$$A_{s,rqd} = \frac{t_2}{f_{yd}} - A_{s,db} = \frac{100,28}{43,478} - 2 \cdot 1,88 < 0$$

Armatura za vješanje opterećenja je sadržana u minimalnoj armaturi.

Tabela 3 - Prikaz usvojene armature

Zatege	Intenzitet	Potrebna armatura	Usvojena armatura
T_1	238,06 kN	5,48 cm^2/m	2x4∅10 [6,28 cm^2/m]
T_2	250,69 kN	1,15 cm^2/m	$A_{sdb,min}$[± Q188]

2.7. PROVJERA C-C-T ČVORA (OSLONAC A)

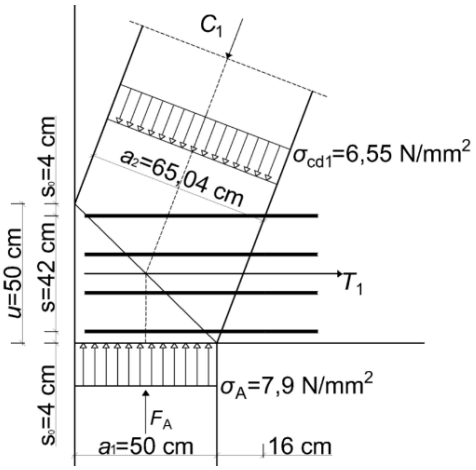
Širina pritisnute betonske dijagonale iznosi:

$$a_2 = a_1 \cdot \sin\theta + u \cdot \cos\theta = 50 \cdot \sin 68,11^\circ + 50 \cdot \cos 68,11^\circ = 65,04 \text{ cm}$$

Nosivost čvora će biti dovoljna ako su u čvoru zadovoljeni sljedeći uvjeti:

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \cdot v' \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot \frac{0,85 \cdot 30}{1,5} = 12,72 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \geq \max \begin{cases} \sigma_A = \dfrac{F_A}{a_1 \cdot b} = \dfrac{592,5 \cdot 10}{50 \cdot 15} = 7,9 \dfrac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \sigma_{cd,1=} \dfrac{C_1}{a_2 \cdot b} = \dfrac{638,54 \cdot 10}{65,04 \cdot 15} = 6,55 \dfrac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{cases}$$

3.



Slika 7 - C-C-T Čvor (oslonac A)

2.8. SIDRENJE GLAVNE PODUŽNE ARMATURE

Osnovna dužina sidrenja $l_{b,rqd}$:

$$l_{b,rqd} \geq \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}$$

$$l_{b,rqd} \geq \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{1,0}{4} \cdot \frac{\frac{238,06 \cdot 10^3}{8 \cdot \frac{10^2 \cdot \pi}{4}}}{3,0} = 31,57 \text{ cm}$$

Računska dužina sidrenja l_{bd} može se izračunati pomoću sljedećeg izraza:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

$\alpha_1 = 1,0$ (prava šipka);

$\alpha_2 = 1 - 0,15\ (c_d - \varnothing)/\varnothing = 1 - 0,15\ (3,6 - 1,0)/1,0 = 0,61 < 0,7;$

$\alpha_2 = 0,7;$

$\alpha_3 = 1;$

$\alpha_4 = 1;$

$$\alpha_5 = 1 - 0,04 \cdot p = 1 - 0,04 \cdot \frac{592,5 \cdot 10}{50 \cdot 15} = 0,684$$

Proizvod $\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5$ treba zadovoljiti uvjet:

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7$$

$$0,70 \cdot 1 \cdot 0,684 = 0,479 < 0,7$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 0,7$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

$$l_{bd} = 0,7 \cdot 31,57 = 22,10 \geq l_{b,min}$$

Minimalna dužina sidrenja $l_{b,min}$:

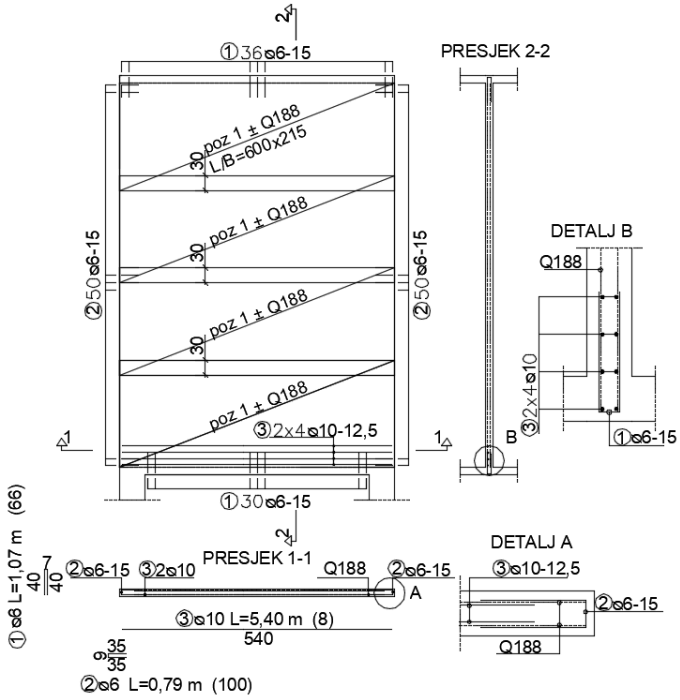
$$l_{b,min} \geq \max \begin{cases} 0,3 l_{b,rqd} \\ 10\varnothing \\ 100\text{mm} \end{cases} \quad \text{za sidrenje zategnute armature}$$

$$l_{b,min} \geq \max \begin{cases} 0,3 \cdot 31,57 = 9,47 \text{ cm} \\ 10 \cdot 1,0 = 10 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{bd} = 22,10 \text{ cm} > l_{b,min} = 10,00 \text{ cm}$$

Usvojena dužina sidrenja od 25 cm.

2.9. NACRT ARMATURE



3. ZAKLJUČAK

Zbog svoje jednostavnosti i jasnoće u pogledu toka sila u konstrukciji metoda „strut and tie“ je našla primjenu u EN 1992 gdje je potrebno dimenzionirati zategе i provjeriti nosivost idealiziranih čvornih područja.

Da bi se pronašao konkretni štapni model potrebno je stanovito iskustvo, jer je u raznim slučajevima moguće formirati mnogo štapnih modela, gdje se za različit odabir modela pritisnutih štapova i zatega dobijaju potpuno drugačije sile u štapovima.

Može se zaključiti da metoda pritisnutih štapova i zatega ne daje jedinstveno rješenje, već daje mogućnost korisniku da svojim odabirom modela izvrši preraspodjelu sila u konstrukciji.

Metoda pritisnutih štapova i zatega je izvrsna inženjerska metoda u kojem inženjer uz razumno iskustvo može ponuditi jednostavna rješenja za kompleksne strukturne probleme.

LITERATURA

[1] Hadrović, A.; Hasanović, V.: Betonske konstrukcije: Prvi dio, Univerzitet „Džemal Bijedić“ u Mostaru, Građevinski fakultet, Mostar, 2016.

[2] Hasanović, V.: Betonske konstrukcije, Mušanović d.o.o., Brčko Distrikt, Sarajevo, 2007.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-34 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Petar Subotić[1], Duško Lučić[2]

PREGLED METODA ZA ODREĐIVANJE PRORAČUNSKOG OPSEGA NAPONA PREMA EN 1993-1-9

Rezime:

Pod pojmom zamora podrazumjeva se process nastanka i razvoja prsline u konstrukcijskom detalju uslijed cikličnog opterećenja. Standard koji obrađuje pojavu zamora u čeličnim konstrukcijama je EN 1993-1-9. U ovom standardu definisane su različite metode za provjeru nosivosti konstrukcijskog detalja na zamor. Ove metode međusobno se razlikuju po načinu određivanja vrijednosti napona na mjestu potencijalne prsline odnosno proračunskog opsega napona.
U ovom radu biće dat prikaz različitih metoda za određivanje proračunskog opsega napona prema EN 1993-1-9. Pomenute metode biće analizirane sa teorijskog I praktičnog aspekta.

Ključne reči: zamor, nominalni napon, modifikovani nominalni napon, geometrijski napon

OVERVIEW OF THE METHODS FOR CALCULATING DESIGN STRESS RANGE ACCORDING TO THE EN 1993-1-9

Summary:

The term fatigue refers to the process of crack initiation and propagation in a structural detail due to cyclic loading. The standard that deals with the phenomenon of fatigue in steel structures is EN 1993-1-9. This standard defines different calculation methods for fatigue resistance of structural details. These methods differ from one another by ways of determining the stress value at the location of the potential crack eg. design stress range. This paper will present different methods for determining the design stress range according to the EN 1993-1-9. These methods will be analyzed from a theoretical and practical point of view.

Key words: fatigue, nominal stress, modified nominal stress, geometrical stress

[1] *MSc, Saradnik u nastavi, Građevinski fakultet, Podgorica, Bulevar Džordža Vašingtona b.b. Podgorica, petarsub@ucg.ac.me*
[2] *Dr, Redovni profesor, Građevinski fakultet, Podgorica, Bulevar Džordža Vašingtona b.b. Podgorica, dlucic@ucg.ac.me*

1. UVOD

Provjera konstrukcijskog detalja na zamor sprovodi se na taj način što se proračunski opseg napona kojim je detalj izložen upoređuje sa odgovarajućom čvrstoćom na zamor istog. Proračunski opseg napona dobija se na osnovu minimalnog odnosno maksimalnog naprezanja detalja. Postavlja se pitanje na koji način i u kom presjeku treba odrediti ova naprezanja.
U EN 1993-1-9 definisane su tri vrste napona u zavisnosti od načina njihovog određivanja:

- nominalni napon,
- modifikovani nominalni napon,
- geometrijski (žarišni) napon.

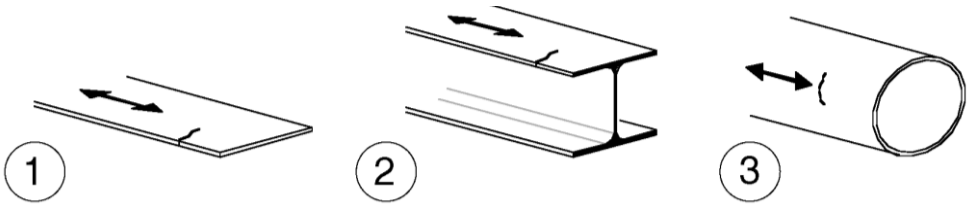
Izbor vrste napona direktno utiče na način provjere konstrukcijskog detalja na zamor jer isti treba da bude kompatibilan sa onim koji definiše čvrstoću na zamor.
Kako se proračun elemenata na zamor prema nekadašnjim JUS standardima fundamentalno razlikuje od onog u EN 1993-1-9, u ovom radu, u cilju približavanja standarda EN 1993-1-9 građevinskim inženjerima, biće izložene pomenute vrste napona. Takođe, biće razmatran i uticaj izbora jedne od pomenutih vrsta napona na dalji postupak proračuna.

2. NOMINALNI NAPON

Osnovni princip prilikom određivanja relevantnog opsega napona odnosno maksimalnog i minimalnog naprezanja detalja jeste da isti treba sračunati na mjestu potencijalnog nastanka prsline uslijed zamora.

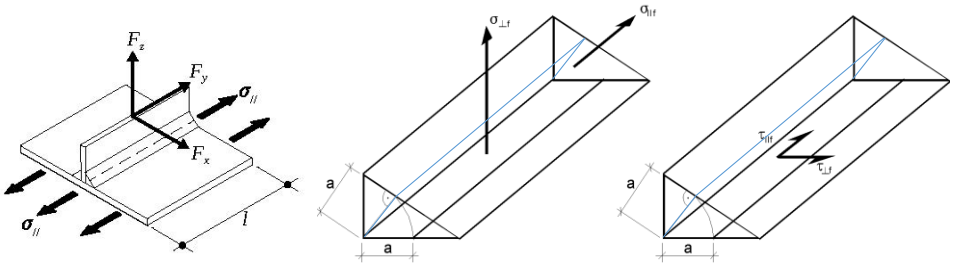
Međutim, tačnu vrijednost napona na mjestu potencijalne prsline vrlo je teško odrediti jer na nju utiču lokalne koncentracije naprezanja, imperfekcije, zaostali naponi itd.

Pobrojani efekti uzeti su u obzir prilikom određivanja klase detalja prema EN 1993-1-9 (1). Stoga, za konstrukcijske detalje koji su definisani u tabelama klasa detalja u EN 1993-1-9, vrijednost napona na mjestu potencijalne prsline treba odrediti bez uzimanja u obzir pomenutih efekata. Ovo znači da vrijednost napona na mjestu potencijalne prsline treba sračunati na osnovu teorije elastičnost pod pretpostavkom linearne raspodjele napona po visini presjeka. Napon određen na ovaj način naziva se nominalni napon. Položaj potencijalne prsline tj. mjesta na kom treba sračunati napon prikazan je u tabeli klasa detalja u EN 1993-1-9.



Slika 1 - Primjer položaja potencijalne prsline za konstrukcijski detalj, preuzeto iz (2)

Kod zavarenih spojeva određivanje nominalnog napona u šavovima u EN 1993-1-9 razlikuje se od onog u EN 1993-1-8. Prema EN 1993-1-9 nominalni napon u šavovima treba odrediti u projekciji mjerodavne ravni šava, na način na koji je to prikazano na sljedećoj slici.



Slika 2 - Određivanje nominalnog napona u šavovima prema EN 1993-1-9

Naravno, klasom detalja nije bilo moguće uzeti u obzir sve efekte koji mogu da utiču na vrijednost napona na mjestu potencijalne prsline. Efekte kao što su ekscentričnost osa spojenih elemenata, prinudne deformacije, slijeganje oslonaca, krutost same veze, ako su značajni, treba uzeti u obzir prilikom određivanja nominalnog napona.

Dakle, ako je proračunski opseg napona određen na osnovu nominalnog napona provjera konstrukcijskog detalja na zamor sprovodi se direktnim upoređivanjem istog sa klasom detalja.

3. MODIFIKOVANI NOMINALNI NAPON

U praksi može se desiti da analizirani konstrukcijski detalj odgovara nekom detalju iz tabele klase detalja u EN 1993-1-9 ali da je prisutan neki efekat koji izaziva koncentraciju napona pri čemu isti nije obuhvaćen klasom detalja.

Ovaj problem može se prevazići korišćenjem faktora koncentracije napona. Množeći sračunati nominalni napon ovim faktorom dobija se modifikovani nominalni napon.

$$\sigma_{\text{mod}} = k_f \cdot \sigma_{nom} \tag{1}$$

gde je:

k_f faktor koncentracije napona.

Modifikovanim nominalnim naponom uzimaju se u obzir koncentracije naprezanja koja su posljedica geometrije a nijesu karakteristična za samu klasu detalja (npr. rupe za spojna sredstva, nepoklapanje težišnih osa, zaobljeni uglovi, itd.).

Preduslov za korišćenje modifikovanog nominalnog napona jesu tabulisane vrijednosti faktora koncentracije napona k_f za različite praktične slučajeve. Međutim, u EN 1993-1-9 vrijednosti faktora koncentracije napona k_f definisane su samo za zavarene veze šupljih hladnooblikovanih presjeka. Za ostale slučajeve nijesu date dodatne informacije što značajno ograničava polje primjene modifikovanog nominalnog napona.

Kod zavarenih veza rešetkastih nosača izrađenih od hladnooblikovanih šupljih presjeka za tačno određivanje vrijednosti napona na mjestu potencijalne prsline glavni problem predstavlja uticaj krutosti same veze i u velikom broju slučajeva prisutni ekscentriciteti (sekundarni momenti savijanja).

Kako bi se ovaj problem prevazišao, kao pojednostavljenje, u EN 1993-1-9 se dozvoljava da se veze modeliraju kao zglobne pri čemu se uticaj sekundarnih momenata uzima u obzir preko

faktora k_1. Na ovaj način dobija se modifikovani nominalni napon. Vrijednosti faktora k_1 prikazane su u tabeli koja slijedi.

Tabela 1 - Vrijednost faktora k_1 prema EN 1993-1-9

Faktori k_1 za kružne šuplje presjeke opterećene u ravni				
Tip čvora		***Pojasevi***	***Vertikale***	***Dijagonale***
Čvorovi sa razmakom	***Tip K***	***1,5***	***-***	***1,3***
	Tip N i KT	***1,5***	***1,8***	***1,4***
Čvorovi sa preklopom	***Tip K***	***1,5***	***-***	***1,2***
	Tip N i KT	***1,5***	***1,65***	***1,25***
Faktori k1 za pravougaone šuplje presjeke opterećene u ravni				
Tip čvora		***Pojesevi***	***Vertikale***	***Dijagonale***
Čvorovi sa razmakom	***Tip K***	***1,5***	***-***	***1,5***
	Tip N i KT	***1,5***	***2,2***	***1,6***
Čvorovi sa preklopom	***Tip K***	***1,5***	***-***	***1,3***
	Tip N i KT	***1,5***	***2,0***	***1,4***

Treba imati u vidu da prema (2) vrijednosti faktora k_1 predstavljaju gornje granične vrijednosti određene na osnovu ispitivanja i numeričke analize primjenom metode konačnih elemenata. Stoga, vrijednosti faktora k_1 u pojedinim slučajevima mogu biti dosta konzervativne.

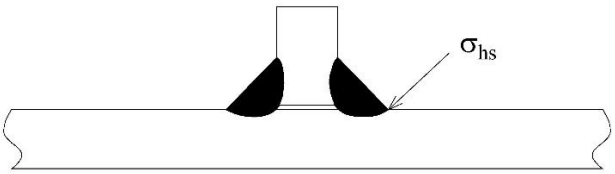
Koncept modifikovanog nominalnog napona izuzetno je praktičan jer omogućava inženjeru – projektantu da na jednostavan način, pomoću faktora koncentracije napona, uzme u obzir koncentracije napona geometrijske prirode. Naravno, preduslov za njegovu uspješnu primjenu su tabulisane vrijednosti faktora koncentracije napona za različite slučajeve.

Kako je to već navedeno, u trenutnoj verziji standarda EN 1993-1-9 nije obuhvaćen veliki broj praktičnih slučajeva kad je u pitanju faktor koncentracije napona. Ovaj nedostatak je ispravljen u nacrtu nove verzije standarda EN 1993-1-9 uvođenjem novog Aneksa D koji tretira problem određivanja faktora koncentracije napona. U ovom aneksu definisane su vrijednosti faktora koncentracije napona za spojeve limova različite debljine, za nosače I poprečnog presjeka sa promjenljivom debljinom ili širinom nožica, za zavarene šuplje hladnooblikovane presjeke itd.

4. GEOMETRIJSKI (ŽARIŠNI) NAPON

Kod zavarenih spojeva u slučaju složenog naponskog stanja praktično je nemoguće odrediti modifikovani nominalni napon jer je jednoznačno definisanje faktora koncentracije napona isuviše kompleksno.

U ovim slučajevima, u cilju provjere konstrukcijskog detalja na zamor, neophodno je koristiti sofisticiraniju vrstu napona a to je geometrijski odnosno žarišni napon. Geometrijski napon određuje se u nožici šava, kako je to prikazano na sljedećoj slici.



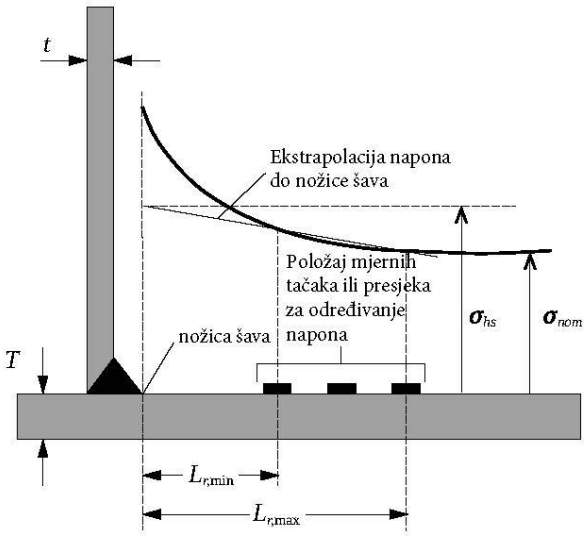
Slika 3 - Mjesto na kome se određuje geometrijski napon

Prilikom određivanja geometrijskog napona treba uzeti u obzir sve uzročnike lokalnih koncentracija naprezanja osim oblika i dimenzija šava. Na ovaj način u geometrijskom naponu sadržani su uticaji geometrije detalja ali i uticaji tipa opterećenja kojim je analizirani detalj izložen.

Kao posljedica načina određivanja geometrijskog napona, ako se isti koristi za provjeru konstrukcijskog detalja na zamor kao referentna čvrstoća ne može se koristiti klasa detalja iz EN 1993-1-9. Iz ovog razloga u standardu EN 1993-1-9 definisane su posebne S – N krive kojima se uzima u obzir samo oblik šava. Na ovaj način prilikom određivanja nosivosti na zamor nije važna geometrija odnosno konfiguracija detalja već samo oblik i vrsta šava. Dakle, primjenom geometrijskog napona mogu se analizirati raznorazni zavareni detalji, čak i oni koji nijesu obuhvaćeni tabelama klasa detalja.

Postavlja se pitanje kako odrediti vrijednost geometrijskog napona.

Određivanje geometrijskog napona u izvjesnoj mjeri predstavlja problem kako numerički tako i eksperimentalno. Prilikom određivanja geometrijskog napona numerički problem predstavlja pojava singulariteta u nožici šava. Kod određivanja geometrijskog napona eksperimentalno problem predstavlja nemogućnost postavljanja mjernih traka na nožici šava. U oba slučaja pomenuti problemi prevazilaze se ekstrapolacijom napona. Naponi se računaju ili mjere na određenom rastojanju od nožice šava a zatim se ekstrapoliraju do iste (slika 4).



Slika 4 - Koncept ekstrapolacije napona, preuzeto iz (2)

Kako sprovesti prikazanu ekstrapolaciju napona u standardu EN 1993-1-9 ostalo je nedorečeno. Izvjesne smjernice mogu se pronaći u nacrtu nove verzije standarda EN 1993-1-9 (3) kao i nacrtu novog dijela 14 standarda EN 1993-1 nazvan proračun pomoću metode konačnih elemenata.

Nedostatak smjernica za određivanje geometrijskog napona značajno otežava određivanje istog.

5. ZAKLJUČAK

U ovom radu izložene su vrste napona odnosno metode za dobijanje proračunskog opsega napona u cilju provjere nosivosti konstrukcijskog detalja na zamor. Koja od izloženih metoda će se koristiti (nominalni napon, modifikovani nominalni napon, geometrijski napon) u najvećoj mjeri determinisano je konfiguracijom analiziranog konstrukcijskog detalja. Izbor vrste napona za određivanje proračunskog opsega napona direktno je povezan sa načinom određivanja čvrstoće na zamor o čemu treba voditi računa.

Ako konstrukcijski detalj u potpunosti odgovara nekom od detalja iz tabele klasa detalja u EN 1993-1-9 treba koristiti nominalni napon. Iako je u tabelama klasa detalja obuhvaćen veliki broj različitih konstrukcijskih detalja može se desiti da analizirani detalj ne odgovara u potpunosti nekom od njih. U tim slučajevima treba koristiti modifikovani nominalni napon ili geometrijski napon.

Modifikovani nominalni napon može se koristi za detalj koji odgovara po konfiguraciji nekom od detalja iz tabele klasa detalja ali postoji neki geometrijski uzročnik koncentracije napona koji nije uzet u obzir. Za primjenu modifikovanog nominalnog napona neophodno je poznavati faktor koncentracije napona za analiziranu situaciju.

U slučaju da analizirani konstrukcijski detalj ne odgovara nekom iz tabele klasa detalja treba koristiti geometrijski napon. Međutim, prema mišljenju autora ovog rada za njegovo određivanje nijesu date jasne smjernice u trenutnoj verziju standrada EN 1993-1-9.

LITERATURA

[1] EN 1993-1-9:2005: Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue, CEN/TC 250, 2005.

[2] Nussbaumer A, Borges L, Davaine L.: Fatigue design of steel and composite structures 2nd edition, Ernst&Sohn, 2018.

[3] prEN 1993-1-9:2005: Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue – second draft, CEN/TC 250, 2020.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-35 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Nikola Božović[1], Jovana Ivanović[2], Olga Đurić-Perić[3]

METODOLOGIJA PRORAČUNA ANKERA PREMA EN1992-4 SA OSVRTOM NA STARE SRPS PROPISE

Rezime:

Principi proračuna spojnih sredstava za konstrukcije, kojima se dejstva prenose u beton, ustanovljeni su trenutno važećim propisom EN1992-4. Ovaj standard se znatno razlikuje od procedura koje su korišćene u starim SRPS propisima. Kao novina, definišu se takozvani mehanizmi loma kojima se klasifikuju različita granična stanja nosivosti, kao i podela proračuna na prethodno i naknadno ugrađene ankere. Cilj ovog rada je da se kratkim osvrtom na metodologiju proračuna i brojnim primerom, objasne principi i napravi uporedna analiza u odnosu na dosadašnje SRPS propise.

Ključne reči: proračun ankera, mehanizmi loma, granično stanje, EN1992-4, SRPS

METHODOLOGY OF FASTENINGS DESIGN ACCORDING TO EN1992-4 COMPARED TO FORMER SRPS REGULATIONS

Abstract:

Structural design principles for fasteners used in construction for anchorage into concrete are established by the current EN1992-4 regulation. This code significantly differs from the procedures used in the old SRPS regulations. As a novelty, the so-called failure modes are defined, which are used to classify different ultimate limit states. Also, design procedure is divided into pre- and post-installed anchors. The goal of this paper is to explain the principles behind the analysis by a brief review of the design methods, and to show the difference between the EN norms and SRPS norms by a numeric example.

Key words: fasteners design, failure mechanism, ultimate state, EN1992-4, SRPS

[1] *Dipl.inž.građ., projektant, Asmec Consultants doo, Beograd, nikola.bozovic@asmecbg.com*
[2] *Dipl.inž.građ., projektant, Asmec Consultants doo, Beograd, jovana.ivanovic@asmecbg.com*
[3] *Dipl.inž.građ., projektant, Asmec Consultants doo, Beograd, olga.djuric-peric@asmecbg.com*

1. UVOD

Mnoge nove konstrukcije, kao i već izvedeni objekti kojima je neophodna sanacija ili rekonstrukcija, zahtevaju veze između različitih ili istih materijala, najčešće čelika i betona ili opeke, što se postiže ankernim sistemima. Danas razlikujemo dve grupe ankernih sistema prema vremenu njihove ugradnje u beton. Prva grupa predstavlja prethodno ugrađene ankere u koju spadaju klasični ankeri sa glavom i savremeniji anker kanali. Drugu, savremeniju grupu, čine naknadno ugrađeni ankeri koji se dele po načinu ugradnje i ostvarivanja adhezije sa betonom na mehaničke sisteme, koji vezu sa betonom ostvaruju preko različitih varijanti ekspanzionog klina i hemijske sisteme, koji vezu sa betonom ostvaruju preko hemijskih spojnih materijala.

Pojavom naprednijih sistema prethodno ugrađenih ankera, kao i naknadno ugrađenih ankera u već očvrsnut betonski element, javila se potreba detaljnijeg proračuna prenosa opterećenja sa čeličnog elementa u beton, uzimajući u obzir i nosivost betona i ulogu armature u prihvatanju opterećenja.

Proračun ankera prema sadašnjim propisima i smernicama (EN1992-4 [1], ETAG001 [2], fib Bulletin 58 [3], ACI 318-14 [4]), zasniva se na mehanizmima loma i definisanju karakterističnih graničnih sila prilikom kojih dolazi do tog loma.

2. METODOLOGIJA PRORAČUNA ANKERA PREMA EN 1992-4

Evrokod EN1992-4 [1] definiše da uz odgovarajuće stepene sigurnosti ankeri moraju izdržati svako opterećenje tokom izgradnje i eksploatacije (granično stanje nosivosti ULS), ne smeju se deformisati iznad određene granice (granično stanje upotrebljivosti SLS) i mora im se obezbediti zahtevana trajnost. U standardu su definisani sledeći koeficijenti sigurnosti za materijal, za različite mehanizme loma i tipove ankernih sistema, prikazani u *Tabeli 1 i Tabeli 2*:

- γ_{Ms} parcijalni koeficijent za lom po čeliku
- $\gamma_{Ms,ca}$ parcijalni koeficijent koji uzima u obzir vezu između ankera i anker kanala
- $\gamma_{Ms,l}$ parcijalni koeficijent lokalnog gubitka nosivosti anker kanala savijanjem ivica
- $\gamma_{Ms,\,flex}$ parcijalni koeficijent kojim se definiše savijanje anker kanala
- $\gamma_{Ms,re}$ parcijalni koeficijent za armaturu
- γ_{Mc} parcijalni koeficijent za lom po betonu $\gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_{inst}$
- γ_{inst} parcijalni koeficijent koji uvodi stepen sigurnosti pri ugradnji ankera

U izrazima za ove koeficijente figurišu:

f_{uk} karakteristična zatezna čvrstoća čelika

f_{yk} karakteristična vrednost granice razvlačenja čelika

Tabela 1 - Koeficijenti sigurnosti materijala kod ankernih sistema – čelik

	Stalne i prolazne proračunske situacije	*Incidentne proračunske situacije*
γ_{Ms}	zatezanje: $1.2 \cdot f_{uk} / f_{yk} \geq 1.4$	zatezanje: $1.05 \cdot f_{uk} / f_{yk} \geq 1.25$
	smicanje: $1.0 \cdot f_{uk} / f_{yk} \geq 1.25$ *kada je* $f_{uk} \leq 800 N/mm^2$ *i* $f_{yk} / f_{uk} \leq 0.8$	smicanje: $1.0 \cdot f_{uk} / f_{yk} \geq 1.25$ *kada je* $f_{uk} \leq 800 N/mm^2$ *i* $f_{yk} / f_{uk} \leq 0.8$
	1.5 *kada je* $f_{uk} > 800 N/mm^2$ *ili* $f_{yk} / f_{uk} > 0.8$	1.3 *kada je* $f_{uk} > 800 N/mm^2$ *ili* $f_{yk} / f_{uk} > 0.8$
$\gamma_{Ms,ca}$	*1.8*	*1.6*
$\gamma_{Ms,l}$	*1.8*	*1.6*
$\gamma_{Ms,flex}$	*1.15*	*1.0*
$\gamma_{Ms,re}$	*1.15*	*1.0*

Tabela 2 - Koeficijenti sigurnosti materijala kod ankernih sistema – beton

	Stalne i prolazne proračunske situacije	*Incidentne proračunske situacije*
γ_{Mc}	$\gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_{inst}$ $\gamma_c = 1.5$ $\gamma_{inst} = \begin{cases} 1.0 & velika\ sigurnost\ ugradnje \\ 1.2 & normalna\ sigurnost\ ugradnje \\ 1.4 & mala\ sigurnost\ ugradnje \end{cases}$	$\gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_{inst}$ $\gamma_c = 1.2$ $\gamma_{inst} = \begin{cases} 1.0 & velika\ sigurnost\ ugradnje \\ 1.2 & normalna\ sigurnost\ ugradnje \\ 1.4 & mala\ sigurnost\ ugradnje \end{cases}$

U standardu se definiše proračun najopterećenijeg ankera u vezi, ali i proračun grupe ankera u zavinosti od njihovog rasporeda. Uslovi koje Evrokod propisuje prilikom konstruisanja veza sa ankerima su sledeći:

- u okviru jedne veze sva spojna sredstva moraju biti istog tipa i veličine;
- minimalni prečnik, odnosno minimalna širina navoja iznosi 6 mm (M6);
- efektivna dubina ankera treba biti veća od 40 mm.

Kao što je prethodno rečeno, prilikom proračuna nosivosti ankera bitnu ulogu vrši i beton, koji se može smatrati kao beton sa prslinama ili beton bez prslina. Naime, ukoliko je dokazano da se pri opterećenju anker i dalje nalazi u zoni bez prslina, može se smatrati da beton ne sadrži prsline:

$$\sigma_L + \sigma_R \leq \sigma_{adm}$$

gde su:

σ_L - uticaji u betonu pri spoljašnjem opterećenju

σ_R - uticaji u betonu pri unutrašnjem opterećenju (skupljanje i tečenje betona), uticaji usled sleganja oslonaca, uticaji usled temperature. Preporučena vrednost je 3 N/mm^2

σ_{adm} - dopušteni napon zatezanja u betonu koji zadovoljava klasu betona bez prslina

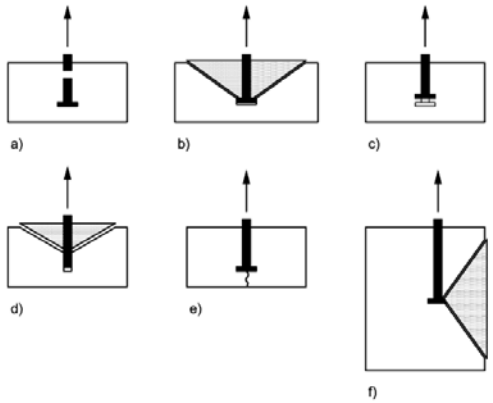
Raspodela sila u ankernoj vezi je takva da se mogi javiti aksijalne sile zatazanja i transverzalne sile, tako da se proračun bazira na određivanju graničnih sila mogućih mehanizama loma.

2.1. MEHANIZMI LOMA USLED ZATEZANJA

Prilikom delovanja sile zatezanja mogući mehanizmi loma su: lom po čeliku (*steel failure*), lom usled izvlačenja ankera (*pull-out failure*), lom po betonskom konusu (*concrete cone failure*), kombinovano izvlačenje ankera i loma po betonskom konusu (*combined pull-out and concrete failure of bonded fasteners*), lom usled cepanja betona u ravni ankera (*concrete splitting failure*), lom usled odvaljivanja dela betona (*blow-out failure*), lom usled gubitka nosivosti armature (*steel failure of reinforcement*), lom usled gubitka adhezije između betona i armature (*anchorage failure of reinforcement*).

U ispitivanjima veze zaključeno je da gotovo nikad ne dođe prvo do loma po čeliku, već je to neki tip oštećenja po betonu. Izvlačenje ankera iz betona se dešava kada ne postoji dovoljna adheziona sila, odnosno nedovoljna veza ankera i betona; prethodno ugrađeni ankeri sa glavom su generalno otporniji na ovaj vid loma od naknadno ugrađenih ankera. Lom po betonskom konusu nastaje kada sadestvujuća zona betona nije u stanju da prihvati sile koje anker ili grupa ankera prenosi. Linija loma betonskog konusa varira usled raspodele u preseku; ukoliko bi se zona loma idealizovala, u zavisnosti od kvaliteta beona i dubine ankerisanja, ona varira od 35° do 45°. Standardom je definisano da je taj ugao 35°. Ukoliko se veza projektuje sa dodatnom armaturom, proračun loma po betonskom konusu se ne sprovodi, već se projektuje armatura koja će biti zadužena za prihvatanje tih sila. Lom usled cepanja betona u ravni ankera karakterističan je za uske veze koje nisu armirane dodatnom armature za prihvatanje ankernih sila; karakteriše ga pojava pukotina koja nastaje i širi se od ankera u jednom ili više pravaca i te pukotine mogu dovesti do potpunog razdvajanja betonskog preseka. Lom usled odvaljivanja dela betona predstavlja odvaljivanje dela betona sa strane slobodne ivice betonskog preseka upravno na glavu ankera. Pored sile koja se unosi u vezu i čvrstoće betona, najveći faktor predstavlja položaj

ankera u odnosu na ivicu, ili ugao veze čija se projekcija na spoljnu ivicu betona smatra linijom cepanja.



Slika 1 – Mehanizmi loma usled zatezanja: a) steel failure b) concrete cone failure c) pull-out failure d) combined pull-out and concrete failure of bonded fasteners e) concrete splitting failure f) concrete blow-out failure [1]

Osim parcijalnih koeficijenata za material, koji su već bili pomenuti, Evrokod uvodi i faktore ψ, koji uzimaju u obzir ispucalost betona, geometrijske odnose u vezi, efekat ekscentričnog naprezanja... U *Tabeli 3* su dati ovi faktori sa opisom efekata koje uzimaju u obzir.

Tabela 3 - ψ faktori - zatezanje

ψ *faktor*	*Efekat*
$\psi_{ucr,N}$	Ispucalost betona u zoni ugradnje
$\psi_{s,N}$	Poremećaj raspodele napona u betonu u funkciji položaja veze u odnosu na ivicu betona
$\psi_{re,N}$	Odvajanje betona u zoni armature
$\psi_{ec,N}$	Nejednako opterećenje pojedinačnih ankera u grupi pri lomu po betonskom konusu
$\psi_{h,sp}$	Uticaj stvarne debljine betonskog elementa na lom usled cepanja betona u ravni ankera
$\psi_{g,N}$	Uticaj grupe ankera na nosivost veze

Dakle, korišćenjem adekvatnih faktora uticaja na vezu, kao i faktora sigurnosti koji zavise od projektovane situacije dolazimo do granične sile određene najkritičnijim mehanizmom loma. Izrazi za granične sile pojedinačnih mehanizama loma usled zatezanja su dati u tabeli ispod, dok su karakteristične vrednosti graničnih sila date u standardu EN1992-4 [1].

Tabela 4 - Kontrola nosivosti ankerne veze na zatezanje [1]

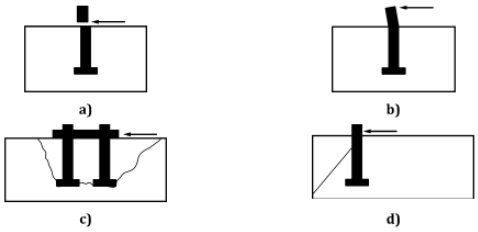
Mehanizam loma	***Pojedinačni anker***	***Grupa ankera***	
		Najopterećeniji anker	***Grupa ankera***
steel failure	$N_{Ed} \le N_{Rd,s}$ $N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$N_{Ed}^{h} \le N_{Rd,s}$ $N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
pull-out failure [1]	$N_{Ed} \le N_{Rd,p}$ $N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	$N_{Ed}^{h} \le N_{Rd,p}$ $N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	
concrete cone failure	$N_{Ed} \le N_{Rd,c}$ $N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^{g} \le N_{Rd,c}$ $N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
combined pull-out and concrete failure of bonded fasteners [2]	$N_{Ed} \le N_{Rd,p}$ $N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$		$N_{Ed}^{g} \le N_{Rd,p}$ $N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$
concrete splitting failure	$N_{Ed} \le N_{Rd,sp}$ $N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$		$N_{Ed}^{g} \le N_{Rd,sp}$ $N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$
concrete *blow-out failure*	$N_{Ed} \le N_{Rd,cb}$ $N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^{g} \le N_{Rd,cb}$ $N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$
steel failure of reinforcement	$N_{Ed,re} \le N_{Rd,re}$ $N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$N_{Ed,re}^{h} \le N_{Rd,re}$ $N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	
anchorage failure of RF	$N_{Ed,re} \le N_{Rd,a}$	$N_{Ed,re}^{h} \le N_{Rd,a}$	

[1] *Ne zahteva se za naknadno ugrađene ankere*
[2] *Ne zahteva se za ankere sa glavom i naknadno ugrađene mehaničke ankere*

2.2. MEHANIZMI LOMA USLED SMICANJA

Mogući tipovi loma koji mogu nastati prilikom prihvatanja napona smicanja preko ankera u beton su: lom po čeliku - veza bez odstojanja (*steel failure without lever arm*), lom po čeliku - veza sa odstojanjem (*steel failure with lever arm*), lom po ivici betona (*concrete edge failure*), lom usled izvaljivanja dela betona (*concrete pry-out failure*), lom usled gubitka nosivosti armature (*steel failure of reinforcement*), lom usled gubitka adhezije između betona i armature (*anchorage failure of reinforcement*).

Lom po čeliku - veza bez odstojanja ima znatno veću nosivost po čeliku od veze sa odstojanjem jer ne postoji lokalno savijanje u zoni ankera. Kod ankera gde je prečnik rupe veći od vrednosti dozvoljenih standardom, smatra se da je u pitanju veza sa odstojanjem, jer se na taj način formira unutrašnja poluga koja doprinosi pojavi lokalnog savijanja na površini. Lom po ivici betona je najkomplikovaniji slučaj loma po betonu. Karakteriše ga odvajanje betonskog elementa od ankera do slobodne ivice betona. Izvaljivanje dela betona usled delovanja transverzalne sile predstavlja lom u pravcu suprotnom od delovanja te sile. Sila koja deluje na vrhu ankera izaziva reaktivno opterećenje betona koje teži da izbaci anker sa druge strane.



Slika 2 - Mehanizmi loma usled smicanja: a) steel failure without lever arm b) steel failure with lever arm c) concrete pry-out failure d) concrete edge failure [1]

Kao i za mehanizme loma usled zatezanja, Evrokod daje i za smicanja faktore ψ (*Tabela 5*).

Tabela 5 - ψ faktori - smicanje

ψ *faktor*	*Efekat*
$\psi_{s,V}$	Poremećaj raspodele napona u betonu u funkciji položaja veze u odnosu na ivicu betona
$\psi_{re,V}$	Položaj ankera u odnosu na ispucalost betona i postojanje dodatne armature
$\psi_{ec,V}$	Nejednako opterećenje pojedinačnih ankera u grupi pri lomu po ivici betona
$\psi_{h,V}$	Uticaj neproporcionalnog porasta nosivosti na lom po ivici betona sa povećanjem debljine elementa
$\psi_{\alpha,V}$	Uticaj pravca delovanja opterećenja na lom po ivici betona

U *Tabeli 6*, kao i za zatezanje, dati su izrazi za granične sile pojedinačnih mehanizama loma usled smicanja.

Tabela 6 - Kontrola nosivosti ankerne veze na smicanje [1]

		Grupa ankera	
Mehanizam loma	***Pojedinačni anker***	***Najopterećeniji anker***	***Grupa ankera***
steel failure of fastener without lever arm	$V_{Ed} \le V_{Rd,s}$ $V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}{}^{h} \le V_{Rd,s}$ $V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
steel failure of fastener with lever arm	$V_{Ed} \le V_{Rd,s,M}$ $V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}{}^{h} \le V_{Rd,s,M}$ $V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	
Concrete pry-out failure	$V_{Ed} \le V_{Rd,cp}$ $V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}{}^{g} \le V_{Rd,cp}$ $V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$
Concrete edge failure	$V_{Ed} \le V_{Rd,c}$ $V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}{}^{g} \le V_{Rd,c}$ $V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
steel failure of supplementary reinforcement	$N_{Ed,re} \le N_{Rd,re}$ $N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$N_{Ed,re}{}^{h} \le N_{Rd,re}$ $N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	
anchorage failure of supplementary reinforcement	$N_{Ed,re} \le N_{Rd,a}$	$N_{Ed,re}{}^{h} \le N_{Rd,a}$	

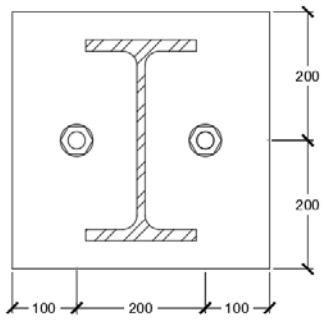
* Karakteristične vrednosti graničnih sila svih mehanizama loma su date u standardu EN1992-4 [1].

3. BROJNI PRIMER SA OSVRTOM NA STARE SRPS PROPISE

Na primeru veze centrično zategnutog čeličnog profila sa betonskim elementom prikazano je poređenje starih SRPS propisa i Evrokoda [1], [5]. Naime, izabrana je veza prethodno ugrađenih ankera sa glavom (2 komada), klase čvrstoće 8.8 i beton klase C35/45. Usvojena dužina ankera prema EC je 350mm, dok je prema SRPS-u sračunata minimalna dužina iz uslova napona prijanjanja za usvojenu maksimalnu silu na osnovu dozvoljenog napona za osnovnu kombinaciju opterećenja. Prilikom proračuna prema Evrokodu usvaja se da je beton sa prslinama i da postoji velika sigurnost prilikom ugradnje, na osnovu čega je izvršena provera svih mogućih

mehanizama loma usled zatezanja. Cilj je proračunati nosivost prikazane veze na zatezanje, uzevši u obzir oba standarda, uz variranje prečnika ankera. Takođe, razmatra se uticaj dodatne armature na nosivost veze prema Evrokodu.

Tabela 7 - Nosivost ankerne veze na zatezanje prema Evrokodu i SRPS standardu

		**M16**		***M20***		***M24***	
		Pojedinačni anker	Grupa ankera	Pojedinačni anker	Grupa ankera	Pojedinačni anker	Grupa ankera
SRPS	***Zatezanje (kN)***	**34,5**	**69,1**	**53,9**	**107,8**	**77,7**	**155,3**
	Potrebna dužina ankera (mm)	350		400		500	
EN	*steel failure* $N_{Rd,s}$ *(kN)*	83,7	167,5	130,7	261,3	188,3	376,5
	pull-out failure $N_{Rd,p}$ *(kN)*	66,8	133,7	88,2	176,3	156,1	312,3
	concrete cone failure $N_{Rd,c}$ *(kN)* [1]	39,1	52,1	39,1	52,1	39,1	52,1
	concrete splitting failure $N_{Rd,sp}$ *(kN)* [1]	39,1	52,1	39,1	52,1	39,1	52,1
	concrete *blow-out failure* $N_{Rd,cb}$ *(kN)*	63,8	71,4	73,2	82,0	97,4	109,1
	Merodavna nosivost bez armature (kN)	**39,1**	**52,1**	**39,1**	**52,1**	**39,1**	**52,1**
	Merodavna nosivost sa armaturom (kN)	**63,8**	**71,4**	**73,2**	**82,0**	**97,4**	**109,1**
	Potrebna dužina ankera (mm)	350		350		350	

[1] *Ukoliko je predviđena dodatna armatura, ovi mehanizmi loma nisu merodavni*

4. ZAKLJUČAK

Metodologa proračuna ankernih veza prema Evrokodu se značajno razlikuje od proračuna ankera prema SRPS standardu. Najveća novina Evrokoda u odnosu na stari SRPS standard je definisanje mehanizama loma usled zatezanja i smicanja, kao i uzimanje u ubzir nosivosti betona prilikom proračuna i mogućnost uvođenja dodatne armature u proračun. Za svaki od mogućih mehanizama loma se definišu parcijalni koeficijenti sigurnosti materijala, kao i koeficijenti ψ koji uzimaju razne efekte u obzir prilikom određivanja granične sile.

Na primeru veze zategnutog čeličnog profila i betonskog elementa su pokazane maksimalne sile zatezanja, odnosno granične sile, prema SRPS propisima i Evrokodu uz variranje prečnika ankera i zaključeno je sledeće:

- Prilikom određivanja granične sile loma po čeliku zaključeno je da Evrokod daje približno 2,5 puta veće nosivosti nego kada se računa lom po čeliku prema starim SRPS propisima. Razlog tome je što su se stari SRPS propisi zasnivali na proračunu po dozvoljenim naponima. Sa druge strane, opterećenja prema starim SRPS propisima su nefaktorisana, dok Evrokod propisuje parcijalne koeficijente za uticaje, koji su veći od jedinice;
- SRPS propisi ne razmatraju lom po betonu, dok Evrokod definiše mehanizme loma po betonu i često oni mogu da budu merodavni prilikom sračunavanja ankerne veze;
- Ukoliko se usvoji dodatna armature za ankernu vezu mogu se eliminisati dva moguća, često merodavna, mehanizma loma, *concrete cone failure* i *concrete splitting failure*.
- Povećanjem prečnika ankera, u ovom slučaju, nosivosti prilikom loma po betonskom konusu i loma cepanjem betona se ne povećavaju. Veće nosivosti se postižu povećanjem ivičnih i srednjih rastojanja ankera, odnosno formiranjem širih veza.
- Nosivost grupe ankera u mehanizmima loma po betonu, prema Evrokodu, je neretko manja od zbira pojedinačnih nosivosti ankera.

LITERATURA

[1] EN1992-4 Eurocode 2 Design of concrete structures – Part 4 Design of fastenings for use in concrete. European committee for standardization, Brussels, July 2018 EN1992-4:2018 (E).

[2] ETAG 001 Guideline for European Technical Approval of Metal Anchor for Use in Concrete, Edition 1997, Annex C: Design Methods For Anchorages 3rd Amended August 2010.

[3] Fédération Internationale du Béton (fib): Design of Anchorages in Concrete: Part IV. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2011. (fib Bulletin 58).

[4] ACI 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI Committee 318, American Concrete Institute, 2014, ISBN: 9780870319303.

[5] Metalne konstrukcije, D. Buđevac, Z. Marković, D. Čukić, D. Tošić, Građevinska Knjiga, Beograd, 2009

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-36 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Snežana Mašović[1], Nenad Pecić[2], Saša Stošić[3], Dragan Mašović[4]

NOVI PROPISI ZA SAOBRAĆAJNA OPTEREĆENJA DRUMSKIH MOSTOVA

Rezime:

Propisi za projektovanje konstrukcija se u svetu kontinuirano unapređuju u skladu sa napretkom tehnike i naučnih znanja. Poboljšanja se odnose na metode koje se koriste za proračun nosivosti i upotrebljivosti konstrukcija, a takođe i na modele opterećenja. Od 2020. godine u Srbiji su u primeni propisi za opterećenja mostova prema Evrokodu 1 SRPS EN: 1991-2. Modeli saobraćajnog opterećenja koji se primjenjuju pri proračunu novih mostova baziraju se na projekcijama saobraćaja u budućnosti i njihova upotreba u analizi postojećih mostova ne mora da bude adekvatna. U ovome su radu se daje pregled modela saobraćajnog opterećenja drumskih mostova prema propisima koji su korišćeni u Srbiji tokom dvadesetog veka, sa posebnim osvrtom na nove propise.

Ključne reči: betonski mostovi, drumski mostovi, sobraćajno opterećenje, Evrokod

NEW REGULATIONS FOR TRAFFIC LOADS ON ROAD BRIDGES

Summary:

Regulations for the design of structures are continuously improved in the world in accordance with the progress of technology and scientific knowledge. The improvements relate to the methods used in limit state design of structures, as well as to the load models. Since 2020., regulations for traffic loads on bridges according to Eurocode 1 SRPS EN: 1991-2 have been established in Serbia. The traffic load models applied in the calculation of new bridges are based on future traffic projections and their use in the analysis of existing bridges may not be adequate. This paper provides an overview of the traffic load models for road bridges according to the regulations used in Serbia during the twentieth century, with special reference to the new regulations.

Key words: concrete bridges, road bridges, traffic load, Eurocode

[1]*Dr dipl. građ. inž., vanredni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu Bulevar kralja Aleksandra 73, smasovic@grf.bg.ac.rs*
[2]*Dr dipl. građ. inž., vanredni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu Bulevar kralja Aleksandra 73, peca@imk.grf.bg.ac.rs*
[3]*Dr dipl. građ. inž., vanredni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu Bulevar kralja Aleksandra 73, sasa@grf.bg.ac.rs*
[4]*Dipl. građ. inž., Quality control manager, CRBC Serbia Ogranak Beograd, Užička 58A, draganmasovic@gmail.com*

1. PREGLED MODELA SAOBRAĆAJNOG OPTEREĆENJA DRUMSKIH MOSTOVA U SRBIJI

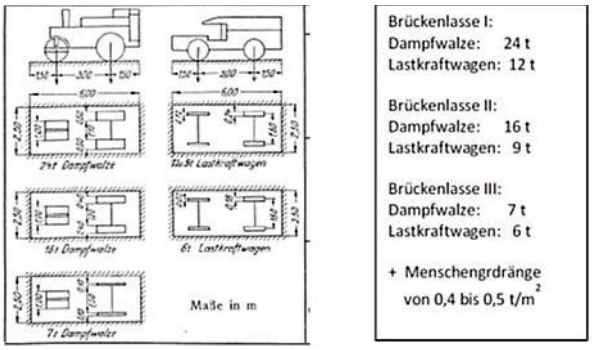
Tokom 20-tog veka u Srbiji je primenjivano nekoliko tehničkih propisa za opterećenja drumskih mostova, tako da na mostovima u putnoj mreži postoji objekti koji su projektovani prema:

- Pravilniku za drumske mostove Kraljevine Jugoslavije iz 1932. godine
- Privremenim tehničkim propisima PTP – 5 iz 1949. godine
- Pravilniku za opterećenja mostova iz 1991. godine.

Pravilnici iz 1932. i 1991. bili su bazirani na Nemačkim normama DIN 1072, dok se PTP – 5, donet neposredno posle drugog svetskog rata, oslanjao na prethodne smernice iz 1932. godine, uz dodata pojedina opterećenja koja su odgovarala opterećenjima tadašnjih oklopnih vozila (guseničar i vozilo M-25).

1.1. SAOBRAĆAJNO OPTEREĆENJE PREMA PROPISIMA KRALJEVINE JUGOSLAVIJE I PTP - 5

Prema propisima Kraljevine Jugoslavije mostovi na putevima su bili podeljeni u pet kategorija od kojih su danas od interesa prve dve, u svemu iste kao u nemačim propisma iz 1931. (Slika 1). Kao pokretno opterćenje razmatrani su parni valjak, tipska vozila i ljudska navala. Ova saobraćajna sredstva se mogu nalaziti istovremeno na širini mosta (širine saobraćajnih traka od 2,5m) okružena ljudskom navalom. Nije bilo potrebno razmatrati saobraćajna sredstva postrojena jedno iza drugog. Dinamički efekti se uzimaju u obzir uvećanjem uticaja od saobraćajnog opterećenja vozilima pomoću dinamičkog koeficijenta koji zavisi od raspona kolovozne konstrukcije. Ljudska navala je imala intenzitet koji je zavisio od klase mosta i dužine raspona.



Slika 1 – Skica opterećenja prema nemačkim normama DIN 1072 iz 1931. (preuzeto iz [1])

Model saobraćajnog opterećenja definisan nakon drugog svetskog rata u privremenim tehničkim propisima PTP-5 1949. godine, razvijen je prema smernicama iz 1932. Ovaj se model sastojao se od četiri vozila sa po dve osovine (4 koncentrisane sile), smeštenih na dve susedne saobraćajne trake, i površinskog opterećenja postavljenog oko vozila na odgovarajućem delu

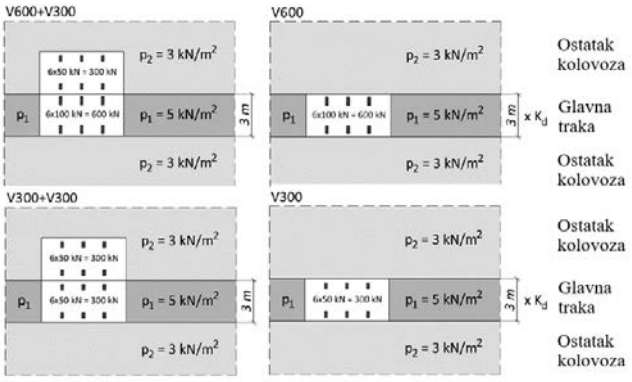
korisne površine kolovoza mosta. Pri tome se svo opterećenje glavne trake uvećavalo dinamičkim faktorom k_d, čija je vrednost zavisila od raspona mosta, prema izrazu kao i u propisima iz 1932. Pored ovog saobraćajnog modela, PTP-5 je definisao i dva posebna modela koja su odgovarala opterećenjima tadašnjih oklopnih vozila. Vojno vozilo M-25 sastojalo se od ukupno sedam osovina ukupne mase 840 kN, dok je guseničar imao težinu 600 kN koja se raspoređivala na dve gusenice dužine 5.0 m.

1.2. SAOBRAĆAJNO OPTEREĆENJE PREMA PRAVILNIKU IZ 1991. GODINE

Po ugledu na nemačke norme (DIN 1072 iz 1985.) u SFRJ je 1991., a u skladu sa tada važećom klasifikacijom puteva, stupio je na snagu Pravilnik o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova. Pravilnik je definisao četiri šeme opterećenja, u skladu sa klasifikacijom puteva prema Tabeli 1, a odgovarajuće računske šeme u osnovi kolovoza prikazane su na Slici 2. Slično propisu PTP-5, površinsko i koncentrisano opterećenje glavne trake se uvećava dinamičkim faktorom, čija se vrednost određuje izrazom koji se razlikuje od onog datog u PTP-5. Značajna razlika je i da su širine nominalnih traka povećane na 3.0m, kao i da je vrednost površinskog opterećenja u glavnoj traci veća u odnosu na površinsko opterećene na ostatku kolovoza mosta.

Tabela 1 – Kategorija mosta sa odgovarajućim računskim šemama opterećenja

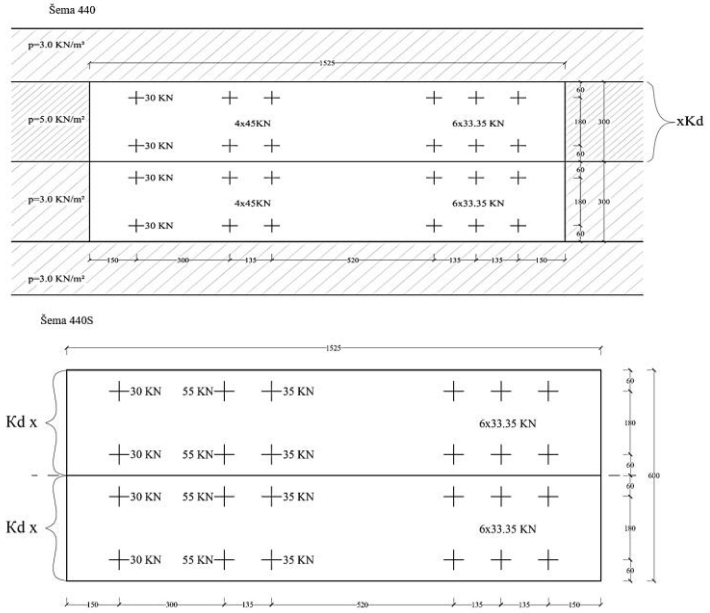
Kategorija mosta	***Računska šema***
I – mostovi na autoputevima	*V600+300*
II – mostovi na magistralnim i regionalnim putevima i gradskim saobraćajnicama	*V600*
IIIa – mostovi na ostalim saobraćajnicama širine kolovoza veće od 6m	*V300+300*
IIIb - mostovi na ostalim saobraćajnicama širine kolovoza manje od 6m	*V300*



Slika 2 – Šeme opterećenja drumskih mostova prema Pravilniku iz 1991. godine

1.3. SAOBRAĆAJNA OPTEREĆENJA PREMA NACRTU PRAVILNIKA O UTVRĐIVANJU NOSIVOSTI POSTOJEĆIH MOSTOVA

Nacrt Pravilnika o utvrđivanju nosivosti postojećih mostova na magistralnim i regionalnim putevima predlaže računska opterećenja teškim teretnim vozilima sa dve računske šeme: ''Šema 440'' i ''Šema 440S'', Slika 3, u skladu sa Evropskom direktivom iz 1985. Pri tome se u šemi ''440S'' ne aplicira površinsko opterećenje.

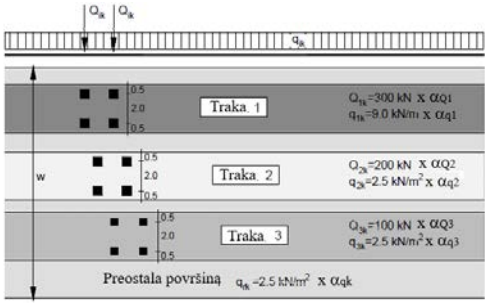


Slika 3 – Skica opterećenja prema nacrtu Pravilnika o utvrđivanju nosivosti postojećih mostova na magistralnim i regionalnim putevima

1.4. SPRS EN 1991-2 I NACIONALNI PRILOG SRPS EN 1991-2 NA

Krajem 80-tih godina prošlog veka, na osnovu podataka o saobraćaju na nekoliko evropskih autoputeva, postavljena je osnova za standard EN 1991-2. U EN 1991-2 definsana su ukupno četiri modela opterećenja za provere u skladu s graničnim stanjem nosivosti (GSN) i graničnim stanjem upotrebljivosti (GSU), kao i dodatnih pet modela za provere na zamor. Vertikalna opterećenja u ovim modelima se postavljaju u nominalne trake, čiji broj zavisi od ukupne korisne širine kolovoza na mostu. Za razliku od starijih propisa za projektovanje, dinamička komponenta je integrisana u modele opterećenja.

Najčešće primenjivan model opterećenja za provere GSN-a i GSU-a za projektovanje novih drumskih mostova je model LM1, koji se sastoji od koncentriranih osovinskih opterećenja i površinskog opterećenja na odgovarajućoj korisnoj površini mosta, Slika 4.

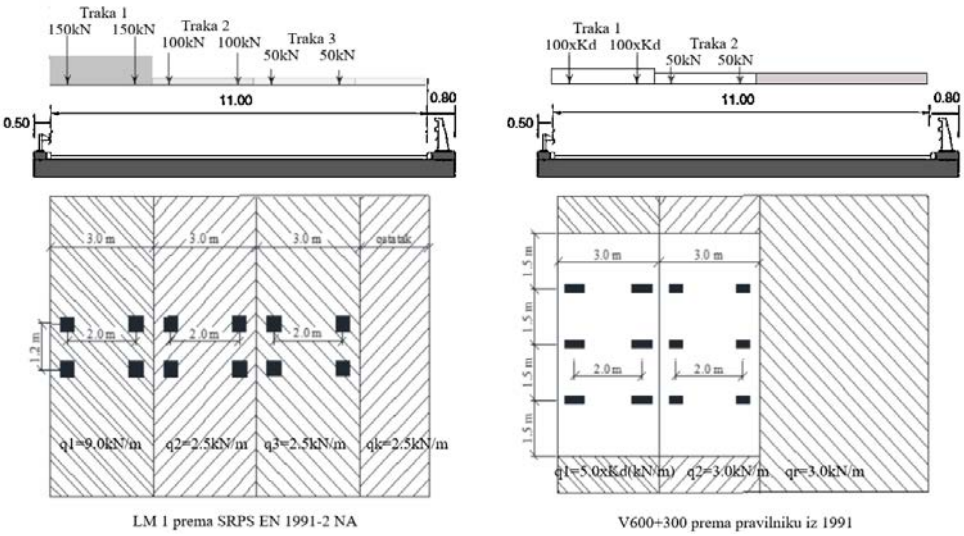


Slika 4 – Skica opterećenja LM1 prema EN 1991-2

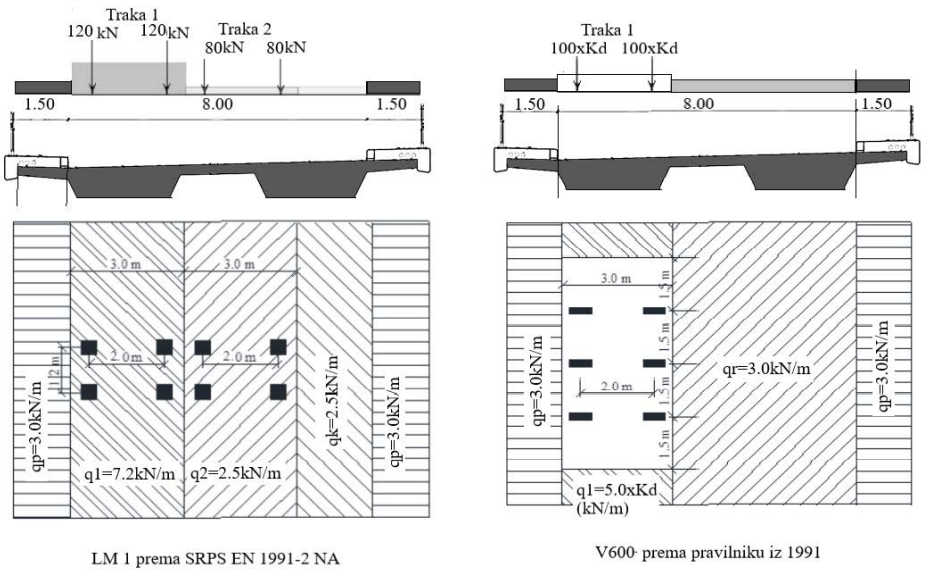
Karakteristične vrednosti koncentrisanih i površinskih opterećenja modela LM1 se mogu korigovati koeficijentima prilagođavanja (α_{Qi} i α_{qi}), u zavisnosti od kategorije puta na kome je most, a u skladu sa nacionalnim prilozima. Preporučena vrednost je 1.0. Većina država EU primenjuje preporučenu vrednost za sve faktore prilagođavanja za projektovanje novih mostova. U SRPS EN 1992-2 NA usvojeni su sledeće vrednosti koeficijenata prilagođavanja:

- za mostove na autoputevima: $\alpha_{Q1}= \alpha_{Q2}= \alpha_{Q3}= \alpha_{q1}= \alpha_{q2}= \alpha_{q3}= \alpha_{qk}=1$;
- za mostove na svim ostalim putevima: $\alpha_{Q1}= \alpha_{Q2}= \alpha_{Q3}= \alpha_{q1}= 0.8$ i $\alpha_{q2}= \alpha_{q3}= \alpha_{qk}=1$.

Saobraćajno opterećenje se u odgovarajućim kombinacijama opterećenja primenjuje u obliku grupa opterećenja definisanih u SRPS EN 1991-2 NA (Tabela NA.1). Poređenje saobraćajnog opterećenja $gr1_a$ i modela opterećenja prema Pravilniku za određivanje veličina opterećenja mostova iz 1991. godine, za kontrolu graničnih stanja nosivosti mostova na autoputevima prikazano je na Slici 5, odnosno, za ostale puteve na Slici 6.



Slika 5 – Saobraćajna opterećenja drumskih mostova na autoputevima prema SRPS EN 1991-2/NA i Pravilniku iz 1991. godine



Slika 6 – Saobraćajno opterećenje drumskih mostova na ostalim putevima (magistralnim i regionalnim) prema SRPS EN 1991-2/NA i Pravilniku iz 1991. godine

2. PRORAČUNSKE SITUACIJE I KOMBINACIJE OPTEREĆENJA DRUMSKIH MOSTOVA PREMA SRPS EN 1990

U skladu sa propisanim proračunskim situacijama u okviru odgovarajućih graničnih stanja, u slučaju betonskih drumskih mostova formiraju se kombinacije opterećenja prikazane u Tabeli 2.

Tabela 2 – Kombinacije za verifikaciju graničnih stanja nosivosti kod drumskih mostova

Kombinacije za granična stanja nosivosti	
Stalna i prolazna situacija	$\left\{\sum_{j\geq 1}(1.35G_{k,j,\sup}+1.0G_{k,j,\inf})\right\}+\gamma_P P_k+\left\{\begin{matrix}1.35(TS+UDL+q_k)+1.5\min(F_w^*,0.6F_{w,k})\\1.35gri_{i=1b,2,3,4,5}\\1.5T_k+1.35(0.75TS+0.4UDL+0.4q_{fk})\\1.5F_{wk}\\1.5Q_{sn,k}\end{matrix}\right\}$
Incidentna situacija	$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}+P_k+A_d+0.6T_k+Q_c$
Seizmička situacija	$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}+P_k+A_{Ed}+\sum_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$
Zamor	$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}+P_k+Q_{fat}+0.6T_k$

Stalna (G_k) i promenljiva (Q_k) opterećenja se uzimaju sa svojim karakterističnim vrednostima. Efekti prednaprezanja se u kombinaciji određuju sa svojim *sup* i *inf* vrednostima prema srpskom nacionalnom prilogu. Parcijalni koeficijent koji se odnosi na prednaprezanje γ_P uzima vrednosti $\gamma_P = 1$, ako prednaprezanje deluje povoljno, a $\gamma_P = 1.2$ za proveru lokalnih nepovoljnih efekata. Prilikom provere graničnog stanja stabilnosti u prisustvu spoljnjeg prednaprezanja, ako prednaprezanje može biti nepovoljno, usvojeno je $\gamma_P = 1.1$.

Definicija kombinacija kao i opterećenja koje treba razmotriti u incidentnoj situaciji se mogu naći u Evrokodu 1 deo 1-6 i odgovarajućem nacionalnom prilogu. Na primer, često se razmatra incidentna situacija specifična za mostove izvođene konzolnim postupkom, koja nastaje padom segmenta ili pokretne skele.

Kombinacija za određivanje opsega napona pri kontroli graničnog stanja nosivosti na zamor sadrži:

1. Osnovnu kombinaciju (koja odgovara čestoj kombinaciji u GSU) bez cikličnih opterećenja (saobraćajna ili opterećenje vetra), gde kao promenljivo dejstvo ostaje samo termičko dejstvo u čestoj vrednosti.
2. Ciklično opterećenje zamora Q_{fat}, koje može biti od dejstva saobraćaja (modeli opterećenja na zamor) ili od dejstvo vetra. Izuzev u posebnim slučajevima konstrukcija osetljivih na dejstvo vetra, ciklično opterećenje od zamora Q_{fat} odgovara prolazu kamiona i predstavljeno je modelima opterećenja od zamora.

Kombinacije za verifikaciju graničnih stanja upotrebljivosti u slučaju drumskih mostova prikazane su u Tabeli 3.

Tabela 3 – Kombinacije za verifikaciju graničnih stanja upotrebljivosti kod drumskih mostova

Kombinacije za granična stanja upotrebljivosti	
Karakteristična kombinacija *Kontrola napona*	$\left\{\sum_{j\geq 1}(G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}})\right\} + P_k + \left\{\begin{array}{c}(TS + UDL + q_k) + \min(F_w^*, 0.6F_{w,k}) \\ gri_{i=1a,2,3,4,5} \\ gr1b \\ T_k + (0.75TS + 0.4UDL + 0.4q_{fk}) \\ F_{wk} \\ Q_{sn,k}\end{array}\right\}$
Česta kombinacija *Kontrola prslina PN elemenata sa prianjanjem*	$\left\{\sum_{j\geq 1}(G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}})\right\} + P_k + \left\{\begin{array}{c}(0.75TS + 0.4UDL + q_k) + 0.5T_k \\ 0.75gr4 + 0.5Tk \\ 0.75gr1b \\ 0.6T_k \\ 0.2F_{wk} \\ 0.5Q_{sn,k}\end{array}\right\}$
Kvazi-permanentna kombinacija *Kontrola prslina AB* *Kontrola ugiba AB i PN*	$\left\{\sum_{j\geq 1}(G_{k,j,\text{sup}} + G_{k,j,\text{inf}})\right\} + P_k + 0.5T_k$

3. PREGLED ZAHTEVANIH PRORAČUNA KOD BETONSKIH MOSTOVA

Set proračunskih dokaza koji se primenjuje kod betonskih drumskih mostova podrazumeva verifikacije graničnih stanja kao i u slučaju ostalih betonskih konstrukcija. U SRPS EN 1992-2 i u odgovarajućem nacionalnom prilogu (SRPS EN 1992-2 / NA) mogu se naći i dodatne odredbe koje se odnose na proračunske dokaze kod betonskih mostova.

U pogledu verifikacije zamora treba, pored kontrole meke i armature za prethodno naprezanje, izvršiti i kontrolu betona na zamor, imajući u vidu da su preseci izloženi velikom broju ciklusa opterećenja. Istovremeno se u ovim standardima navode konstruktivni elementi ili konstrukcije kod kojih nije potrebno sprovesti ove verifikacije, između ostalog meke armature i čelika za prethodno naprezanje u oblastima u kojima pod čestom kombinacijom opterećenja i prethodnog naprezanja ne dolazi do pojave napona zatezanja. U suprotnom, određivanje opsega napona za kontrolu zamora armature i čelika za prethodno naprezanje obavlja se na modelu preseka sa prslinom, dok se kao model opterećenja koristi FLM3. Procedure za kontrolu betona na zamor prema Evrokodu 2-2 se baziraju na modelu ekvivalentnog oštećenja od zamora, ali se za drumske mostove zahteva upotreba realnog opterećenja od saobraćaja (a ne nekog od FLM modela). Međutim, dokaz betona na zamor uglavnom nije merodavan kod drumskih mostova i može se izostaviti, jer se pod karakterističnom kombinacijom opterećenja već zahteva ograničenje napona od $\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck}$.

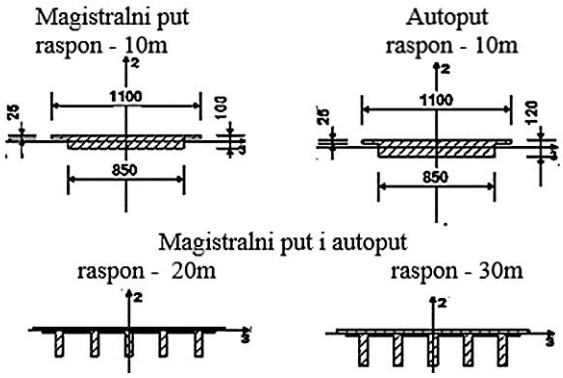
Proračunski dokazi koje treba sprovesti tokom faza izgradnje nisu izričito predstavljeni u EN1992-1-1, dok EN1992-2 tome posvećuje posebno poglavlje 113. Ove verifikacije u fazama izgradnje u osnovi se razlikuju od verifikacija u fazama eksploatacije prirodom i/ili intenzitetom opterećenja koja se razmatraju, s jedne strane, odnosno prema statičkom sistemu konstrukcije u svakoj pojedinačnoj fazi izvođenja, s druge strane.

Istovremena opterećenja od radnika i klimatskih dejstava (sneg, vetar) se ne razmatraju. Potrebno je uzeti u obzir vertikalno dejstvo vetra (koji može biti uzlazni ili silazni), kao i horizontalno, posebno u proverama tokom faza izvođenja. EN1992-2 nalaže, bez davanja detalja, da je za mostove izvođene potiskivanjem preporučljivo uzeti u obzir prinudne deformacije. Konačno, takođe se sprovode i verifikacije statičke ravnoteže, a projektna situacija koju treba razmotriti je prolazna situacija sa svojim prilagođenim parcijalnim faktorima za materijale γ_{ms}.

EN1992-2 zahteva da se iste provere izvrše za GSU za faze izvođenja, ali precizira da se određeni kriterijumi upotrebljivosti primenjuju sa manje strogim ograničenjima, pod uslovom da trajnost i izgled gotove konstrukcije nisu ugroženi.

4. BROJČANI PRIMERI

Kao ilustrativni primeri razmatani su drumski mostovi statičkog sistema proste grede raspona 10, 20 i 30 m, sa ukupnom širinom kolovoza 8.0 m i obostranim pešačkim stazama od po 1.5 m, kakvi su česti na magistralnim i regionalnim putevima u Republici Srbiji, Slika 6. Razmatrani su i mostovi istih raspona, ali širine koja odgovara autoputevima (ukupne širine 11.0 m), Slika 5. Izabrani poprečni preseci kolovozne konstrukcije odgovaraju usvojenim rasponima: pločasti za raspon od 10 m, rebrasti sa prefabrikovanim nosačima za raspone 20 i 30 m. Skice usvojenih preseka primenjenih u analizi prikazane su na Slici 7.



Slika 7 – Skice reprezentativnih poprečnih preseka kolovozne konstrukcije primenjenih u analizi

U Tabeli 4 prikazani su rezultati statičkih proračuna, kao i odgovarajući granični momenti u sredini raspona proste grede. Za određivanje graničnih momenata upotrebljeni su koeficijenti sigurnosti prema odgovarajućim propisima.

Tabela 4 – Granične vrednosti momenata savijanja

Tip saobraćajnice	***Raspon (m)***	***Mg (kNm)***	***Mp JUS (kNm)***	***Mp EC1-2 (kNm)***	***Mu BAB87 (kNm)***	***M_{Ed} EC (kNm)***	***Mu/M_{Ed}***
Autoput	*10*	*3383*	*2450*	*3237*	*9823*	*8937*	*1.099*
	20	*7750*	*6370*	*7995*	*23866*	*21256*	*1.123*
	30	*21480*	*11195*	*13930*	*54519*	*47804*	*1.141*
Magistrani put	*10*	*2851*	*1935*	*2480*	*8045*	*7197*	*1.118*
	20	*7750*	*5145*	*6295*	*21661*	*18961*	*1.142*
	30	*21480*	*9225*	*11180*	*50973*	*44091*	*1.156*

Iz Tabele 4 može se uočiti da će, usled dominantne vrednosti uticaja od sopstvene težine kao i različitih vrednosti faktora sigurnosti za opterećenja, betonski mostovi manjih do srednjh raspona grednog sistema najverovatnije ispunjavati zahteve Evrokoda u pogledu nosivosti na savijanje, čak i kada se uzmu u obzir koeficijenti sigurnosti za materijale (koji u toj formi nisu bili zastupljeni u BAB'87).

5. ZAKLJUČAK

U radu su prikazani propisi za opterećenja drumskih mostova, koji su korišćeni u Srbiji pre donošenja novih tehničkih propisa i izvršena uporedna analiza uticaja u kolovoznoj konstrukciji prema novim propisima i doskora važećima pravilnicima za opterećenja drumskih mostova. Na

osnovu rezultata analize koja je ograničena na primere grednih mostova manjih i srednjih raspona može se zaključiti da će, zahvaljujuće dominantnom stalnom teretu (sopstvenoj težini), betonski mostovi projektovani prema prethodno važećim pravilnicima uglavnom ispunjavati zahteve novih propisa.

U Republici Srbiji je objavljivanjem Pravilnika o izmenama Pravilnika za građevinske konstrukcije (Sl. Gl. RS br. 89/2019) prestalo važenje velikog broja propisa. Iako je, naknadnim dopunama (Sl. Gl. RS br. 122/2020), omogućeno da se tehnička dokumentacija izrađena u skladu sa ranije važećim propisima za projektovanje može koristiti za izdavanje građevinske dozvole pod uslovom da je zahtev za istu podnet u roku od osamnest meseci od stupanja na snagu pomenutog Pravilnika, novi mostovi će biti projektovani prema novim propisima.

LITERATURA

[1] Rainer Ehmann: Verkehrslastmodelle für Brücken – Einführung, Bundesanstalt für Wasserbau, Kolloquium Entwicklungen und Fortschritte im Brücken- und massiven Verkehrswasserbau ▪ 18. und 19. April 2018. (https://izw.baw.de/publikationen/kolloquien/0/07_Ehmann_Verkehrslastmodelle-f%C3%BCr-Br%C3%BCcken.pdf), pristupljeno 16.12.2020.

[2] Kovačević J.: Ekstremne vrednosti momenata savijanja glavnog nosača nekih sistema i raspona drumskog mosta i procena nosivosti, Društvo za puteve Srbije "VIA-VITA", Beograd 2007.

[3] Institut za puteve A.D. Beograd / Pro-Inženjering D.O.O. Beograd: Tehničko rešenje baze podataka o mostovima – Knjiga 3, J. P. Putevi Srbije 1998./2012.

[4] SRPS EN 1990:2012, Evrokod — Osnove projektovanja konstrukcija, Institut za standardizaciju Srbije, 2012.

[5] SRPS EN 1990/NA:2012, Evrokod — Osnove projektovanja konstrukcija — Nacionalni prilog, Institut za standardizaciju Srbije, 2012.

[6] SRPS EN 1991-2:2012, Evrokod 1: Dejstva na konstrukcije - Deo 2: Saobraćajno opterećenje na mostovima, Institut za standardizaciju Srbije, 2012.

[7] SRPS EN 1991-2/NA:2019, Evrokod 1 – Dejstva na konstrukcije – Deo 2: Saobraćajna opterećenja na mostovima – Nacionalni prilog, Institut za standardizaciju Srbije, 2019.

[8] SRPS EN 1992-1-1:2015, Evrokod 2 — Projektovanje betonskih konstrukcija — Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, Institut za standardizaciju Srbije, 2015.

[9] SRPS EN 1992-1-1/NA:2015, Evrokod 2 — Projektovanje betonskih konstrukcija — Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade — Nacionalni prilog, Institut za standardizaciju Srbije, 2015.

[10] SRPS EN 1992-2:2014, Eurocode 2 - Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules, Institut za standardizaciju Srbije, 2014.

[11] SRPS EN 1992-2/NA: 2015, Evrokod 2 — Projektovanje betonskih konstrukcija — Betonski mostovi — Pravila projektovanja i konstruisanja — Nacionalni prilog, Institut za standardizaciju Srbije, 2015.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-37 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Zlatko Marković[1], Jelena Dobrić[2], Milan Spremić[3]

NOVA GENERACIJA EVROKODA 3 – NAJVAŽNIJE IZMENE

Rezime:

U toku je finalizacija aktivnosti na izradi nove generacije evrokodova za konstrukcije. Očekuje sa da najznačajniji delovi Evrokoda 3 (prva faza) budu konačno usvojeni tokom 2022. godine. U ovom radu su prikazane najvažnije izmene standarda EN 1993-1-1: *Osnove projektovanja čelinih konstrukcija - Deo 1: Opšta pravila i pravila za zgrade*, koji je najznačajniji i donosi fundamentalna pravila na koja se oslanjaju svi ostali delovi Evrokoda 3. Izmene su brojne i predstavljaju rezultat dugogodišnjih analiza postojećeg standarda i najnovijih istraživanja iz oblasti čeličnih konstrukcija.

Ključne reči: čelične konstrukcije, projektovanje, Evrokod 3, osnovna pravila i pravila za zgrade

NEW GENERATION OF EUROCODE 3 – THE MOST IMPORTANT CHANGES

Summary:

The finalization of activities on development of new generation of Eurocodes for structures is currently in progress. It is expected that most important parts of Eurocode 3 (first phase) will be finally adopted during 2022. This paper presents the most important changes in EN 1993-1-1 *Design of steel structures – Part 1: General rules and rules for buildings*, which is fundamental standard and brings rules that all other parts of Eurocode 3 refer to. These changes are numerous and presents results of long-time analysis of existing standard and latest research in the field of steel structures.

Key words: steel structures, design, Eurocode 3, general rules and rules for buildings

[1] *Redovni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, zlatko@grf.bg.ac.rs*
[2] *Vanredni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu*
[3] *Docent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu*

1. UVOD

U okviru Evropske unije uveliko se radi na finalizaciji nove generacije evrokodova za konstrukcije, koja će u narednim godinama zameniti trenutno važeće evropske standarde (EN) za proračun konstrukcija. U oktobru 2020. godine održano je 58. plenarno zasedanje CEN TC/250 – SC3 na kojem je razmatrano trenutno stanje i dinamika usvajanja novih evrokodova za čelične konstrukcije (videti tabelu 1).

Tabela 1 – Pregled delova Evrokoda 3 i dinamika njihovog usvajanja [3]

Deliverable	Phase	2nd Draft	Final Draft	Final Document	Technical Approval	Decision CEN-Enqiry	Cut-off-date ENQ	Start CEN-Enquiry	Cut-off-date FV	Start Formal Vote
1993-1-1	1				2018-10	2019-10	2019-11	2020-09	2021-07	2022-04
1993-1-101	--								2021-07	2022-04
1993-1-8	1				2019-03	2020-03	2020-04	2021-03	2022-01	2022-10
1993-1-2	2			2020-04-30	2020-11	2021-03	2021-04	2022-03	2023-01	2023-10
1993-1-3	2			2020-04-30	2020-11	2021-03	2021-04	2022-03	2023-01	2023-10
1993-1-5	2			2020-04-30	2020-11	2021-03	2021-04	2022-03	2023-01	2023-10
1993-1-13	--				2020-11	2021-03	2021-04	2022-03	2023-01	2023-10
1993-1-6	2			2020-04-30	2021-03?	2021-10	2021-10	2022-09	2023-07	2024-04
1993-1-7	2			2020-04-30	2021-03?	2021-10	2021-10	2022-09	2023-07	2024-04
1993-1-14	--			2020-04-30	2021-03	2021-10	2021-10	2022-09	2023-07	2024-04
1993-1-4	3	2020-04-30	2020-10-30	2021-04-30	2021-10	2022-03	2022-04	2023-03	2024-01	2024-10
1993-1-9	3	2020-04-30	2020-11-30	2021-04-30	2021-10	2022-03	2022-04	2023-03	2024-01	2024-10
1993-1-10	3	2020-04-30	2020-10-30	2021-04-30	2021-10	2022-03	2022-04	2023-03	2024-01	2024-10
1993-1-11	4	2020-09-30	2021-06-30	2022-02-19	2022-10	2023-03	2023-04	2024-03	2025-01	2025-10
1993-2	4	2020-09-30	2021-06-30	2022-02-19	2022-10	2023-03	2023-04	2024-03	2025-01	2025-10
1993-3	4	2020-09-30	2021-03-30	2021-11-30	2022-10	2023-03	2023-04	2024-03	2025-01	2025-10
1993-4-1	4	2021-03	2021-08	2022-02-19	2022-10	2023-03	2023-04	2024-03	2025-01	2025-10
1993-4-2	4	2021-03	2021-08	2022-02-19	2022-10	2023-03	2023-04	2024-03	2025-01	2025-10
1993-5	4	2020-09-30	2021-03-30	2021-11-30	2022-10	2023-03	2023-04	2024-03	2025-01	2025-10
1993-6	4	2020-09-30	2021-03-30	2021-11-30	2022-10	2023-03	2023-04	2024-03	2025-01	2025-10

Iz tabele 1 se može uočiti da je konačan završetak svih delova Evrokoda 3 planiran za kraj 2025. godine. Međutim, najvažniji delovi (faza 1) su već sada u završnoj fazi i njihovo zvanično usvajanje se očekuje tokom 2022. godine.

Nova - druga generacija Evrokoda 3 ima ukupno 20 delova, koji su uglavnom istih ili sličnih naziva kao i u prvoj generaciji. Iako je ukupan broj delova isti kao u prethodnoj generaciji, ipak je došlo do određenih promena. Naime, EN 1993-4-3: *Cevovodi* više ne postoji, a delovi EN 1993-3-1: *Tornjevi i jarboji* i EN 1993-3-2: *Dimnjaci* su objedinjeni u jedan standard EN 1993-3. Uvedena su dva nova standarda: EN 1993-1-13: *Čelični nosači sa velikim otvorima u rebru* (*Steel beams with largde web openings*) i EN 1993-1-14: *Proračun potpomognut FE analizom* (*Design assisted by finite element analysis*), koja obuhvataju potpuno novu tematiku koja nije bila zastupljena u prethodnoj generaciji Evokoda 3. Pored toga, treba istaći da je došlo i do prebacivanja određenih delova teksta (poglavlja i priloga) iz jednog u drugi standard u cilju logičke sistamatizacije materije. Tako je na primer iz standarda EN 1993-3-1: *Tornjevi i jarboli*, kompletna analiza dejstva vetra na konstrukcju (Prilog A i Prilog B) prebačena u EN 1991-1-4: *Dejstva vetra na konstrukcije*, gde po logici stvari pripada. Takođe su i dejstva leda prebačena u novi deo Evrokoda 1 (EN 1991-1-9).

2. PRIKAZ NOVOG STANDARDA EN 1993-1-1:2020

U ovom radu su prezentovane najznačajnije promene novog standarda prEN 1993-1-1:2020: Proračun čeličnoh konstrukcija – Deo 1: *Opšta pravila i pravila za zgrade* [1], u odnosu na

prethodnu, trenutno važeću, verziju standarda iz 2005. godine [2]. Razlog zbog kojeg se u radu prezentuje baš ovaj standard leži u činjenici da je to najvažniji - fundamentalan deo Evrokoda 3 koji predstavlja osnov za korišćenje svih ostalih delova.

Već na prvi pogled može se uočiti da je struktura dokumenta bitno promenjena. Novi dokument je strukturiran tako da, pored uvoda, sadrži deset poglavlja i pet priloga (na 118 stranica):

1 Polje primene
2 Normativne reference
3 Termini, definicije i oznake
4 Osnove proračuna
5 Materijali
6 Trajnost
7 Analiza konstrukcija
8 Granična stanja nosivosti
9 Granična stanja upotrebljivosti
10 Zamor
Prilog A: Izbor klase izvođenja
Prilog B: Proračun polu-kompaktnih preseka
Prilog C: Dodatna pravila za uniformne elemente monosimetričnog poprečnog preseka i za elemente opterećenje savijanjem, aksijalnim pritiskom i torzijom
Prilog D: Kontinualno pridržavanje nosača u zgradarstvu
Prilog E: Osnove kalibracije parcijalnih koeficijenata

Promene nisu samo organizacione, odnosno kozmetičke prirode, već donose značajne novine u mnogim segmentima proračuna čelilnih konstrukcija. Može se reći da su otklonjene određene nedoslednosti iz prethodnog standarda, uvedeni su rezultati novih istraživanja, proširenо je polje primene i sistematizovani su i pojednostavljeni pojedini postupci proračuna.

2.1. MATERIJALI

U Poglavlju 5 koje se bavi materijalima korigovani su zahtevi u pogledu duktilnosti. Kriterijumi su razdvojeni za slučaj plastične i elastične analize. Uslovi su blago relaksirani u slučaju korišćenja elastične analize, pa su zahtevi u tom slučaju sledeći:

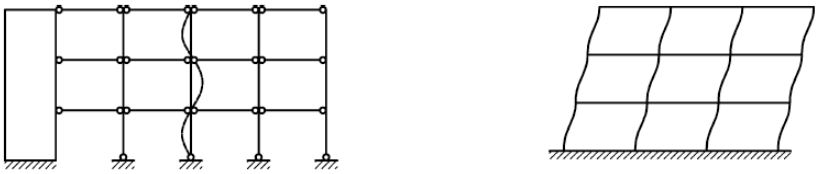
- $f_u/f_y \geq 1{,}05$ (umesto 1,1) i
- izduženje pri lomu $(\delta_5) \geq 12\%$ (umesto 15%).

Takođe treba naglasiti da je prošireno polje primene Evrokoda 3 na čelike višeg kvaliteta. Naime EN 1993-1-1 iz 2005 [2]. godine obahvata čelike kvaliteta do S460, a sada su obuhvaćeni i čelici S500, S550, S600, S620, S650, S690 i S700 što je posledica sve veće potrebe za primenom kvalitetnijih čelika i brojnih istraživanja u ovoj oblasti koja su sprovedena poslednjih godina.

2.2. ANALIZA KONSTRUKCIJA

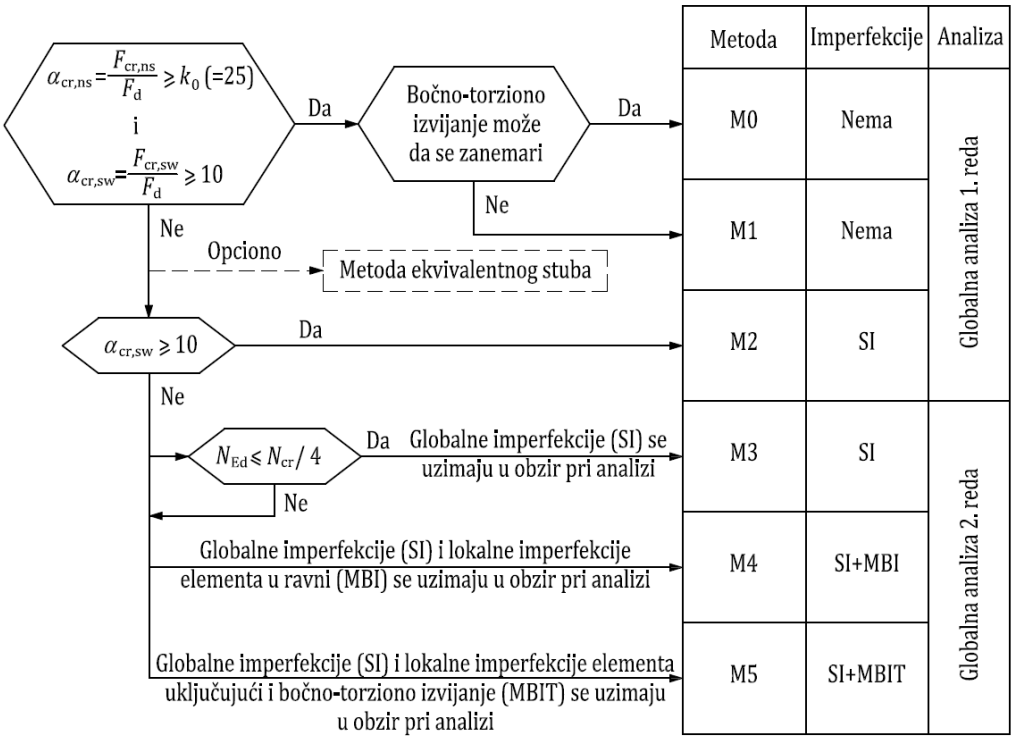
Značajne promene su prisutne u Poglavlju 7 koje se bavi globalnom analizom čeličnih konstrukcija, odnosno određivanjem uticaja. Ponovo se uvode pojmovi bočno pomerljivih (*sway frames*) i bočno nepomerljivih okvirnih sistema (n*on-sway frames*), koje su bile prisutne još u

ENV stanardu iz 1992 [4]. godine, pa su izostavljene iz EN 1993-1-1:2005 (videti sliku 1). Ova klasifikacija je veoma bitna sa stanovišta izbora metode globalne analize.



Slika 1 – a) Bočno nepomerljivi (non-sway) i b) bočno pomerljivi (sway) okvirni sistemi [2]

U zavisnosti od tipa okvirnog sistema (bočno pomerljiv ili ne), intenziteta aksijalnih sila pritiska u stubovima, osetljivosti elemenata na bočno-torziono izvijanje i načina na koji se uzimaju u obzir globalne i lokalne imperfekcije, predviđeno je šest različitih metoda globalne analize: M0, M1, M2, M3, M4 i M5 (videti sliku 2). Najjednostavnija je metoda M0 (elastična analiza I reda, bez imperfekcija), a najkompleksnija metoda M5. Kriterijumi za izbor odgovarajuće metode globalne analize detljano su prikazani u Poglavlju 7.



Slika 2 – Metode analize okvirnih sistema

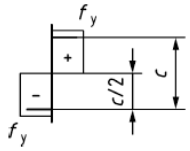
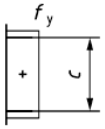
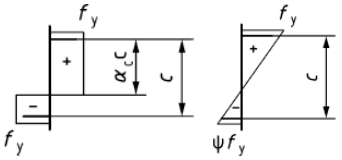
U delu koji se bavi imperfekcijama za globalnu analizu takođe je došlo do određenih izmena. Izmenjene su vrednosti početnih lokalnih imperfekcija, kao i izrazi za njihovo određivanje. Uvedene su i lokalne imperfekcije za analizu nosivosti elementa na bočno-torziono izvijanje -

$e_{0,LT}$, koje nisu bile definisane u standardu iz 2005. godine. Osim toga, došlo je do bitnih korekcija u delu proračuna koji se odnosi na imperfekcije zasnovane na elastičnom kritičnom obliku izvijanja elemenata konstrukcije, koje istovremeno obuhataju i lokalne i globalne imperfekcije. Nedoslednosti u prethodnom standardu su otklonjene na predlog komisije U250-3,4,9 Instituta za standardizaciju Srbije.

2.3. KLASIFIKACIJA POPREČNIH PRESEKA

Klasifikacija poprečnih preseka je takođe doživela određene promene i dopune. Korigovane su vrednosti graničnih vitkosti kod obostrano oslonjenih – unutrašnjih elemenata. Novi kriterijumi za klasifikaciju ovih delova preseka su sada strožiji (videti tabelu 2). Kod elemenata izloženih konstantnom naponu pritiska promenjena su sva tri kriterijuma za klasifikaciju, dok je kod čistog savijanja izmenjen samo jedan – za klasu 3. Takođe su izmenjeni i izrazi za slučaj kombinovanog narezanja: pritisak + savijanje.

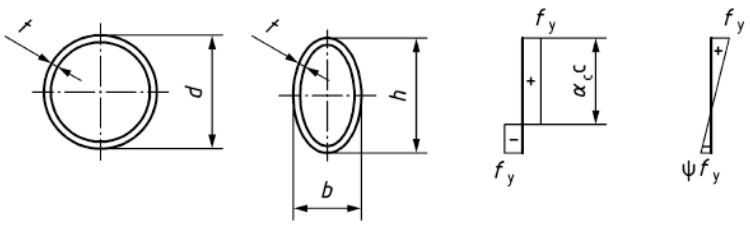
Tabela 2 – Granične vitkosti c/t za klasifikaciju obostrano oslonjenih delova preseka

Klasa preseka	**Čisto savijanje**	**Čist pritisak**	**Pritisak + savijanje**
			
Klasa 1	$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon$	$\frac{c}{t} \leq \mathbf{28\varepsilon}$ (33ε)	$\frac{c}{t} \leq \frac{126\varepsilon}{5{,}5\alpha_c - 1}$ za $\alpha_c > 0{,}5$ $\frac{c}{t} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha_c}$ za $\alpha_c \leq 0{,}5$
Klasa 2	$\frac{c}{t} \leq 83\varepsilon$	$\frac{c}{t} \leq \mathbf{34\varepsilon}$ (38ε)	$\frac{c}{t} \leq \frac{188\varepsilon}{6{,}53\alpha_c - 1}$ za $\alpha_c > 0{,}5$ $\frac{c}{t} \leq \frac{41{,}5\varepsilon}{\alpha_c}$ za $\alpha_c \leq 0{,}5$
Klasa 3	$\frac{c}{t} \leq \mathbf{121\varepsilon}$ (124ε)	$\frac{c}{t} \leq \mathbf{38\varepsilon}$ (42ε)	$\frac{c}{t} \leq \frac{38\varepsilon}{0{,}608 + 0{,}343\psi + 0{,}049^2}$ za $\psi > -1$ $\frac{c}{t} \leq 60{,}5\epsilon(1-\psi)$ za $\psi \leq -1$
Napomena: U zagradama su prikazane vrednosti iz SRPS EN 1993-1-1:2012 [1].			

Takođe su uvedena i pravila za klasifikaciju elipsastih poprečnih preseka koji nisu bili obuhvaćeni prethodnim standardom [1], a kod kružnih poprečnih preseka su korigovani

kriterijumi za klasifikaciju, koji su sada detaljniji i razvrstani po različitim tipovima naprezanjima: čist pritisak, čisto savijanje i kombinovano naprezanje (videti tabelu 3). Za potrebe klasifikacije elipsatih preseka uvodi se pojam ekvivalentnog prečnika d_e koji se određuje u zavisnosti od dimenzija (visine i širine) elipsastog preseka i tipa naprezanja (čist pritisak, savijanje oko jače i oko slabije ose).

Tabela 3 – Klasifikacija kružnih i elipsastih poprečnih preseka



	Čist pritisak	**Čisto savijanje**	**Pritisak + savijanje**
Klasa 1	$d_e/t \leq 50\varepsilon^2$	$d_e/t \leq 50\varepsilon^2$	$d_e/t \leq 50\varepsilon^2$
Klasa 2	$d_e/t \leq 70\varepsilon^2$	$d_e/t \leq 70\varepsilon^2$	$d_e/t \leq 70\varepsilon^2$
Klasa 3	$d_e/t \leq 90\varepsilon^2$	$d_e/t \leq 140\varepsilon^2$	$d_e/t \leq \dfrac{2520\varepsilon^2}{5\psi + 23}$
d_e – ekvivalentni prečnik za elipsaste poprečne preseke ($d_e = d$ za kružne poprečne preseke)			

2.4. NOSIVOST POPREČNIH PRESEKA

Deo koji se bavi nosivošću poprečnih preseka takođe donosi mnoštvo novina, koje se jednim delom odnose na korekciju pojedinih izraza za određivanje nosivosti, a drugim delom na dopunu, odnosno proširenje polja primene.

Kod nosivosti na zatezanje došlo je do neznatnih promena, tako što je korigovan izraz za nosivost neto preseka na zatezanje $N_{u,Rd}$, uvođenjem koeficijenta k kojim se uzima u obzir stanje rupa za spojna sredstva, odnosno način njihove izrade:

$$N_{u,Rd} = k\, A_{net} f_u / \gamma_{M2} \tag{1}$$

$k = 1{,}0$ za glatke rupe koje se izvode bušenjem ili *water jet* sečenjem,
$k = 0{,}9$ za grube rupe koje se izvode probijanjem, kao i za konstrukcije izložene zamoru.

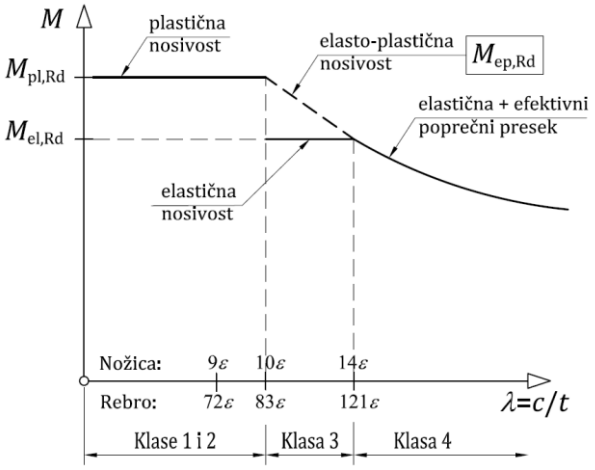
Što se tiče nosivosti poprečnog preseka na savijanje, kod preseka klase 3 se pruža mogućnost određivanja elasto-plastičnog momenta nosivosti ($M_{ep,Rd}$). Uveden je i novi pojam *polu-kompaktnih preseka*, čiji proračun je detaljno prikazan u Prilogu B. Naime, u zavisnosti od vitkosti (c/t) pojedinačnih delova poprečnog preseka (nožica i rebra) može da se izvrši interpolacija momenta nosivosti, između plastičnog $M_{pl,Rd}$ i elastičnog $M_{el,Rd}$ (videti sliku 3). Na ovaj način izbegava se drastična (13-17%), skokovita promena momenta nosivosti kod poprečnih preseka čije su vitkosti bliske graničnim vrednostima između klase 2 i 3. Dakle, elasto-plastičan moment nosivosti kod preseka klase 3, alternativno može da se odredi na osnovu sledećeg izraza:

$$M_{\mathrm{ep,Rd}} = W_{\mathrm{ep}} f_{\mathrm{y}} / \gamma_{\mathrm{M0}} \tag{2}$$

gde je W_{ep} elasto-plastičan otporni moment, koji se za savijanje oko jače *y-y* ose određuje na sledeći način:

$$W_{\mathrm{ep,y}} = W_{\mathrm{pl,y}} - (W_{\mathrm{pl,y}} - W_{\mathrm{el,y}})\beta_{\mathrm{ep,y}} \tag{3}$$

$$\beta_{\mathrm{ep,y}} = \max\left(\frac{\frac{c}{t_{\mathrm{f}}} - 10\varepsilon}{4\varepsilon}; \frac{\frac{c}{t_{\mathrm{w}}} - 83\varepsilon}{38\varepsilon}; 0\right) \tag{4}$$



Slika 3 – Klase preseka i odgovarajući momenti nosivosti

Značajna dopuna uočava se u delu koji se bavi torzijom. Uvodi se nosivost na bimoment, kao i redukcija nosivosti na savijanje usled prisustva bimomenta. Proračunska vrednost plastične nosivosti na bimoment određuje se na sledeći način:

$$B_{\mathrm{Rd}} = W_{\mathrm{B,pl}} f_{\mathrm{y}} / \gamma_{\mathrm{M0}} \tag{5}$$

gde je $W_{\mathrm{B,pl}}$ plastični otporni moment za nosivost na bimoment, koji se za obostrano simetrične vrućevaljane I i H profile i ekvivalentne zavarene preseke određuje na osnovu sledećeg izraza:

$$W_{\mathrm{B,pl}} = 0{,}25 t_{\mathrm{f}} b^2 (h - t_{\mathrm{f}}) \tag{6}$$

Redukovani plastični moment nosivosti usled prisusva bimomenta određuje se na osnovu sledećeg izraza:

$$M_{\mathrm{c,B,Rd}} = \sqrt{1 - B_{\mathrm{Ed}}/B_{\mathrm{Rd}}}\, M_{\mathrm{pl,Rd}} \tag{7}$$

U delu koji se odnosi na kombinovana naprezanja odnosno - interakciju definisani su izrazi za slučaj interakcije savijanja, smicanja i torzije, uključujući i bimoment. Izraz za redukovani

plastični moment nosivosti obostrano simetričnih I ili H preseka usled sile $M_{y,V,Rd}$ je korigovan i proširen kako bi se uzeo u obzir i uticaj torzije, odnosno bimomenta:

$$M_{y,B,V,Rd} = \frac{\left(W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w}\right) f_y}{\gamma_{M0}} \frac{M_{y,c,B,Rd}}{M_{y,c,Rd}} \tag{8}$$

Jedan od noviteta koje donosi Poglavlje 8.2 koje se bavi nosivostima poprečnih preseka je i pojednostavljen postupak proračuna nosivosti na dejstvo lokalne poprečne sile $F_{z,Rd}$ za konstrukcije u zgradarstvu.

2.5. NOSIVOST ELEMENATA NA IZVIJANJE

Proračuni svih nosivosti elemenata na izvijanje su dati u Poglavlju 8.3. U delu koji se odnosi na fleksiono izvijanje aksijalno pritisnutih elemenata, nema većih izmena, osim što su uvedeni i elipsasti preseci i polje primene je prošireno do čelika kvaliteta S700. Pored toga, data su pravila i za torziono i torziono-fleksiono izvijanje aksijalno pritisnutih elemenata, što nije bio slučaj u prethodnom standardu [1]. Takođe treba napomenuti da se prEN1993-1-1:2020 [2] poziva na dokument CEN/TR 1993-1-103: *Elastic critical buckling of members* u kojem su data detaljna pravila za proračun kritičnih sila za fleksiono, torziono i torziono-fleksiono izvijanje, kao i kritičnog momenta bočno-torzionog izvijanja za razliite slučajeve oslanjanja i naprezanja.

Uveden je novi postupak proračuna bezdimenzionalnog koeficijenta izvijanja za slučaj torzionog (T) i torziono-fleksionog (TF) izvijanja pritisnutih elemenata obostrano simetričnih I i H preseka koji su kontinulano ili u diskretnim tačkama bočno pridržani. Struktura izraza je ista kao i za fleksiono izvijanje, ali se koriste referentna relativna vitkost za torziono ili torziono fleksiono izvijanje, kao i pomoćni koeficijent Φ_{TF}:

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\Phi_{TF} + \sqrt{\Phi_{TF}^2 - \bar{\lambda}_{TF}^2}} \quad \text{ali} \quad \chi_{TF} \leq 1{,}0 \tag{9}$$

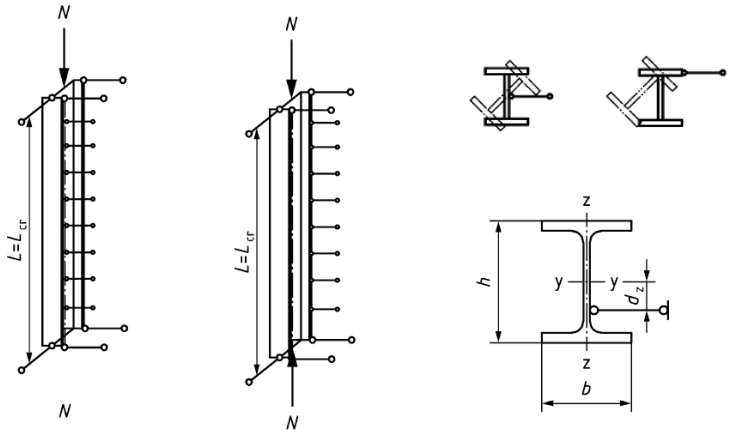
Izraz za pomoćni koeficijent Φ_{TF} je korigovan i ima sledeći oblik:

$$\Phi_{TF} = 0{,}5\left[1 + \left(\frac{\bar{\lambda}_{TF}}{\bar{\lambda}_z}\right)^2 \alpha_{TF}\left(\bar{\lambda}_z - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_{TF}^2\right] \tag{10}$$

gde je α_{TF} koeficijent imperfekcije koji se određuje na osnovu sledećeg izraza:

$$\alpha_{TF} = \alpha\sqrt{\frac{Af_y(i_p^2 + d_z^2)}{6{,}25GI_T}} \quad \text{ali} \quad \alpha_{TF} \leq \alpha \tag{11}$$

U okviru ovog izraza je, pomoću veličine d_z koja predstavlja rastojanje od centra smicanja do tačke bočnog pridržavanja (videti sliku 4), inkorporiran i uticaj bočnog pridržavanja. Ako nema torzionog pridržavanja onda je $d_z = 0$. U prethodnom izrazu i_p je polarni poluprečnik inercije ($i_p^2 = i_y^2 + i_z^2$).



Slika 4 – Bočno pridržavanje za torziono-fleksiono izvijanje [2]

2.6 BOČNO-TORZIONO IZVIJANJE

Proračun nosivosti na bočno-torziono izvijanje primenom opšte metode nije pretrpeo izmene izuzev izbora krive izvijanja (data je nova korigovana i proširena tabela na osnovu koje se određuje relevantna kriva izvijanja. Metoda proračuna za vrućevaljane i ekvivalentne zavarene I i H profile je međutim značajno izmenjena. Predviđeni su posebni izrazi za proračun bezdimenzionalnog koeficijenta izvijanja χ_{TF} koji su slični izrazima za torziono-fleksiono izvijanja uz određene korekcije:

$$\chi_{\mathrm{TF}} = \frac{f_{\mathrm{M}}}{\Phi_{\mathrm{TF}} + \sqrt{\Phi_{\mathrm{TF}}^2 - f_{\mathrm{M}}\bar{\lambda}_{\mathrm{TF}}^2}} \quad \text{ali} \quad \chi_{\mathrm{TF}} \leq 1{,}0 \tag{12}$$

$$\Phi_{\mathrm{TF}} = 0{,}5\left[1 + f_{\mathrm{M}}\left(\left(\frac{\bar{\lambda}_{\mathrm{TF}}}{\bar{\lambda}_{\mathrm{z}}}\right)^2 \alpha_{\mathrm{TF}}\left(\bar{\lambda}_{\mathrm{z}} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_{\mathrm{TF}}^2\right)\right] \tag{13}$$

gde je f_{M} koeficijent kojim se uzima u obzir oblik dijagrama momenata savijanja ($f_{\mathrm{M}} \geq 1{,}0$). Konzervativno se može usvojiti da je $f_{\mathrm{M}} = 1{,}0$ pa u tom slučaju prethodni izrazi postaju identični izrazima za torziono-fleksiono izvijanje.

Treba naglasiti da je i uprošćeni postupak proračuna za bočno pridržane elemente u zgradarstvu takođe doživeo određene izmene.

2.7. NOSIVOST EKSCENTIČNO PRITISNUTIH ELEMENATA

Proračun nosivosti ekscentrično pritisnutih elemenata je značajno pojednostavljen. Naime, interaktivne formule su ostale nepomenjene, ali je proračun koeficijenata k_{ij}, koji je bio najkompleksniji, bitno uprošćen. Pristup je sličan onom iz priloga B standarda EN 1993-1-1:2005 [1], ali su izvršene određene promene i, što je najbitnije, polje primene nije ograničeno samo na obostrano simetrične vrućevaljane I i H i ekvivalentne zavarene profile i na šuplje profile kružnog i pravougaonog poprečnog preseka, što je bio slučaj u [1]. Alternativno,

ostavljana je mogućnost proračuna interakcionih koeficijenata prema dokumentu CEN/TS 1993-1-101 *Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-101: Design method for the stability of steel members under compression and bi-axial bending* koji je u pripremi a veoma je sličan prethodnom Aneksu A standarda EN 1993-1-1:2005 [1].

Takođe treba istaći da su u Prilogu C novog standarda date interakcione formule za kontrolu stabilnosti ekscentrično pritisnutih elemenata koji su opterećeni i torzijom, odnosno bimomentom:

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{\chi_{\mathrm{y}} N_{\mathrm{Rk}}/\gamma_{\mathrm{M1}}} + k_{\mathrm{yy}} \frac{M_{\mathrm{y,Ed}}}{\chi_{\mathrm{LT}} M_{\mathrm{y,Rk}}/\gamma_{\mathrm{M1}}} + k_{\mathrm{yz}} \frac{M_{\mathrm{z,Ed}}}{M_{\mathrm{z,Rk}}/\gamma_{\mathrm{M1}}} + k_{\mathrm{w}} k_{\mathrm{zw}} k_{\alpha} \frac{B_{\mathrm{Ed}}}{B_{\mathrm{Rk}}/\gamma_{\mathrm{M1}}} \leq 1{,}0 \qquad (14)$$

$$\frac{N_{\mathrm{Ed}}}{\chi_{\mathrm{z}} N_{\mathrm{Rk}}/\gamma_{\mathrm{M1}}} + k_{\mathrm{zy}} \frac{M_{\mathrm{y,Ed}}}{\chi_{\mathrm{LT}} M_{\mathrm{y,Rk}}/\gamma_{\mathrm{M1}}} + k_{\mathrm{zz}} \frac{M_{\mathrm{z,Ed}}}{M_{\mathrm{z,Rk}}/\gamma_{\mathrm{M1}}} + k_{\mathrm{w}} k_{\mathrm{zw}} k_{\alpha} \frac{B_{\mathrm{Ed}}}{B_{\mathrm{Rk}}/\gamma_{\mathrm{M1}}} \leq 1{,}0 \qquad (15)$$

Na kraju treba napomenuti da deo koji je posvećen višedelnim elementima (Poglavlje 9) nije pretrpeo značajne izmene, kao i da je u poslednjem, desetom poglavlju dat kratak osvrt na zamor materijala za konstrukcije u zgradarstvu (definisani su slučajevi kod kojih nije neophodna kontrola čvrstoće na zamor).

3. ZAKLJUČAK

Već na osnovu prvog čitanja novog standarda prEN1993-1-1:2020 može reći da se radi o bitnom unapređenju u odnosu na prethodnu generaciju evokodova. Promene su značajne, ali je suštinski koncept evrokodova i dalje očuvan, tako da će prilagođavanje na ove izmene biti znatno jednostavnije nego u slučaju prelaska sa starih SRPS standarda na EN standarde. Raduje činjenica da su pojedini delovi proračuna pojednostavljeni, što je veoma bitno za svakodnevnu inženjersku praksu. Takođe treba naglasti da je polje primene bitno prošireno, kako u pogledu kvaliteta čelika (do kvaliteta S700), tako i u pogledu oblika poprečnih preska. Pored toga, dodata su i pravila za proračun nosivosti za određene vrste naprezanja koja nisu bila obuhvaćena prethodnom generacijom evrokoda.

Imajući u vidu i izmene u drugim delovima Evrokoda 3, koje nisu prezentovane u ovom radu, može se nedvosmisleno zaključiti da nova generacija predstavlja značajno unapređenje koje će doprineti većoj i efikasnijoj primeni čeličnih konstrukcija u građevinarstvu.

LITERATURA

[1] SRPS EN 1993-1-1:2012: Projektovanje čeličnih konstrukcija, Deo 1: Opšta pravila i pravila za zgrade, ISS 2012.

[2] prEN 1993-1-1:2020: Design of steel structures, Part 1: General rules and rules for buildings

[3] Ulrike Kuhlmann, Susan Kempa, Christina Schmidt-Rasche: General Report for 58th SC3 Meeting October 22-23.

[4] ENV 1993-1-1:1992: Proračun čeličnih konstrukcija, Deo 1.1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 1995.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-38 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Jelena Skoković[1]

U KORAK SA DRUGOM GENERACIJOM EVROKODOVA – DOSADAŠNJA ISKUSTVA I PROJEKCIJE

Rezime:

Iniciranje revizije standarda za projektovanje konstrukcija, poznatih kao Evrokodovi, proisteklo je iz potrebe da se, poštujući dosadašnja postignuća, ovi standardi unaprede i prilagode tako da postanu jasni različitim grupama korisnika ovih standarda.
Cilj rada je da se predstave dosadašnja iskustva u implementaciji Evrokodova u nacionalni sistem standardizacije, pruži pregled novih delova Evrokodova i ukaže na potrebe korisnika i zakonodavca radi blagovremene implementacije druge generacije Evrokoda.

Ključne reči: standardi, konstrukcije, projektovanje, proračun, sigurnost

TOWARDS A SECOND GENERATION OF EUROCODES – LESSONS LEARNED AND PROJECTIONS

Summary:

Whilst respecting the achievements of the past, initiation of the revision of structural design standards also known as Eurocodes, arose from the need to improve and adjust these standards to different user groups.
The aim of this paper is to present experiences and lessons learned during the national implementation of Eurocodes, also to provide an overview of new parts of Eurocodes and to point out the needs of users and legislators regarding the timely implementation of the second generation of Eurocodes.

Key words: standards, structures, design, calculation, safety

[1] *Diplomirani građevinski inženjer, viši organizator za poslove standardizacije, Institut za standardizaciju Srbije, Stevana Brakusa 2, Beograd, jelena.skokovic@iss.rs*

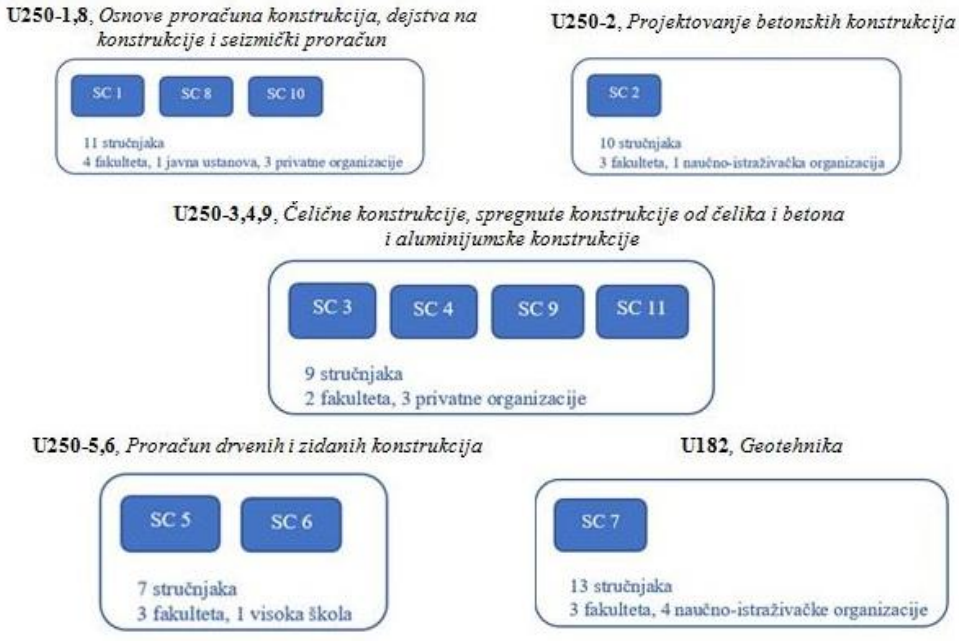
1. UVOD

Standardi za Evrokodove, kao skup 59 harmonizovanih tehničkih specifikacija za projektovanje i proračun građevinskih konstrukcija, pružaju pravila za osnove projektovanja, dejstva na konstrukcije, geotehničko projektovanje, kao i pravila za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija i konstrukcija čiji su osnovni materijali beton, čelik, drvo, elementi za zidanje, aluminijum i spregnute konstrukcije od čelika i betona. [1]

Standardizacijom u oblasti projektovanja konstrukcija i implementacijom ovih standarda u nacionalne sisteme standardizacija evropskih zemalja, a i šire, omogućen je veći protok tehničke stručnosti, informacija i proizvoda između zemalja što vodi ka većoj saradnji i harmonizaciji na građevinskom tržištu, posebno u oblastima projektovanja celih konstrukcija, projektovanja konstrukcijskih elemenata, kao i konkurentnosti i pravičnosti nadmetanja kroz jednake uslove za sve.

U periodu od 2002. do 2006. godine članice Evropskog komiteta za standardizaciju (CEN) započele su preuzimanje evropskih standarda za Evrokodove u nacionalne sisteme standardizacija, dok je njihova puna primena bila planirana za 2010. godinu. Prvom generacijom Evrokodova, koji su i dalje aktuelni, realizovana je namera da se uspostavi skup zajedničkih tehničkih pravila za projektovanje zgrada i inženjersko-građevinskih objekata prvenstveno na evropskom nivou, a kasnije i šire.

U 2013. godini, evropski tehnički komitet CEN/TC 250, zadužen za razvoj i održavanje Evrokodova, razvija detaljni program rada koji predstavlja fokus njegovih budućih aktivnosti na reviziji postojećih standarda za Evrokodove i objavljivanju tzv. druge generacije Evrokodova.



Slika 1 – Struktura komisija za standarde u oblasti Evrokodova

2. IMPLEMENTACIJA PRVE GENERACIJE EVROKODOVA U NACIONALNI SISTEM STANDARDIZACIJE

Implementaciju evropskih standarda za Evrokodove u nacionalni sistem standardizacije izvršio je Institut za standardizaciju Srbije (ISS) zajedno sa svojim stručnim telima – komisijama za standarde i srodne dokumente. U oblasti Evrokodova aktivno radi 5 komisija za standarde, a njihovi predmeti rada definisani su prema oblastima rada potkomiteta (SC) u okviru evropskog tehničkog komiteta CEN/TC 250. Kapaciteti i strukture ovih komisija za standarde prikazani su na slici 1.

Objavljivanje srpskih standarda kojima su preuzeti evropski standardi za Evrokodove započeto je 2012. godine, a njihovo objavljivanje pratio je razvoj pripadajućih nacionalnih priloga u kojima su definisani nacionalno određeni parametri.

2.1. PRIMERI DOBRE PRAKSE SA PRVOM GENERACIJOM EVROKODOVA

Nacionalnoj implementaciji prve generacije Evrokodova prethodilo je animiranje stručne javnosti i privrede. Naime, promocija i priprema prvih prevoda evropskih standarda za Evrokodove započeta je 2006. godine preko projekta "*Širenje ideja i znanja o evropskim integracijama kroz stvaranje uslova za harmonizaciju nacionalne regulative Srbije i Crne Gore sa evropskim normama i standardima u oblasti građevinarstva*" i snažne podrške domaće privrede u oblasti građevinarstva. U prvoj fazi realizacije bilo je prevedeno 5 standarda za Evrokodove i oni su predstavljani na seminarima u Beogradu, Novom Sadu, Nišu i Podgorici. Nosioci projekta bili su Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu i tadašnje Jugoslovensko društvo građevinskih konstruktera JDGK, a sporazumom sa Zavodom za standardizaciju Srbije i Crne Gore (kasnije Institutom za standardizaciju Srbije) predviđeno je da se urađeni prevodi verifikuju kroz komisije za standarde i objave kao srpski standardi.

Druga faza projekta realizovana je 2009. godine i tokom nje prevedeno je još 12 standarda za Evrokodove. Prevodi standarda tada su objavljivani kao publikacije, a kasnije je usledila njihova verifikacija kroz komisije za standarde uz ažuriranja izdanjima izmena koja su u međuvremenu objavljivana u CEN-u.

Pripreme i objavljivanja nacionalnih priloga pratili su objavljivanje osnovnih standarda dok je za pojedine delove Evrokodova realizacija nacionalnih priloga trajala duže prvenstveno zbog ograničenih kapaciteta komisija za standarde, a nekada i zbog sporijeg postizanja konsenzusa. Potreba privrede da se u domaće zakonodavstvo preuzme korišćenje harmonizovanih tehničkih specifikacija za projektovanje građevinskih konstrukcija – Evrokodova, zadovoljena je objavljivanjem Pravilnika za građevinske konstrukcije ("Sl. glasnik RS", br. 89 од 18. 12. 2019, 52 od 7. 4. 2020, 122 od 9. 10. 2020.). Kako je primena Evrokodova postajala sve šira, u ISS je stigao i prvi predlog za inoviranje nacionalnog priloga i to za deo koji se odnosi na betonske mostove. Pored inoviranja ovog nacionalnog priloga, tokom 2020. godine preispitani su preostali nacionalni prilozi i deo njih je ažuriran zbog izmena osnovnih izdanja standarda ili pak zbog usaglašavanja sa nacionalnim prilozima koji su donošeni naknadno.

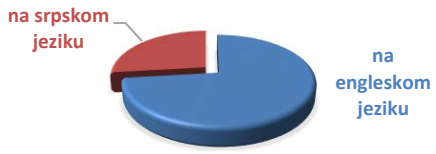
2.1.1. Iz ugla ISS

Nakon završene nacionalne implementacije Evrokodova, značajan broj standarda objavljen je samo na engleskom jeziku. Kako bi korisnicima pružio pomoć prilikom čitanja standarda na

engleskom jeziku, ISS u sopstvenim kapacitetima izrađuje uslužne ili neautorizovane prevode standarda (koje nisu razmatrale nadležne komisije za standarde) i dostavlja ih korisnicima prilikom kupovine standarda na engleskom jeziku.

Uvođenjem Evrokodova u zakonodavstvo privreda je imala potrebu da u kratkom roku nabavi značajan broj standarda. Osluškujući njene potrebe, ISS kroz svoju izdavačku delatnost finansijski i logistički olakšava pristup standardima za Evrokodove i to kroz elektronske tematske zbirke standarda i nacionalnih priloga. Ove zbirke sadrže sve srpske standarde iz pripadajuće serije Evrokoda, na srpskom i engleskom jeziku, a korisnici u okviru ovih zbirki dobijaju i uslužne prevode.

U okviru projekta sa Češkom kancelarijom za standarde, metrologiju i ispitivanje (UNMZ), ISS je u 2019. godini realizovao tri besplatna dvodnevna seminara pod nazivom "*Ključna pitanja primene i upotrebe Evrokodova u oblasti betonskih i armirano-betonskih konstrukcija*". Seminari su održani u Beogradu, Novom Sadu i Nišu, a prisustvovalo je preko 100 učesnika. Takođe, u okviru ovog projekta, prevedena je i publikacija „*Evrokod 2: Osnova i primene – Proračun betonskih zgrada – Primeri proračuna*“, koju je objavio Objedinjeni istraživački centar (Joint Research Centre – JRC) Evropske komisije, a koja se može preuzeti sa veb sajta ISS.

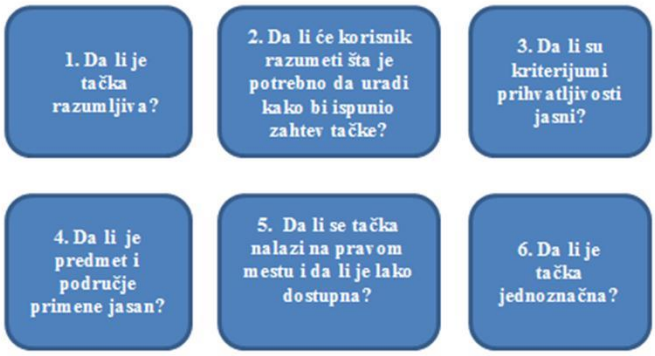


Slika 2 - Prikaz Evrokodova prema jeziku

3. RAZVOJ DRUGE GENERACIJE EVROKODOVA

Iako je prvom generacijom Evrokodova ostvaren cilj uspostavljanja harmonizacije u projektovanju građevinskih konstrukcija, identifikovana je potreba da se oni unaprede prvenstveno kroz a) poboljšanje jednostavnosti upotrebe postojećih delova kao i razvoja novih delova koji prate tehničko tehnološki razvoj građevinske industrije; b) povećanje harmonizacije smanjivanjem broja nacionalno određenih parametara; c) uključivanje aspekata procene, ponovne upotrebe i obnove postojećih konstrukcija, i d) unapređenje zahteva za robustnost. U tom smislu, definisane su jasne smernice kojima treba da se rukovodi prilikom preformulisanja postojećih i pisanja novih tačaka standarda, a pitanja data na slici 3 su podsetnici koji se stalno razmatraju tokom pisanja standarda.

Stavljanjem fokusa na potrebe korisnika standarda, definisano je 10 kategorija korisnika Evrokodova i njihove potrebe [2]. Svesni činjenice da su svi korisnici podjednako važni ali da je teško ispuniti potrebe ovako velikog broja korisnika, kao primarni korisnik izabran je praktikant – kompetentan građevinski inženjer ili inženjer geotehnike koji je kvalifikovan i profesionalno osposobljen da radi samostalno u relevantnoj oblasti. Potrebe primarnog korisnika imaće prednost ako se pojave konflikti sa potrebama drugih korisnika.



Slika 3 – Smernice za dobro formulisanje tačaka Evrokoda

3.1. INFORMACIJE OD ZNAČAJA ZA DRUGU GENERACIJU EVROKODOVA

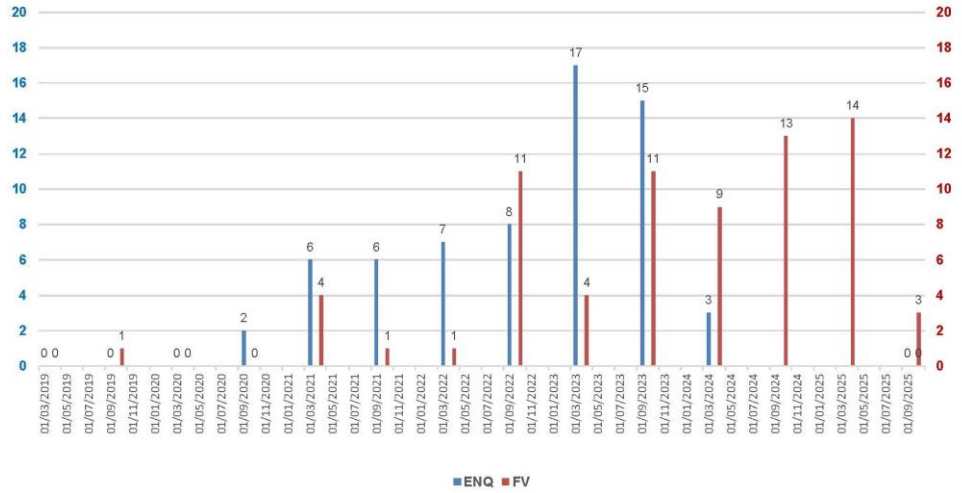
Započetom revizijom 59 standarda i razvijanjem dodatnih srodnih dokumenata (tehničkih specifikacija i tehničkih izveštaja), od nacionalnih tela za standarde očekuje se da kroz rad svojih tehničkih tela (komisija za standarde) doprinosi postizanju postepenog konsenzusa tokom razvoja dokumenata. Pristizanje velikog broja dokumenata na razmatranje nacionalnim tehničkim telima zahtevalo je izradu master plana za objavljivanje standarda druge generacije Evrokodova i dobijanje odobrenja da se dva puta godišnje u:

- martu ili septembru vrši pokretanje javne rasprave za nacrte standarda (faza ENQ, 40.20);
- aprilu ili oktobru vrši pokretanje formalnog odobravanja definitivnih nacrta standarda/srodnih dokumenata (faza FV, 50.20).

Izuzetno važna faza razvoja standarda za sve korisnike je pokretanje javne rasprave na nacrte standarda zato što je to jedini trenutak kada je moguće uticati na tehničke zahteve u standardu. U ovoj fazi razvoja standarda (faza ENQ, 40.20) nacrt standarda dostupan je svim zainteresovanim strana na komentarisanje. Na veb sajtu ISS je, uz prijavljivanje, moguće slobodno čitanje nacrta standarda, a korisnicima je omogućeno i direktno *online* dostavljanje komentara na nacrte standarda. Nacrt standarda je korisnicima dostupan za komentarisanje u periodu od 60 dana, dok komisije za standarde imaju nešto duži period (12 nedelja) za komentarisanje i ocenjivanje opravdanosti pristiglih komentara.

Na slici 4 prikazana je očekivana dinamika pokretanja javnih rasprava i formalnih odobravanja definitivnih nacrta standarda/srodnih dokumenata.

Praćenje stavljanja nacrta standarda na javnu raspravu pojednostavljeno je kroz tačno definisane mesece u godini, a dodatna pomoć korisnicima standarda pruža se izrađenom smernicom za označavanje izmena u nacrtima/definitivnim nacrtima standarda. Naime, kompletno novi sadržaji u dokumentima biće označavani žutom bojom, dok će se zelenom bojom označavati delovi tekstova koji su preneti iz drugih delova standarda za Evrokodove. Modifikacije tekstova nastale iz potrebe poboljšavanja jasnoće neće biti označavane u dokumentima.[4] Liste sa spiskom dokumenata koji će u 2021. godini biti u fazi razvoja ENQ i FV prikazane su u tabeli 1 i tabeli 2, respektivno.



Slika 4 – Očekivana dinamika za faze ENQ I FV [3]

Tabela 1 – Spisak dokumenata sa fazom javne rasprave (faza ENQ, 40.20) u 2021.

Mart 2021	Septembar 2021
naSRPS EN 1993-1-8 (prEN 1993-1-8)	naSRPS EN 1990 (prEN 1990, Paket 2a-A2, G, H)
naSRPS EN 1999-1-1 (prEN 1999-1-1)	naSRPS EN 1991-1-2 (prEN 1991-1-2)
naSRPS EN 1999-1-2 (prEN 1999-1-1)	naSRPS EN 1991-2 (prEN 1991-2)
naSRPS EN 1999-1-3 (prEN 1999-1-1)	naSRPS EN 1992-1-1 (prEN 1992-1-1)
naSRPS EN 1999-1-4 (prEN 1999-1-1)	naSRPS EN 1992-1-2 (prEN 1992-1-2)
naSRPS EN 1999-1-5 (prEN 1999-1-1)	naSRPS EN 1996-3 (prEN 1999-1-1)

Tabela 2 – Spisak dokumenata sa fazom formalnog odobravanja definitivnog nacrta standarda/srodnog dokumenta (faza FV, 50.20) u 2021.

April 2021	Oktobar 2021
dnaSRPS CEN/TS 19100-1 (FprCEN/TS 19100-1)*	dnaSRPS EN 1996-1-1 (prEN 1996-1-1)
dnaSRPS CEN/TS 19100-2 (FprCEN/TS 19100-2)*	
dnaSRPS CEN/TS 19100-3 (FprCEN/TS 19100-3)*	
dnaSRPS CEN/TS 1995-3 (prEN 1995-3)	
*Tehničke specifikacije koje su razvijene u novom potkomitetu CEN/TC 250/SC 11, *Konstrukciono staklo*.	

Promociju druge generacije Evrokodova pratiće vizuelni identitet definisan ikonom i bojom za svaku seriju Evrokodova. Predlog vizuelnog identiteta pripremio je Objedinjeni istraživački centar (Joint Research Centre – JRC) Evropske komisije i trenutno se unapređuje.

Prvi standardi iz druge generacije Evrokodova biće dostupni za nacionalnu implementaciju u martu 2022. godine, dok se poslednji dokumenti očekuju u martu 2026. godine. Sukcesivna dostupnost standarda za preuzimanje u nacionalne sisteme standadizacija podigla je pitanje najboljeg načina implementacije standarda. U vezi sa tim, članicama Evropskog komiteta za standardizaciju (CEN) data je mogućnost definisanja nacionalne strategije kojom bi se odredila dinamika objavljivanja standarda u rokovima koji su definisani kao krajnji datum za objavljivanje (DoP) i krajnji datum za povlačenje konfliktnih standarda (DoW). Za drugu generaciju Evrokodova odobreni datum za DoP je kraj marta 2027. godine, dok je za DoW kraj marta 2028. godine.

Punopravno članstvo ISS u evropskim organizacijama za standardizaciju, od 1.1.2017. godine, omogućilo je da u razvoju druge generacije Evrokodova, kroz rad u evropskim radnim grupama, učestvuje 5 domaćih stručnjaka (3 sa Građevinskog fakulteta u Beogradu, 1 sa Građevinsko arhitektonskog fakulteta u Nišu i 1 sa Fakulteta tehničkih nauka u Novom Sadu).

U vezi sa značajnijim izmena standarda druge generacije Evrokodova u nastavku sledi kraći pregled:

- revizija EN 1990 se odvija kroz tri faze javne rasprave: u prvoj fazi, koja je završena u decembru 2020, nalazio se osnovni tekst standarda sa prilozima A.1, B, C, D, E i F; u drugoj fazi planiranoj za septembar 2021. kao paket 2a biće prilozi A.2 (mostovi), G (proračun ležišta) i H (vibracije na pešačkim mostovima), dok će u trećoj fazi (paket 2b) biti prilozi A.3 (stubovi, jarboli, dimnjaci), A.4 (silosi i rezervoari), A.5 (konstrukcije na koje se oslanjaju kranovi) i A.6 (obalne konstrukcije). Tekst dokumenta proširen je osnovama geotehničkog projektovanja;
- tokom revizije serije EN 1991 dodaju se dva nova standarda čija su osnova relevantni ISO standardi, a to su EN 1991-1-8, *Actions from waves and currents on coastal structures*, i EN 1991-1-9, *Atmospheric icing*;
- revizijom Evrokoda 2 zahtevi iz postojećih delova 2 i 3 preneti su u deo 1-1 kroz Prilog K (za mostove) i Priloge D i H (za konstrukcije silosa i rezervoara). Za deo 1-1 obim teksta smanjen je za oko 20 %, dok je uklonjeno 112 nacionalno određenih parametara, a dodato 16 novih. Za deo 1-2 obim teksta je umanjen za oko 25 %, dok je uklonjeno 14 nacionalno određenih parametara, a dodat 1 novi;
- reviziju Evrokoda 3 karakteriše poboljšanje strukture, pa je tako povučen deo EN 1993-4-3 koji se odnosio na cevovode dok su delovi 3-1 i 3-2 objedinjeni. Ažurirani deo 1-12 daće dodatna pravila za tipove čelika do S960. Novi delovi koji će se naći u okviru Evrokoda 3 su EN 1993-1-14, *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-14: Design assisted by finite element analysis*, EN 1993-1-13, *Steel beams with web openings* i EN 1993-7, *Eurocode 3 - Design of steel structures – Part 7: Sandwich Panels*;
- nova tehnička specifikacija FprCEN/TS 19103 (dnaSRPS CEN/TR 19103) odnosi se na projektovanje spregnutih konstrukcija od drveta i betona;
- u oblasti geotehničkog projektovanja razvija se novi deo EN 1997-3 koji se odnosi na geotehničke konstrukcije;
- tokom razvoja druge generacije Evrokodova planirana je izrada određenog broja tehničkih izveštaja kojima bi se dala dodatna pojašnjenja ili primeri primene osnovnih standarda.

4. ZAKLJUČAK

Standardi za Evrokodove prve generacije preneti su u nacionalni sistem standardizacije i primenjuju se u okviru propisane zakonske regulative. Potreba za edukacijom u vezi sa primenom Evrokodova prve generacije i dalje je prisutna, a povratna informacija privrede o izborima napravljenim pri definisanju nacionalno određenih parametara treba da predstavlja ulazne podatke prilikom definisanja nacionalnih priloga druge generacije Evrokodova.

Primere dobre prakse koji se odnose na aktivnu organizacionu i finansijsku podršku domaće privrede treba primeniti i prilikom tranzicije na drugu generaciju Evrokodova, uz raspoloživu podršku kroz druge projekte. Definisanje nacionalne strategije o načinu implementiranja druge generacije Evrokodova je neophodno kako bi se, zbog postojećeg zakonodavstva u ovoj oblasti, tranzicija izvršila bez poteškoća. U ovom smislu, neophodne su blagovremena komunikacija i realizacija aktivnosti između nadležnih ministarstava, akademske zajednice, predstavnika privrede i Instituta za standardizaciju Srbije.

LITERATURA

[1] CEN/TC 250: Business Plan, European Committee for Standardization (CEN), 2020, Version 9

[2] CEN/TC 250 N1250: N 1250 POLICY GUIDELINES AND PROCEDURES (Version 9), 2020.

[3] CEN/TC 250 N2327: Progress Report from the M/515 Technical Reviewer, 2021.

[4] CEN/TC 250/CG N2326: Guidance on colour coding new drafts, 2021.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-39 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Nemanja Jakovljević[1], Ivan Milićević[2], Branko Milosavljević[3]

ANALIZA RAZLIČITIH MODELA UTEZANJA AB ZIDOVA SLOŽENIH POPREČNIH PRESEKA PREMA EVROKODU 8

Rezime:

Predmet rada predstavlja analiza dva različita modela dimenzionisanja i utezanja krajeva armiranobetonskih zidova složenih poprečnih preseka, koji se sastoje od spojenih odnosno ukrštenih pravouganoih segmenata. U prvom modelu, zidovi su razmatrani kao integralni elementi složenog preseka sa rebrima i flanšama, prema uputstvima Evrokoda 8. U drugom modelu, zidovi su tretirani kao skupovi nezavisnih pravougaonih delova. Analizirani su zidovi „I" i „T" poprečnih preseka, uzimajući u obzir uticaj momenta nosivosti na zahtevani nivo duktilnosti zidova. Razlika u pomenutim modelima, sa aspekta oblikovanja detalja za lokalnu duktilnost, ogleda se u rasporedu, dužini i zahtevanim nivoima utezanja ivičnih elemenata armiranobetonskih zidova.

Ključne reči: lokalna duktilnost, armiranobetonski zidovi, složeni preseci, seizmika, Evrokod 8

THE CONFINEMENT OF BOUNDARY ELEMENTS OF NON-RECTANGULAR RC WALLS ACCORDING TO EUROCODE 8

Summary:

The paper presents the analysis of two different models for design and detailing for local ductility of RC shear walls with non-rectangular cross sections, which consist of connected or intersecting rectangular segments. The first model considers such RC walls as integral units with webs and flanges, in accordance with Eurocode 8 requirements. The second model considers these RC walls as a set of independent rectangular parts. The RC walls with „I" and „T" cross sections were analyzed, with the effect of bending resistance on the reduction of ductility requirements. The difference in the these models, regarding detailing for local ductility, is reflected in the arrangement, length and the required level of confinement of boundary elements of RC shear walls.

Key words: local ductility, RC walls, non-rectangular sections, earthquake, Eurocode 8

[1] *Mast. inž. građ., Beging d.o.o., Takovska 42, Beograd, nemanjajakovljevic95@gmail.com*
[2] *Mast. inž. građ., asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, ivanm@imk.grf.bg.ac.rs*
[3] *Dr,v.profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, brankom@imk.grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

U građevinskoj inženjerskoj praksi neretko se pojavljuju složeni poprečni preseci armiranobetonskih zidova sastavljeni od spojenih odnosno ukrštenih pravougaonih segmenata (T, L, I, U i slični preseci). Ovakvi preseci karakteristični su za stepenišna i liftovska AB jezgra. Kod objekata sa velikim otvorenim prostorom u svojoj osnovi, AB jezgra često predstavljaju glavne primarne seizmičke elemente za prijem dejstva zemljotresa. Kako se AB kontrukcije najčešće projektuju kao duktilne pri dejstvu zemljotresa, odgovor konstrukcija sa AB jezgrima usled seizmičkog dejstva prevashodno zavisi od duktilnog ponašanja AB jezgara.

Pri dimenzionisanju prema momentima savijanja i normalnim silama, zidovi složenih preseka se u inženjerskoj praksi najčešće razmatraju kao nezavisni pravougaoni segmenti. Ovakav pristup dimenzionisanja zidova jezgara najčešće je na strani sigurnosti, a pored toga nalazi opravdanje u brzini i jednostavnosti proračuna. Oblast Evrokoda 8 [1] koja se odnosi na duktilne zidove detaljno opisuje način utezanja isključivo simetrično armiranih zidova pravougaonih poprečnih preseka. Nasuprot tome, za AB zidove složenih preseka data su samo uputstva koja konceptualno opisuju postupak proračunskog dokaza obezbeđene duktilnosti. Ovaj postupak zasniva se na analizi čitavog AB zida složenog poprečnog preseka kao integralnog elementa. Zbog nedostatka detaljnih objašnjenja u samom standardu [1], inženjeri u praksi suočavaju se sa problemima obezbeđenja zahtevane duktilnosti zidova jezgara, koje najčešće rešavaju po analogiji sa prethodno opisanim konceptom dimenzionisanja zidova složenih preseka prema momentima savijanja i normalnim silama. Dakle, svaki segment jezgra razmatra se kao nezavisni, simetrično armirani pravougaoni zid (zanemarujući uticaj flanši), sa presečnim silama iz seizmičke proračunske situacije. Za razliku od dimenzionisanja, ovakav pristup obezbeđenja lokalne duktilnosti može rezultirati rešenjima koja nisu na strani sigurnosti.

U ovom radu predstavljena je uporedna analiza zidova složenih preseka sa aspekta utezanja uz korišćenje odredbi koje su date u okviru Evrokoda 8 [1]. U prvom slučaju složeni preseci su tretirani kao integralni, a zatim kao skupovi nezavisnih pravougaonih delova. Sagledan je i uticaj rezerve nosivosti na savijanje (eng. *Overstrength factor*) na zahtevani nivo duktilnosti zidova. Analiza je sprovedena na zidovima „I" i „T" poprečnih preseka i na osnovu nje doneti su odgovarajući zaključci, sa ciljem da se ukaže na potencijalne probleme pri obezbeđenju zahtevane duktilnosti zidova složenijih poprečnih preseka (kao što su preseci AB jezgara).

2. TEORIJSKE OSNOVE

Tradicionalni koncept projektovanja AB konstrukcija za seizmičko dejstvo podrazumeva da se seizmički odgovor konstrukcija postiže odgovarajućim balansom između nosivosti i duktilnosti. Prema Evrokodu 8 [1], veza između duktilnosti i nosivosti definisana je na osnovu tzv. faktora ponašanja *q*, koji predstavlja faktor redukcije seizmičkog opterećenja koje deluje na elastičan sistem. Globalna duktilnost konstrukcije postiže se obezbeđenjem adekvatne duktilnosti svih elemenata konstrukcije na mestima plastičnih zglobova, sprečavanjem pojave krtih lomova, kao i sprečavanjem formiranja nepoželjnih nestabilnih mehanizama. Ovakvo ponašanje postiže se formiranjem tzv. ciljanog plastičnog mehanizma koji se, prema Evrokodu 8 [1], obezbeđuje primenom metode programiranog ponašanja (eng. *Capacity design*). Ciljani

plastični mehanizmi nastaju formiranjem plastičnih zglobova, čija su mesta jasno definisana za svaki primarni seizmički element. Kod horizontalnih elemenata – greda, plastični zglobovi predviđaju se na njihovim krajevima, dok se kod vertikalnih elemenata – stubova i zidova, plastični zglobovi predviđanju samo iznad nivoa uklještenja, na visini „kritične oblasti" h_{cr}.

Kako bi se obezbedila duktilnost pomeranja konstrukcije (globalna duktilnost), neophodno je obezbediti duktilnost krivine poprečnih preseka njenih elemenata na mestima plastičnih zglobova (lokalna duktilnost). Kada su u pitanju AB zidovi, Evrokod 8 [1] smatra da je duktilnost krivine poprečnog preseka dovoljna ukoliko se u kritičnoj oblasti obezbedi zahtevani faktor duktilnosti krivine μ_φ, određen na sledeći način:

$$T_1 \geq T_C \rightarrow \mu_\varphi = 2q_0 \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 \text{, princip „jednakih pomeranja"} \tag{1a}$$

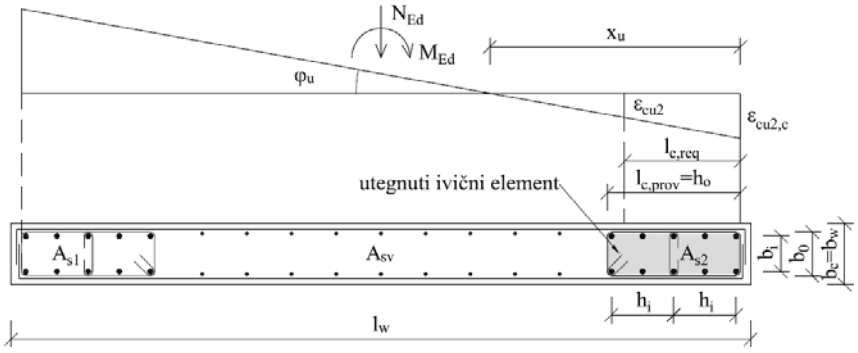
$$T_1 \leq T_C \rightarrow \mu_\varphi = 1 + 2\left(q_0 \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 \right) \frac{T_C}{T_1} \text{, princip „jednakih energija deformacija"} \tag{1b}$$

gde je:

T_1 osnovni period slobodnih vibracija zgrade u posmatranom horizontalnom pravcu,
T_c gornja granica perioda u oblasti konstantnog ubrzanja elastičnog spektra,
q_0 osnovna vrednost faktora ponašanja,
M_{Ed} proračunski moment savijanja u seizmičkoj proračunskoj situaciji,
M_{Rd} proračunski moment nosivosti.

U prethodnim izrazima treba uzeti maksimalni odnos M_{Ed}/M_{Rd} u seizmičkoj proračunskoj situaciji na nivou uklještenja zida. Ovaj odnos uzima u obzir uticaj rezerve nosivosti zida na savijanje (eng. *Overstrength factor*) na potrebnu duktilnost krivine odnosno uspostavlja balans između obezbeđene nosivosti i (umanjene) potrebne duktilnosti. Konačna vrednost zahtevanog faktora duktilnosti krivine zavisi i od primenjene klase duktilnosti podužne armature – ukoliko se primenjuje podužna armatura klase duktilnosti B (umesto klase C), dobijenu vrednost faktora duktilnosti krivine prema Jednačinama (1a) i (1b) potrebno je pomnožiti faktorom 1,5.

Prema Evrokodu 8 [1], zahtevani faktor duktilnosti krivine μ_φ obezbeđuje se dovoljnim nivoom utezanja pritisnutih ivičnih oblasti poprečnog preseka zida, koje se nazivaju utegnuti ivični elementi. Kao rezultat utezanja, u ovim oblastima poprečnog preseka ostvaruju se veće granične dilatacije pri pritisku betona od granične dilatacije neutegnutog betona (ε_{cu2} = 3,5 ‰), čime se obezbeđuje i veća granična krivina poprečnog preseka φ_u.



Slika 1 - Utegnuti ivični element na slobodnoj ivici zida, prema [1]

Na Slici 1 definisani su utegnuti ivični elementi zida pravougaonog poprečnog preseka debljine b_w i dužine l_w, kao i faktori koji utiču na određivanje poprečne armature potrebne za utezanje ivičnih elemenata. Prema Fardisu [2], potrebna količina poprečne armature za utezanje ivičnih elemenata na pritisnutoj ivici preseka, kod (u opštem slučaju) nesimetrično armiranih zidova u kritičnoj oblasti, određuje se na osnovu sledećeg izraza:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\varphi}(\nu_{Ed} + \omega_1 - \omega_2 + \omega_v)\varepsilon_{sy,d}\frac{b_c}{b_0} - 0.035 \tag{2}$$

gde je:

α faktor efikasnosti utezanja ivičnog elementa poprečnom armaturom,
ω_{wd} mehanički zapreminski koef. armiranja ivičnih elemenata poprečnom armaturom,
ν_{Ed} normalizovana aksijalna sila ($\nu_{Ed} = N_{Ed}/(b_w l_w f_{cd})$),
ω_1, ω_2 mehanički koeficijent armiranja zategnutom odnosno pritisnutom vertikalnom armaturom, respektivno ($\omega_1 = A_{s1}f_{yd}/(b_w l_w f_{cd})$, $\omega_2 = A_{s2}f_{yd}/(b_w l_w f_{cd})$),
A_{s1},A_{s2} površina zategnute odnosno pritisnute vertikalne armature, respektivno (Slika 1),
A_{sv} ukupna površina vertikalne armature u rebru (Slika 1),
ω_v mehanički koef. armiranja vertikalnom armaturom u rebru ($\omega_v = A_{sv}f_{yd}/(b_w l_w f_{cd})$),
$\varepsilon_{sy,d}$ proračunska vrednost dilatacije čelika pri tečenju,
b_c, b_0 širina preseka i širina utegnutog jezgra (Slika 1),
f_{yd} proračunska vrednost granice razvlačenja čelika,
f_{cd} proračunska vrednost čvrstoće betona na pritisak.

Na osnovu prethodnog izraza može se zaključiti da je potrebna količina poprečne armature za utezanje ivičnog elementa izražena preko koeficijenta ω_{wd}, koji je jednak:

$$\omega_{wd} = \frac{V_{sw} f_{yd}}{V_{c0} f_{cd}} \tag{3}$$

gde je:

V_{sw} zapremina poprečne armature za utezanje ivičnog elementa na razmaku s,
V_{c0} zapremina utegnutog betonskog jezgra ivičnog elementa ($V_{c0} = b_0 h_0 s$),
s razmak poprečne armature u ivičnim elementima.

Pored koeficijenta ω_{wd}, ključnu ulogu u obezbeđenju potrebnog nivoa utezanja ivičnih elemenata zidova ima i efikasnost utezanja usvojene poprečne armature, koja je izražena preko koeficijenta α. Prema Evrokodu 8 [1], ovaj koeficijent uzima u obzir relativni uticaj razmaka poprečne armature i razmaka pridržanih vertikalnih šipki u ivičnim elementima na efikasnost utezanja utegnutog dela ivičnog elementa, dimenzija b_0 i h_0 (videti Sliku 1). Proračun koeficijenata ω_{wd} i α za ivične elemente zidova je ekvivalentan proračunu tih koeficijenata za AB stub dimenzija utegnutog jezgra b_0/h_0. Detaljnu analizu parametara koji utiču na vrednosti koeficijenta α kod AB stubova, prikazali su Vulinović i ost. [3]. Detalj armiranja utegnutog ivičnog elementa zida može biti formiran na više načina, shodno obliku poprečnog preseka zida. U tu svrhu, obično se koristi kombinacija veće obodne uzegnije i niza manjih uzengija ili, sve češće, niza poprečnih veza u vidu „C" šipki, kao što je prikazano na Slici 1.

Kao što je ranije istaknuto, utezanje pritisnutih ivičnih elemenata vrši se u cilju povećanja granične dilatacije betona na pritisnutoj ivici preseka do vrednosti $\varepsilon_{cu2,c}$, kako bi se obezbedila zahtevana granična krivina φ_u. Evrokod 8 ne zahteva da se utezanje izvrši čitavom dužinom zida, ali nalaže da se potrebna dužina utegnutog ivičnog elementa $l_{c,req}$ odredi prema položaju granice između utegnutog i neutegnutog betona (ε_{cu2} = 3,5 ‰, za klase do C50/60 prema [4]), kao što je

ilustrovano na Slici 1. Pod pretpostavkom da je vrednost dilatacije ε_{cu2} konstantna za usvojenu klasu betona, potrebna dužina ivičnog elementa zavisi od visine neutralne ose x_u i vrednosti granične dilatacije utegnutog betona $\varepsilon_{cu2,c}$, koje su jednake:

$$x_u = (\nu_{Ed} + \omega_1 - \omega_2 + \omega_v)\frac{l_w b_c}{b_0} \tag{4}$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0{,}1\alpha\omega_{wd,prov} \tag{5}$$

Konačno, potrebna dužina ivičnog elementa određuje se pomoću sledećeg izraza:

$$l_{c,req} = x_u\left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right) \tag{6}$$

Dakle, obezbeđenje zahtevanog faktora duktilnosti krivine AB zidova prema Evrokodu 8, pored zahtevanog nivoa utezanja ($\alpha\omega_{wd,prov} \geq \alpha\omega_{wd,req}$), podrazumeva i određivanje odgovarajuće dužine ivičnog elementa ($l_{c,prov} \geq l_{c,req}$). Treba naglasiti da negativne vrednosti $\alpha\omega_{wd}$ u Jednačini (2) ukazuju da utezanje zida nije potrebno odnosno da se zahtevani faktor duktilnosti krivine može obezbediti neutegnutim betonom. Važno je istaći i da Evrokod 8 [1] definiše izraze za potreban nivo utezanja ivičnog elementa $\alpha\omega_{wd}$ i visinu neutralne ose x_u samo za simetrično armirane preseke AB zidova, koji se dobijaju poništavanjem mehaničkih koeficijenata ω_1 i ω_2 u Jednačinama (2) i (4). U tom slučaju, intenzitet normalne sile u zidu predstavlja faktor koji najznačnije utiče na povećanje potrebnog nivoa utezana ivičnih elemenata.

Prema Evrokodu 8 [1], zahtevi za lokalnu duktilnost AB zidova pravougaonih poprečnih preseka koji su dati Jednačinama (2)-(6), mogu se primeniti i na zidove složenih poprečnih preseka (L, T, U, I i sličnih preseka). U takvoj analizi, zidovi složenih preseka se tretiraju kao integralni elementi sa rebrima i flanšama. Složeni presek se razmatra kao zamenjujući pravougaoni presek čija je širina b_c jednaka širini pritisnute flanše, a visina h_c jednaka visini složenog preseka. Primena ovakvog proračuna je moguća samo ukoliko neutralna osa x_u ne prelazi vrednost debljine pritisnute flanše nakon odvajanja zaštitnog sloja betona. U tom slučaju, normalna sila N_{Ed}, ukupna površina zategnute armature A_{s1}, ukupna površina pritisnute armature A_{s2}, kao i ukupna površina armature u rebru A_{sv}, normalizuju se proizvodom $b_c h_c f_{cd}$.

3. NUMERIČKI PRIMERI

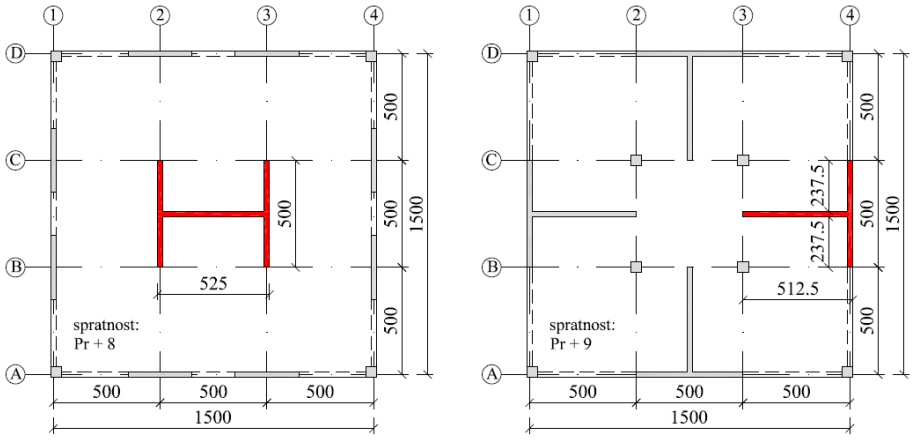
Analiza različitih pristupa utezanja zidova složenih preseka sprovedena je na primerima zidova „I" i „T" preseka. Prvi model se odnosi na razmatranje zidova kao integralnih složenih preseka sa rebrima i flanšama, dok se drugi model odnosi na razmatranje zidova kao skupova nezavisnih pravougaonih delova. U prvom slučaju, definisanje zamenjujućih pravougaonih preseka zavisi od pravca dejstva seizmičke sile, što je istaknuto u konkretnim numeričkim primerima. Ono što prethodi proračunu utezanja jeste poznavanje potrebne količine podužne armature u zidovima. Shodno tome, prvo je sprovedeno dimenzionisanje zidova za opisane modele u skladu sa SRPS EN 1992-1-1 [4] i SRPS EN 1998-1 [1], pa zatim oblikovanje detalja za lokalnu duktilnost. Kako je akcenat stavljen na modele utezanja, postupak dimenzionisanja nije prikazan u okviru rada. Pri tome, važno je istaći da pristup dimenzionisanja zidova odgovara pristupu utezanja kraja zida. Ivični elementi armairani su na sličan način kao na Slici 1 – usvojena je obodna uzengija, koja pridržava prvi i poslednji red šipki u ivičnim elementima, i „C" šipke, koje pridržavaju redove šipki unutar ivičnih elemenata.

3.1. ULAZNI PODACI

Zidovi „I" i „T" preseka predstavljaju delove vertikalnih nosećih sistema dve adekvatno osmišljene višespratne AB konstrukcije spratnih visina h_s = 4 m, čije su dispozicije tipskih etaža i spratnosti prikazane na Slici 2. Međuspratne konstrukcije sastoje se od ploča h_p = 20 cm i fasadnih greda b_g/h_g = 25/50 cm, koje se oslanjaju na zidove debljine d_z = 25 cm i stubove dimenzija b_s/h_s = 50/50 cm. Za materijal usvojen je beton klase C35/45 i armatura B500B.

Pored sopstvene težine, konstrukcije su na nivoima tavanica opterećene dodatnim stalnim opterećenjem Δg = 2,8 kN/m^2 i korisnim opterećenjem q = 3,0 kN/m^2. Projektna ubrzanja tla tipa A a_g iznose 0,24g i 0,22g, za konstrukciju sa zidom „I" odnosno „T" preseka, respektivno. Usvojen je projektni spektar tipa 1, sa parametrima za tip tla B. S obzirom da obe konstrukcije ispunjavaju uslove regularnosti po visini i u osnovi, seizmička opterećenja određena su prema metodi Ekvivalentnih bočnih sila sa usvojenim faktorom ponašanja q = 3,0, za klasu DCM.

Kako bi se došlo do potrebnih količina armature i proračunskih vrednosti uticaja neophodnih za utezanje zidova, formirani su prostorni modeli konstrukcija u programu Tower 8.2, u okviru kojih je sproveden seizmički proračun. Generisane su osnovne kombinacije, kao i kombinacije dejstava za seizmičke proračunske situacije.



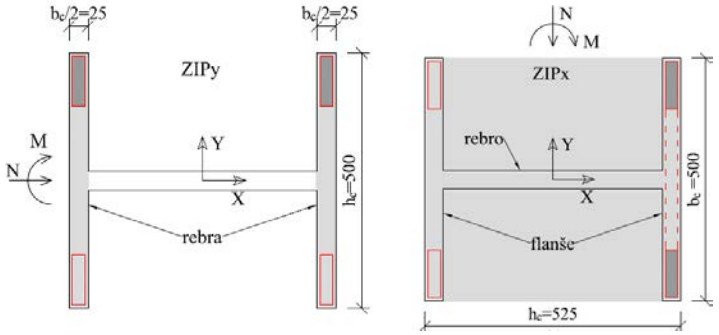
Slika 2 - Dispozicije tipskih etaža razmatranih AB konstrukcija

3.2. RAZLIČITI MODELI UTEZANJA ZIDOVA „I" I „T" PRESEKA

3.2.1. Tretiranje zida „I" preseka kao integralnog elementa složenog preseka (pristup prema Evrokodu 8)

Utezanje zida „I" preseka kao integralnog elementa sprovedeno je preko zamenjujućih pravougaonih preseka prikazanih na Slici 3. U zavisnosti od pravca i smera dejstva seizmičke sile, mogu se definisati odgovarajuće pritisnute zone poprečnog preseka, različite širine i visine. Pošto je „I" presek dvoosno simetričan, izdvajaju se dva zamenjujuća pravougaona preseka. Na Slici 3 ti preseci su označeni kao ZIPy i ZIPx za Y, odnosno X pravac seizmičkog dejstva, respektivno. Za dejstvo seizmičke sile u pravcu globalne Y ose utežu se ivični elementi na

krajevima rebara, pa je širina preseka b_c jednaka je dvostrukoj širini rebra, dok je visina preseka h_c jednaka visini rebra (videti Sliku 3a). Za dejstvo seizmičke sile u pravcu X ose, širina preseka b_c jednaka je širini pritisnute flanše, dok je visina h_c jednaka visini rebra (videti Sliku 3b). Ukoliko je neophodno utezanje ovakvog preseka, čitava flanša se razmatra kao utegnuti element. Pretpostavka zamenjujućeg pravougaonog preseka u ovom slučaju je moguća samo ukoliko je visina neutralne ose x_u manja od debljine flanše nakon odvajnja zaštitnog sloja betona. Za razmatrani zid ovaj uslov je ispunjen (prema Tabeli 1, x_u = 18,8 cm < h_f-c_{nom}-$Ø_u$/2 ≈ 22 cm).



a) *b)*

Slika 3 - Zamenjujući pravougaoni preseci zida „I" preseka: a) ZIPy za Y pravac seizmičkog dejstva, b) ZIPx za X pravac seizmičkog dejstva

Merodavne kombinacije za dimenzionisanje i utezanje zida se razlikuju za uočene zamenjujuće pravougaone preseke. Za proračun preseka ZIPy, merodavni uticaji su određeni iz grupe seizmičkih kombinacija koje se odnose na Y pravac ($G+0,3Q\pm0,3E_x\pm E_y$), dok su merodavni uticaji za ZIPx određeni iz grupe seizmičkih kombinacija koje se odnose na X pravac ($G+0,3Q\pm E_x\pm0,3E_y$). Uticaji za dimenzionisanje sračunati su u težištu „I" preseka. Važno je istaći da normalna sila u zidu „I" preseka ne zavisi od seizmičkog opterećenja.

Tabela 1 - Proračun utezanja zida integralnog „I" preseka

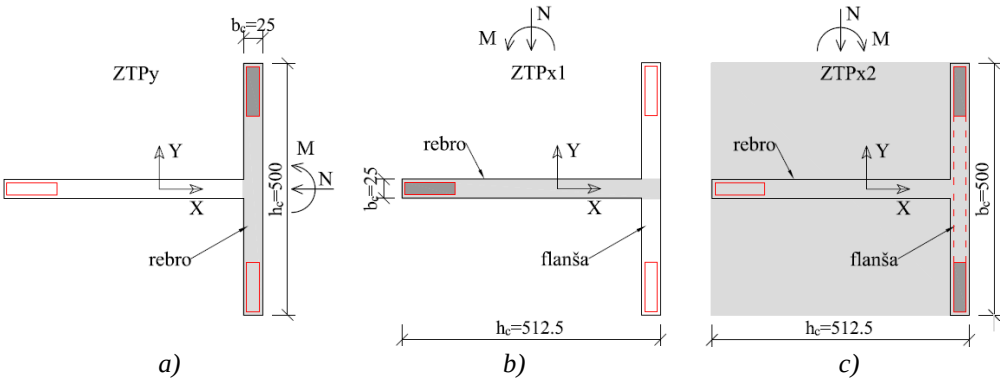
Presek		[-]	ZIPy		ZIPx	
h_c/b_c		[cm]	500/50		525/500	
N_{Ed}		[kN]	12774,8		12774,8	
M_{Ed}/M_{Rd}		[-]	1	0,96	1	0,88
ω_1-ω_2+ω_v		[-]	0,046	0,046	0,002	0,002
$\alpha\omega_{wd,req}$		[-]	0,153	0,145	-0,017	-0,020
x_u		[cm]	191,9	191,9	18,8	18,8
$l_{c,req}$		[cm]	156,1	154,5	$\alpha\omega_{wd,req} < 0$	$\alpha\omega_{wd,req} < 0$
$l_{c,req}/h_c$		[-]	0,312	0,309		
$l_{c,prov}$		[cm]	162,0	162,0		
Utežuća armatura	Ø(uz)	[mm]	10	10		
	Ø(C)	[mm]	8	8		
	$s_{,prov}$	[cm]	7,5	7,5		
$\omega_{wd,\ req}$		[-]	0,30	0,29		
$\omega_{wd,\ prov}$		[-]	0,32	0,32		

Proračun utezanja zida integralnog „I" preseka prikazan je u Tabeli 1. Može se uočiti da je zahtev lokalne duktilnosti $\alpha\omega_{wd}$ negativan za presek ZIPx, što znači da nije potrebno dodatno utezanje preseka. Zbog toga, konstruisanje utegnutih zona u ovom slučaju proisteklo je iz proračuna preseka ZIPy, za upravan pravac seizmičkog dejstva.

3.2.2. Tretiranje zida „T" preseka kao integralnog elementa složenog preseka (pristup prema Evrokodu 8)

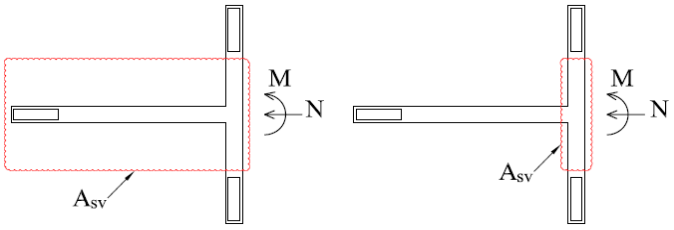
Utezanje zida „T" preseka kao integralnog elementa, sprovedeno je preko zamenjujućih pravougaonih preseka prikazanih na Slici 4. Za razliku od prethodnog primera, ovde se mogu izdvojiti tri zamenjujuća preseka ZTPy, ZTPx1 i ZTPx2, zbog jednoosne simetričnosti „T" preseka. Za dejstvo seizmičke sile u pravcu Y ose, širina preseka b_c jednaka je širini rebra, dok je visina preseka h_c jednaka visini rebra (Slika 4a). Za dejstvo seizmičke sile u pravcu X ose razlikuju se dva slučaja. Kada je pritisnut levi deo preseka, širina b_c jednaka je širini rebra, dok je visina h_c jednaka visini rebra (Slika 4b). U slučaju pritiska desne strane preseka, širina b_c jednaka je širini flanše, dok je visina h_c jednaka visini rebra (Slika 4c).

Analiza obezbeđenog nivoa utezanja ivičnih elemenata i obezbeđene duktilnosti krivine preseka zavisi od pravca seizmičke sile, odnosno od pritisnute strane preseka. Prema tome, kod ZTPy i ZTPx1 razmatraju se utegnuti elementi na pritisnutim krajevima rebara (Slike 4a i 4b), dok se kod ZTPx2 čitava flanša razmatra kao utegnuti element (Slika 4c). Proračunske vrednosti uticaja za dimenzionisanje zida razlikuju se za uočene zamenjujuće pravougaone preseke i određene su na isti način kao i kod zida „I" preseka.



Slika 4 - Zamenjujući pravougaoni preseci zida „T" preseka: a) ZTPy za Y pravac seizmičkog dejstva, b) ZTPx1 za X pravac seizmičkog dejstva (zdesna na levo), c) ZTPx2 za X pravac seizmičkog dejstva (sleva na desno)

Pri razmatranju preseka ZTPy, vertikalna armatura rebra A_{sv}, koja utiče na zahtev za lokalnu duktilnost i položaj neutralne ose, obuhvata region označen na Slici 5a. Međutim, zbog velike površine vetikalne armature smeštene u horizontalnom kraku „T" preseka, dolazi do visokog zahteva za lokalnu duktilnost. S obzirom da se neutralna osa x_u nalazi u nivou horizontalnog kraka, razmatran je i proračun preseka ZTPy* sa redukovanom armaturom A_{sv}, koja obuhvata region označen na Slici 5b.



a) *b)*

*Slika 5 - Analiza uticaja različite usvojene vertikalne armature rebra kod zamenjujućeg pravougaonog preseka kod zida „T" preseka: a) ZTPy, i b) ZTPy**

Proračun utezanja zida integralnog „T" preseka prikazan je u Tabeli 2. Može se uočiti da je zahtev lokalne duktilnosti $\alpha\omega_{wd}$ negativan za presek ZTPx2, što znači da nije potrebno dodatno utezanje preseka. Prema tome, konstruisanje utegnutih zona u ovom slučaju proisteklo je iz proračuna preseka ZTPy i ZTPx1.

Tabela 2 - Proračun utezanja zida integralnog „T" preseka

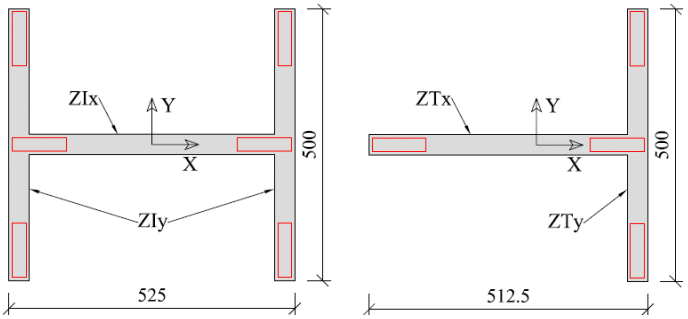
Presek		[-]	ZTPy		ZTPy*		ZTPx1		ZTPx2	
h_c/b_c		[cm]	500/25		500/25		512.5/25		512.5/500	
N_{Ed}		[kN]	7401.6		7401.6		4954.3		8719.3	
M_{Ed}/M_{Rd}		[-]	1	0,49	1	0,59	1	0,84	1	0,69
ω_1-ω_2+ω_v		[-]	0,097	0,098	0,021	0,025	0,106	0,076	-0,005	-0,001
$\alpha\omega_{wd,req}$		[-]	0,207	0,061	0,165	0,066	0,153	0,102	-0,029	-0,028
x_u		[cm]	247,0	250,6	204,0	204,2	196,5	177,1	6,7	11,4
$l_{c,req}$		[cm]	211,2	159,0	168,3	133,3	159,9	131,9	$\alpha\omega_{wd,req} < 0$	$\alpha\omega_{wd,req} < 0$
$l_{c,req}/h_c$		[-]	0,422	0,318	0,336	0,267	0,312	0,257		
$l_{c,prov}$		[cm]	227,0	177,0	177,0	142,0	182,0	160,0		
Utežuća armatura	Ø(uz)	[mm]	10	8	10	8	10	10		
	Ø(C)	[mm]	10	8	8	8	8	8		
	$s_{,prov}$	[cm]	7,5	10	7,5	10	7,5	10		
$\omega_{wd,\ req}$		[-]	0,36	0,12	0,31	0,14	0,30	0,21		
$\omega_{wd,\ prov}$		[-]	0,39	0,18	0,33	0,17	0,32	0,25		

3.2.3. Tretiranje zidova „I" i „T" preseka kao skupova nezavisnih pravougaonih delova

Drugi pristup utezanja ivičnih elemenata AB zidova složenog preseka u ovom radu zasniva se na analizi svakog pravougaonog segmenta zida kao nezavisnog, simetrično armiranog pravougaonog zida. Kao što je ranije istaknuto, ovaj način utezanja AB zidova složenih preseka se često primenjuje u inženjerskoj praksi, jer odgovara uobičajenom načinu dimenzionisanja AB zidova složenog preseka prema momentima savijanja i normalnim silama. U ovom pristupu, određivanje uticaja za dimenzionisanje i utezanje pravougaonih segmenata zida složenog preseka zasniva se na integraljenju normalnih napona duž određenog segmenta i redukciji dobijenih rezultantnih sila na težište tog segmenta. Normalni naponi u segmentima javljaju se

usled kombinovanog dejstva normalne sile (od gravitacionih opterećenja) i momenta savijanja (od seizmičkog opterećenja), koji deluju u težištu složenog preseka. Prema tome, normalna sila koja se koristi za utezanje ivičnih elemenata svakog pojedinačnog segmenta zavisi od intenziteta gravitacionog opterećenja, ali i intenziteta seizmičkog opterećenja, što je još važnije. U ovom radu, pri određivanju normalne sile potrebne za proračun utezanja ivičnih elemenata određenog segmenta, za dominantan pravac seizmičkog dejstva, razmatran je pravac koji je paralelan tom segmentu.

Na Slici 6 ilustrovani su pravougaoni segmenti analiziranih složenih preseka. Zid „I" preseka sastoji se od tri pravougaona dela od kojih se dva dela, ZIx i ZIy, mogu izdvojiti kao različita u pogledu geometrije i opterećenja (Slika 6a). Kod zida „T" preseka uočavaju se dva pravougaona dela ZTx i ZTy (Slika 6b). Utegnute zone skoncentrisane su na krajevima svakog pravougaonog dela, što predstavlja razliku u odnosu na prethodni model utezanja.



a) *b)*

Slika 6 - Pravougaoni delovi zidova „I" i „T" preseka

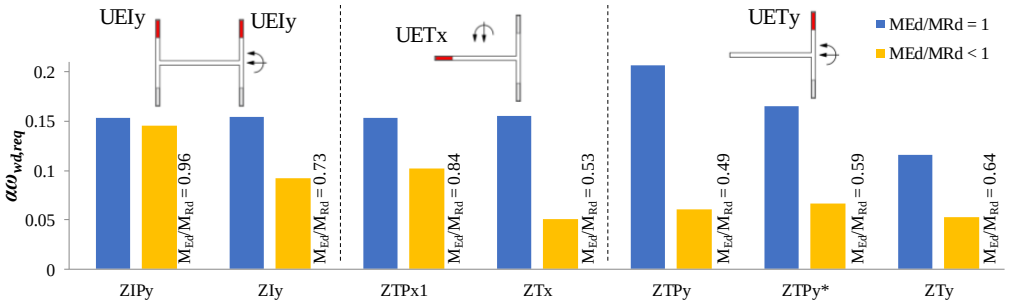
Tabela 3 - Utezanje pojedinačnih pravougaonih delova zidova „I" i „T" preseka

Složeni presek		[-]	„I" presek				„T" presek			
Presek		[-]	ZIx		ZIy		ZTx		ZTy	
l_w/b_w		[cm]	525/25		500/25		512.5/25		500/25	
$N_{G+0,3Q}/N_E$		[kN]	4084,3/0,0		4322,8/2091,6		3369,5/3340,7		3467,3/1566,9	
N_{Ed}		[kN]	4084,3		6414,4		6710,2		5034,2	
M_{Ed}/M_{Rd}		[-]	1	0,54	1	0,73	1	0,53	1	0,64
ω_v		[-]	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044	0,044
$\alpha\omega_{wd,req}$		[-]	0,090	0,022	0,154	0,092	0,155	0,051	0,116	0,053
x_u		[cm]	134,6	136,0	193,1	193,1	199,4	203,5	154,5	156,0
$l_{c,req}$		[cm]	97,0	52,2	157,3	140,0	162,7	120,3	118,7	93,6
$l_{c,req}/l_w$		[-]	0,185	0,099	0,315	0,280	0,317	0,235	0,237	0,187
$l_{c,prov}$		[cm]	107,0	102,0	168,0	152,0	168,0	162,0	122,7	122,5
Utežuća armatura	Ø(uz)	[mm]	10	8	10	10	12	8	10	8
	Ø(C)	[mm]	8	8	10	8	8	8	8	8
	$s_{,prov}$	[cm]	10	10	10	10	10	10	10	10
$\omega_{wd,\ req}$		[-]	0,19	0,05	0,29	0,20	0,30	0,11	0,23	0,12
$\omega_{wd,\ prov}$		[-]	0,26	0,18	0,30	0,25	0,35	0,17	0,26	0,17

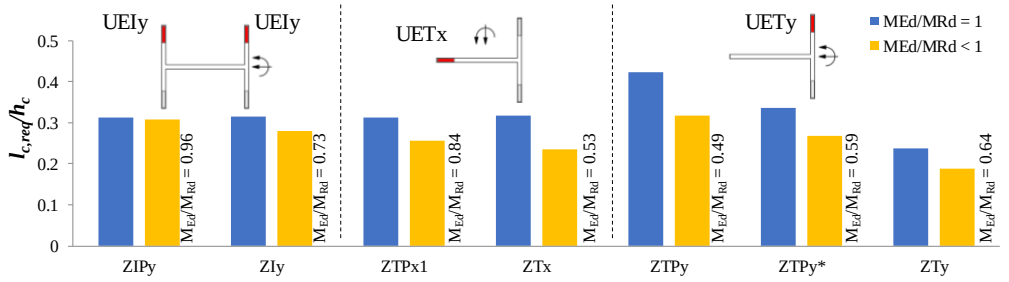
Rezultati proračuna zidova „I" i „T" preseka analizom pojedinačnih pravougaonih segmenata prikazani su u Tabeli 4. Za proračun utezanja segmenata ZIx i ZTx, merodavni uticaji su određeni iz grupe seizmičkih kombinacija koje se odnose na X pravac, dok su merodavni uticaji za proračun delova ZIy i ZTy određeni iz grupe seizmičkih kombinacija koje se odnose na Y pravac. Kako su pravougaoni delovi simetrično armirani, zategnuta i pritisnuta armatura ne utiču na zahtev lokalne duktilnosti niti na položaj neutralne ose, pa u proračunima utezanja pravougaonih delova prikazanim u Tabeli 4 figuriše samo armatura rebra.

4. DISKUSIJA I ZAKLJUČCI

Poređenjem prikazanih pristupa u primeni metodologije Evrokoda 8 za utezanje ivičnih elemenata zidova složenih preseka uočava se, pre svega, razlika u rasporedu utegnutih elemenata. Primenom prvog modela, koji je konceptualno opisan u Evrokodu 8, potreba za utezanjem javlja se samo na slobodnim krajevima zidova, gde su i usvojeni odgovarajući utegnuti ivični elementi. Uočava se da u slučaju zidova sa pritisnutom flanšom nije potrebno utezanje ($\alpha\omega_{wd,req} < 0$), što je u skladu sa odredbama iz standarda [1], kada flanše ispunjavaju propisane geometrijske uslove. Iako računski nije neophodno, dobra inženjerska praksa je da se na mestima ukrštanja pravouganih segmenata zida usvoji konstruktivna poprečna armatura. Kod drugog modela, čija primena podrazumeva analizu svakog pojedinačnog segmenta zida složenog preseka, ivični elementi su pozicionirani na slobodnim krajevima svih segmenata, pa i na mestu njihovog ukrštanja. U praksi se, međutim, i u ovom slučaju mesta ukrštanja segmenata često armiraju samo konstruktivnom poprečnom armaturom. Konačno, bez obzira na primenjen pristup analize zida, slobodni krajevi zidova složenih preseka se izdvajaju kao potencijalne kritične zone preseka kojima treba posvetiti posebnu pažnju (Slike 7 i 8).



Slika 7 - Zahtevani nivo utezanja $\alpha\omega_{wd,req}$ zidova „I" i „T" preseka za različtie modele utezanja



Slika 8 - Dužina ivičnog elementa $l_{c,req}/h_c$ zidova „I" i „T" preseka za različtie modele utezanja

U cilju jasnijeg sagledavanja razlika između primenjenih modela utezanja, izvršena je uporedna analiza rezultata proračuna utezanja ivičnih elemenata na slobodnim krajevima zidova „I" i „T" preseka, koji su prikazani na Slikama 7 i 8 (UEIy, UETx i UETy). Kao ključni rezultati, upoređeni su zahtevani nivoi utezanja $\alpha\omega_{wd,req}$ (Slika 7) i relativni odnos potrebne dužine ivičnog elementa i visine poprečnog preseka zida $l_{c,req}/h_c$ (Slika 8). Oznake primenjenih modela utezanja za svaki utegnuti ivični element odgovaraju oznakama prikazanim u Tabelama 1-3. Na osnovu prikazanih rezultata studija slučaja (za M_{Ed}/M_{Rd} = 1), može se zaključiti da su u slučajevima ivičnih elemenata UEIy i UETx oba pristupa rezultirala istim zahtevanim nivoom utezanja i istom potrebnom dužinom ivičnih elemanata. U slučaju ivičnog elementa UETy, uočava se smanjenje zahteva za utezanjem, kada se pri analizi integralnog preseka uzme u obzir samo armatura flanše (Slika 5). Pod pretpostavkom da način utezanja prema Evrokodu 8 (prvi pristup) daje približno tačna rešenja, primena drugog pristupa u ovom slučaju nije na strani sigurnosti. Važno je naglasiti da izvedeni zaključci važe samo za konkretne primere.

Sprovedena analiza je pokazala da su ključni faktori koji utiču na zahteve za utezanje ivičnih elemenata: (1) intenzitet normalne sile i (2) nesimetrično armiranje preseka. Uticaj intenziteta normalne sile je posebno naglašen pri poređenju primenjenih modela utezanja. U slučaju analize integralnog preseka (prvi model), normalna sila u konzolnim zidovima ne zavisi od intenziteta seizmičkog opterećenja. U slučaju analize svakog pojedinačnog segmenta (drugi model), normalna sila zavisi od intenziteta gravitacionog, ali i seizmičkog opterećenja (uočiti vrednosti $N_{G+0,3Q}$ i N_E u Tabeli 3). S obzirom da zahtevani nivo utezanja ivičnog elementa i njegova dužina direktno zavise od intenziteta normalne sile, zahtevi za utezanje zidova iste geometrije kod pomenutih modela će se razlikovati u zavisnosti od intenziteta seizmičkog opterećenja. Dakle, da li će drugi model utezanja biti na strani sigurnosti u odnosu na model koji je definisan u Evrokodu 8 ili ne, zavisi od ubrzanja tla na osnovnoj steni a_g i tipa lokalnog tla. Drugim rečima, da je u razmatranim primerima usvojeno manje ubrzanje tla a_g (npr. a_g = 0,1g umesto a_g = 0,22-0,24g), drugi model bi potencijalno rezultirao rešenjima koja nisu na strani sigurnosti.

Na Slikama 7 i 8 prikazan je i uticaj rezerve nosivosti na savijanje zidova na potreban nivo utezanja ivičnih elemenata i njihovu dužinu. Sa aspekta oblikovanja detalja, najvažniji zaključci su: (1) povećanje vertikalne armature može značajno da smanji količinu uzengija za utezanje, i (2) efekat povećanja vertikalne armature na smanjenje dužine ivičnog elementa je dosta manji u odnosu na efekat njenog povećanja na smanjenje količine armature za utezanje.

ZAHVALNOST

Autori se zahvaljuju Ministarstvu prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije na finansijskoj podršci u okviru projekta 2000092.

LITERATURA

[1] SRPS 1998-1: 2015: Evrokod 8: *Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija – Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade*, Beograd: ISS, 2015.

[2] Fardis M.: *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN – Eurocode 8*, New York: Springer, 2009., str. 150-157

[3] Vulinović M., Milićević I., Ignjatović I.: *Obezbeđenje lokalne duktilnosti armiranobetonskih elemenata prema Evrokodu 8 koeficijent utezanja*, Građevinski materijali i konstrukcije, 62 (3), str. 3-17. Beograd, 2019.

[4] SRPS 1992-1-1: 2015: Evrokod 2: *Projektovanje betonskih konstrukcija – Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade*, Beograd: ISS, 2015.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-40 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Mladena Luković[1], *Zhekang Huang*[2] *and Dick Hordijk*[3]

DUKTILAN BETON (SHCC) ZA KONTROLISANJE ŠIRINE PRSLINA U ARMIRANOBETONSKIM GREDAMA

Rezime:

Duktilan vlaknima armirani beton, takozvani SHCC, je inovativna vrsta betona, koja ispoljava kontrolisane mikroprsline kada je opterećen pri zatezanju. Kao takav, potencijlano bi mogao da poboljša trajnost betonskih konstrukcija i omogući optimalnije dimenzionisanje.
Razvoj prslina tokom savijanja u hibridnim armiranobetonskim gredama, ojačanim slojem SHCC u zategnutoj zoni, je ispitano eksperimentalno. Hibridne grede upoređene su sa kontrolnim, armiranobetonskim gredama istih dimenzija i armature, i pokazale su smanjene širine prslina. Istraživanje ukazuje da bi se kombinacijom konvencionalnog betona i SHCC moglo postići optimalno dimenzionisanje armiranobetonskih konstrukcija gde širine prsilna ne bi bile odlučujući parametar, omogućujući uštedu armature potrebne za kontrolu prslina.

***Ključne reči**: Duktilan beton SHCC, Kontrolisane širine prslina, Armiranobetonska greda*

STRAIN HARDENING CEMENTITIOUS COMPOSITE (SHCC) FOR CRACK WIDTH CONTROL IN REINFORCED CONCRETE BEAMS

Summary:

Strain Hardening Cementitious Composite (SHCC) is an innovative material which exhibits a controlled microcracking behaviour under tensile stresses. As such it might be a promising material for improvement of durability of reinforced concrete structures.
An experimental study with four point bending is performed to investigate the cracking behaviour of reinforced concrete beams enhanced with SHCC layers in the beam tension zone (hybrid SHCC/concrete beams). The hybrid SHCC/concrete beams are compared to regular reinforced concrete (control) beams with the same dimensions and rebar position. Hybrid beams show better cracking behaviour compared to control beams. The study indicates that by using a combination of conventional concrete and SHCC, possibly optimal design of reinforced concrete structures could be achieved by eliminating the crack width as governing design parameter and thus saving on reinforcement needed for crack width control.

Key words: SHCC, Crack width control, Reinforced concrete beam

[1] *Dr., Assistant Professor Tenure Tracker, TU Delft, The Netherlands, m.lukovic@tudelft.nl*
[2] *Ir., former MSc students, TU Delft, The Netherlands, sgzhuan3@gmail.com*
[3] *Dr.ir., Adviesbureau ir. J.G. Hageman B.V., The Netherlands, hordijk@adviesbureau-hageman.nl*

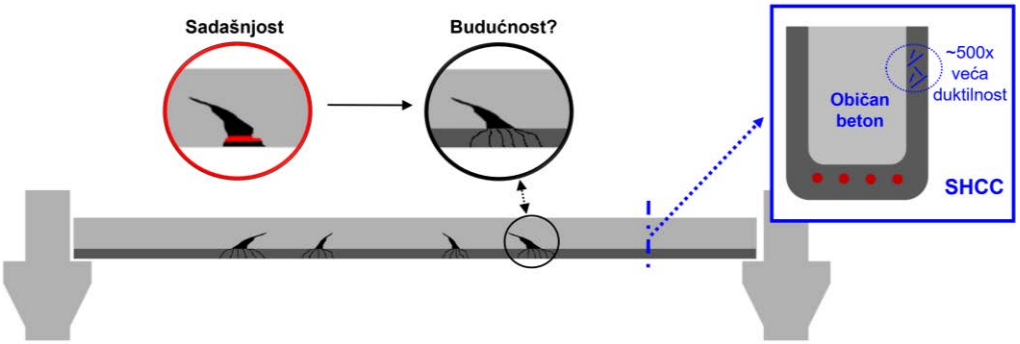
1. UVOD

U poslednje tri decenije svedoci smo uspešnog razvoja različitih, inovativnih matrijala na bazi cementa. Neki od ovih "novih betona" imaju veoma visoku čvrstoću (čvrstoću na pritisak višu od 150 MPa), i/ili duktilnost (duktilnost od 5% pre lokalizacije makropukotine) i/ili se pak prave od lokalnih otpadnih materijala i time potencijalno smanjuju negativan uticaj betona na životnu sredinu i doprinose održivom razvoju. Iako su istraživanja na nivou materijala obimna i već više od 20 godina aktivna, primena ovih betona u konstrukcijama, još uvek je veoma ograničena. Razlozi su mnogobrojni: nepostojanje standarda koji bi omogućili dimensionisanje sa "nepoznatim" i nedovoljno istraženim betonima, nedovoljno iskustva u njihovoj upotrebi, visoka cena po m^3 matrijala i povećan rizik u poređenju sa primenom "običnog" betona samo su neki od njih. U okviru Katedre za Betonske konstrukcije na Univerzitetu u Delftu, vrši se istraživanje u cilju pronalaska perspektivnih mogućnosti i omogućavanju pouzdane i sigurne primene ovih novih vrsta betona u konstrukcijama. Jedna od potencijlanih primena je opisana u ovom radu, i tiče se primene duktilnog betona, takozvanog SHCC za kontrolisanje širine prislina u hibridnim armiranobetonskim konstrukcijama.

U projektovanju postoje dva kriterijuma koja treba da budu zadovoljena: granično stanje nosivosti i granično stanje upotrebljivosti. Dok se granično stanje nosivosti odnosi na kapacitet i sigurnost konstrukcije, širina prslina koja se odnosi na granično stanje upotrebljivosti je važan parametar kako bi se osigurala funkcionalnost i trajnost armiranobetonske konstrukcije. U slučaju da sračunata širina prslina armiranobetonske konstrukcije premašuje najveću dozvoljenu širinu, potrebno je dodati dodatnu armaturu za kontrolu prslina. Međutim, ova armatura nije potrebna i suvišna je za nosivost konstrukcije. Zbog toga su poželjne druge opcije koje bi omogućile kontrolu širine prslina u armiranobetonskim konstrukcijama. Mogu li nedavno razvijene inovativne vrste betona ponuditi rešenje?

SHCC (Strain Hardening Cementitious Composite) je relativno nov materijal, poznat po svojoj duktilnosti i kontrolisanim prsilnama. Ovaj materijal ojačan vlaknima, usled napona zatezanja razvija mnogobrojne mikroprsline, koje su ograničene širine [1]. Kao rezultat, tokom istezanja i razvoja prve pukotine, za razliku od običnog betona, napon koji SHCC može da prihvati raste. Vršna čvrstoća ovog betona se dostiže na deformaciji od preko 0,5%, i obično na deformaciji od 5%, kada nastaje lokalizacija velike prsline. Imajući prsline manje od 100 μm, deformacioni kapacitet SHCC je obično oko 500 puta veći od konvencionalnog betona. Da bi se ovo postiglo, za pravljenje SHCC-a se koriste samo fine frakcije (uglavnom frakcije sitnog peska veličine do 300 μm, a ponekad i frakcije do 3 mm) [2].

Glavni cilj ovog istraživanja (izvedenog u okviru Master projekta Zhekang-a Huang-a [3]) je primena SHCC u zategnutoj zoni grede da omogući kontrolu širine prslina, bez potrebe za dodavanjem dodatne armature. Na taj način, SHCC je korišćen samo tamo gde je to neophodno i tamo gde je najefikasniji: u zaštitnom sloju, u zategnutoj zoni betonskog preseka, tamo gde je trajnost kritična, dok je običan beton korišćen na preostalim, "nisko-zahtevnim" mestima, tj. samo da primi silu pritiska. Kako je cena SHCC više nego dvostruko veća od cene običnog betona širom sveta, takva primena je i isplativa i optimalna za ponašanje sistema. Koncept ove konstrukcije je prikazan na slici 1.



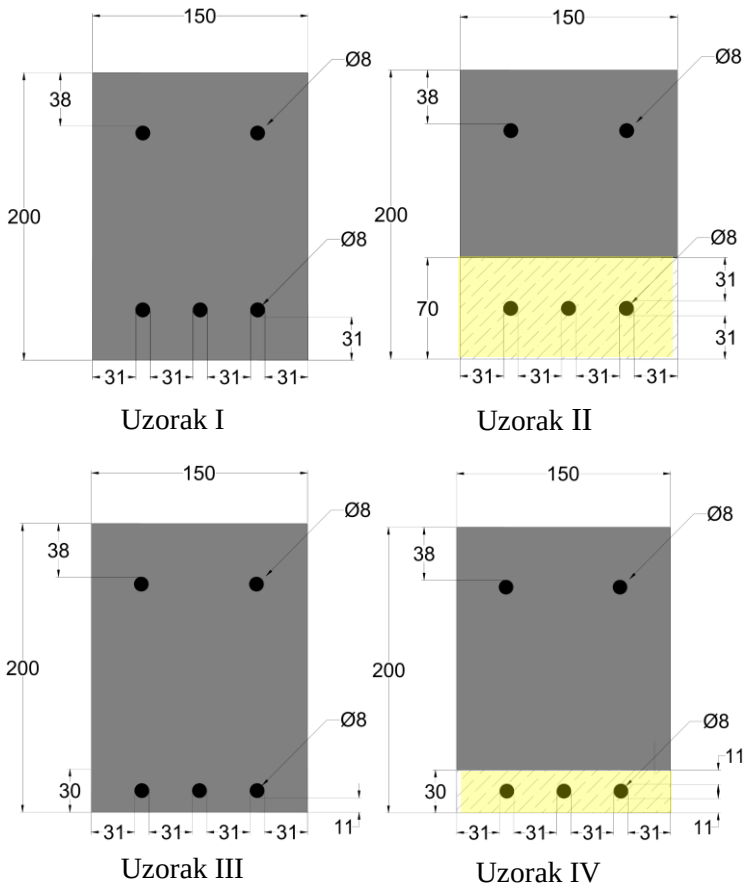
Slika 1 – Obećavajuća hibridna konstrukcija za poboljšanu trajnost, optimalno projektovanje i uštedu armature potrebne za kontrolisanje širine prslina

Ideja o primeni SHCC u hibridim armiranobetonskim konstrukcijama nije nova. Na primer, već je ispitano da li greda ojačana SHCC-om ima veću nosivost i smanjene prsline u odnosu na konvencionalnu armiranobetonsku gredu [4]. Slično tome, istraživači su se bavili hibridnim SHCC-armiranobetonskim pločama [5] i armiranobetonskim gredama ojačanim SHCC-om i bazaltnom FRP mrežom [6]. Ipak, u većini ovih ispitivanja primarni fokus je na nosivosti, dok su prsline merene ili nakon loma ili u trenutku kada su daleko premašile najveće dozvoljene širine prslina. U tom trenutku prsline su već bile prevelike da bi se mogle proučavati i upoređivati u uzorcima sa i bez SHCC. Glavni cilj trenutnog istraživanja je praćenje kontinuiranog razvoja prslina tokom nanošenja opterećenja i fokusiranje na prsline u opsegu koji se obično definiše kao ograničavajući. Kao rezultat, može se proceniti da li dodavanje SHCC sloja odlaže trenutak dostizanja kritične širine prslina na više nivoe opterećenja i stoga omogućava potencijlano optimalnije projektovanje.

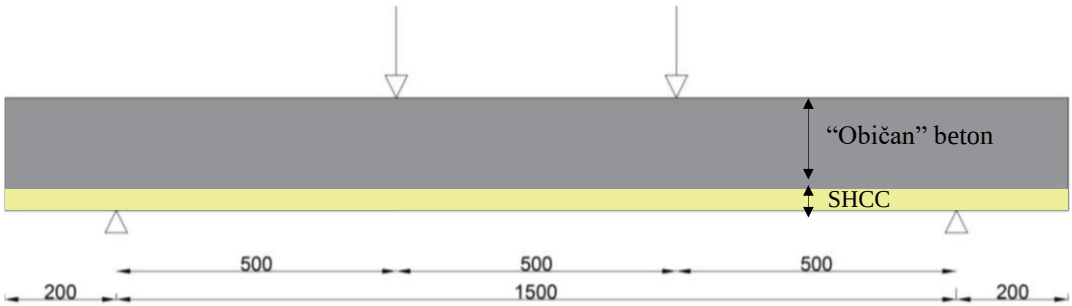
2. MATERIJALI I METODE

2.1. EKSPERIMENT

Projektovana su četiri tipa armiranobetonskih preseka (slika 2). Kontrolne grupe, Uzorci I i III, bile su konvencionalne armiranobetonske grede sa zaštitinim slojem od 31 mm i 11 mm. Uzorci II i IV su hibridne SHCC-betonske grede gde je SHCC primenjen u zoni zatezanja. Grupe II i IV sastojali su se od po 2 grede. Uzorci su testirani na savijanje u skladu sa postavkom na slici 3. Grede su projektovane tako da dođe do loma na savijanje. Da bi se sprečio lom smicanja, uzengije su postavljene izvan područja sa konstantnim momentom.



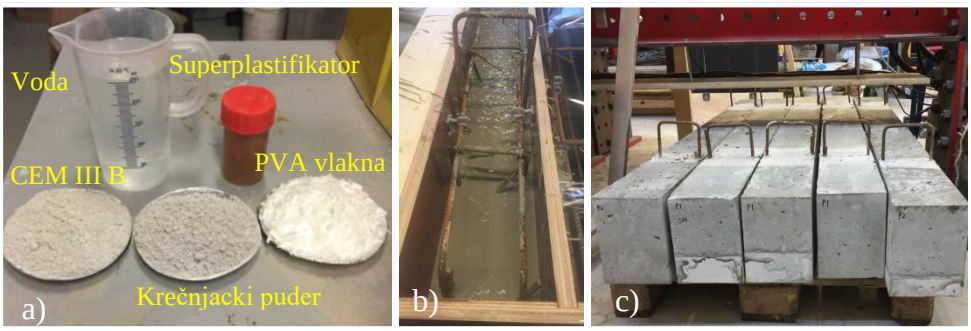
Slika 2 – Poprečni presek greda, običan beton = siva, SHCC = žuta (jedinice u [mm])



Slika 3 – Poprečni presek greda, običan beton = siva, duktilan SHCC = žuta (jedinice u [mm])

2.2. PRIPREMA UZORKA

Sastav mešavine SHCC dat je u tabeli 1 i na slici 4a. Prvo su izliveni slojevi SHCC debljine 31 mm i 70 mm i u njih je ugrađena armature (slika 4b). Posle 14 dana očvršćavanja, mešavina konvencionog beton je izlivna na slojeve SHCC-a. Sastav betonske mešavine dat je u tabeli 1. Pre livenja betona, gornja površina SHCC-a očišćena je mlazom vazduha, naknadno obrisana čeličnom četkom i na kraju očišćena etanolom. Nakon 33 dana očvršćavanja, hibridne grede su izvađene iz kalupa (slika 4c) i pripremljene za mehanička ispitivanja. Prosečna čvrstoća na pritisak betona i SHCC-a na dan testiranja greda, iznosila je 46 MPa i 63 MPa.



Slika 4: a) Sastav SHCC-a, b) livenje SHCC-a; c) hibridne i referentne grede

Tabela 1 – Sastav SHCC-a i betona

Materijal (količine u [kg/m3])	***SHCC***	***Beton***
Cement	*790 (CEM I 52.5R)*	*260 (CEM III-B)*
Agregat	*790 (krečnjački puder)*	*1970*
PVA vlakna	*-*	*26*
Voda	*410*	*156*
Superplastifikator	*2.13*	*0.26*

2.3. TESTIRANJE

Pošto su prsline fokus ovog eksperimenta, precizna kvantificakija i praćenje razvoja prslina u celom uzorku je kriticno za cilj istraživanja. Tokom ispitivanja korišćena je digitalna korelacija slike (DIC) za procenu razvoja prslina i njihove širine. Ovo je beskontaktna optička metoda koja koristi tehnike praćenja i registracije da precizno izmeri i najmanje promene na slici. To omogućava karakterizaciju i kvantifikaciju deformacija, pomeranja i naprezanja na posmatranoj površini. Ova tehnika postaje široko korišćena u eksperimentalnim istraživanjima [7, 8].

Tokom zadavanja opterećenja na gredi, snimljena je serija fotografija u različitim vremenskim intervalima. Upoređivanjem ovih fotografija, praćeno je pomeranje, polje deformacije i razvoj prslina u uzorku. Da bi se omogućilo bolje merenje, pre testiranja površina uzorka je obojena u belo, i nanet je crni šablon. U poređenju sa konvencionalnim metodama

(LVDT), DIC može da analizira celo područje elementa, a ne samo pomeranje između određenih tačaka. Ipak, DIC je relativno nova metoda i njegova tačnost nije poznata. Da bi se omogućilo pouzdano praćenje prslina, procedura je prvo verifikovana i merenja DIC-om su upoređena sa merenjima dobijenim pomoću tri LVDT postavljena u sredini grede. Dodatno, softverski paket za analizu slike (ImageJ) i vizuelna inspekcija korišćeni su za merenje širine prslina i za dalju verifikaciju DIC merenja. Detalji o verifikaciji su dostupni u [9].

3. REZULTATI I DISKUSIJA

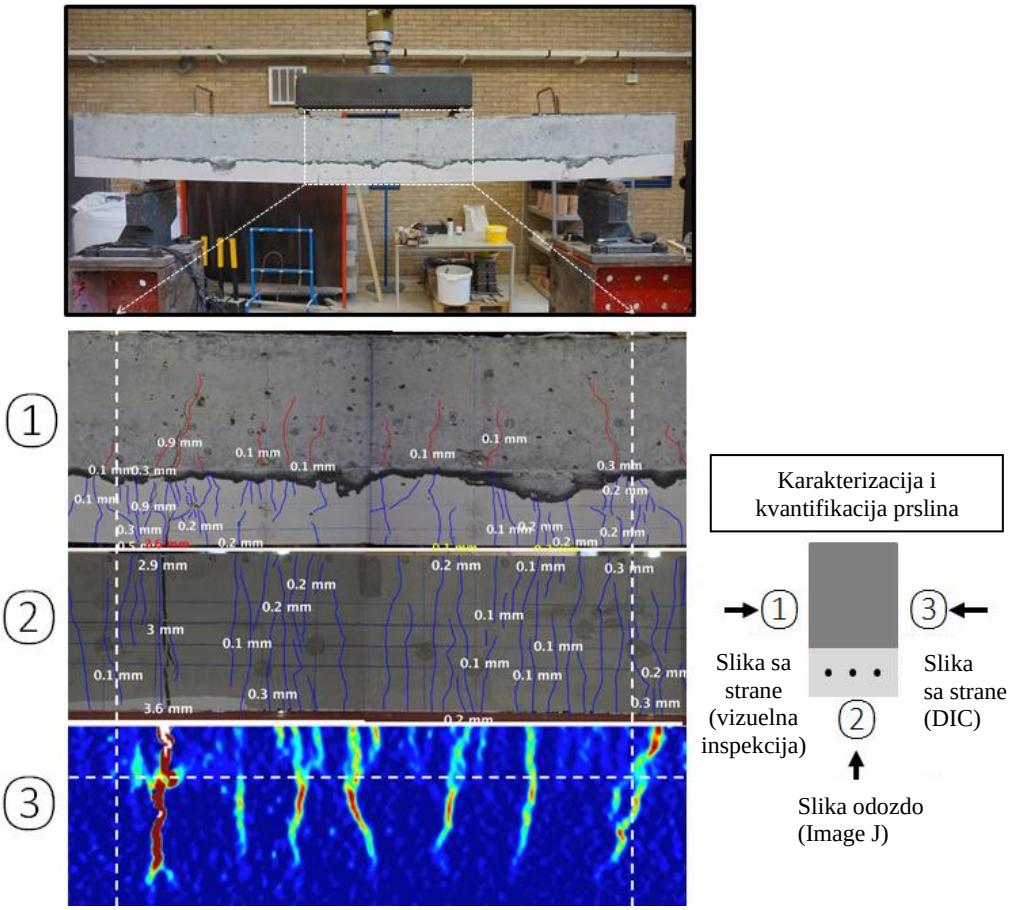
U uzorcima, većina prslina iz armiranobetonskog dela razgranala se u fino raspoređene mikroprsline u sloju SHCC (slika 5).

Slika 5: Reprezentativne prsline - prsline iz betona "nestaju" u mikroprsline u SHCC-u

Reprezentativan presek prslina nakon loma i njihova širina prikazani su na slici 6 (Uzorak II-2). Kao što se može videti, na jednom mestu prsline u SHCC su ipak dostigle širinu od 3 mm, što je daleko iznad granične širine prsline. Zbog toga je u svakom uzorku definisana maksimalna prslina i ispitano je kako ta prslina raste sa povećanim opterećenjem. Potom su upoređeni uzorci sa i bez SHCC sloja, i upoređeno je kada je ova najveća prslina dostigla kritičnu vrednost.

Kritična vrednost za širinu prsilna je takođe definisana. Zahtevi koji se odnose na maksimalnu dozvoljenu, kritičnu vrednost širine prslina obično se odnose na podložnost armiranobetonskih konstrukcija na koroziju ugrađene armature. Opasnije okruženje zahteva

strožu kontrolu širine prslina. U ovom istraživanju, maksimalna širina prsline od 0,3 mm uzeta je kao ograničenje, kao što preporučuje Eurocode 2 za armirani beton pod kvazi-trajnim opterećenjem za sve klase izloženosti, osim za KS0 i KSC1.

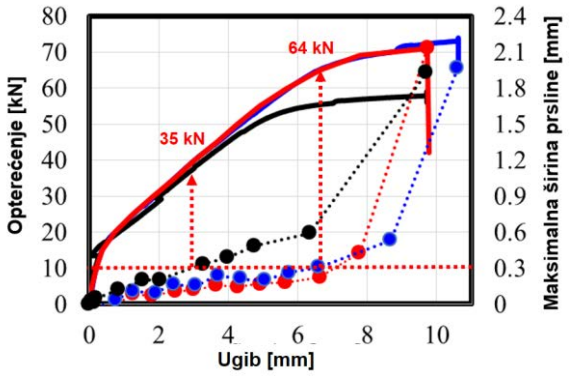


Slika 6: Slika u trenutku loma u gredi II-2

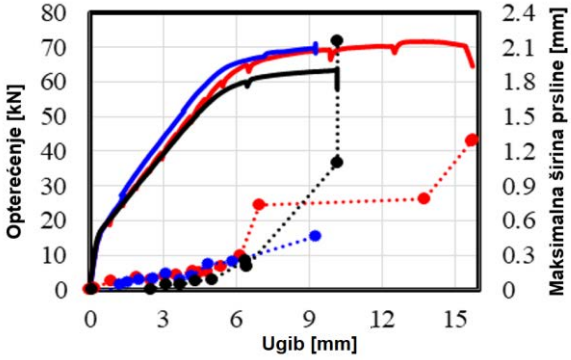
Na slici 7a prikazan je grafik opterećenje – ugib, kombinovan sa grafikom opterećenje – maksimalna širina prsline za hibridnu gredu sa SHCC slojem od 70 mm. Nosivost hibridnih SHCC-betonskih greda bila je 72 kN i 74 kN, dok je nosivost kontrolne armiranobetonske grede 58 kN. Hibridne grede su imale veću nosivost i to je zbog sposobnosti SHCC-a da prenosi napone zatezanja. Međutim, povećana nosivost nije bila glavni cilj ovog istraživanja, jer bi u praksi grede imale veći presek, pa bi i doprinos tankog SHCC sloja njihovoj nosivosti bio manji. Fokus je, dakle na kontroli prslina.

Hibridne grede sa slojem SHCC-a od 70 mm imale su poboljšan razvoj prslina: maksimalna širina prslina dostigla je 0,3 mm na 66 kN i 62 kN, dok je maksimalna širina prslina kontrolne grede dostigla 0,3 mm na samo 35 kN.

a)



b)



Slika 7: Grafik opterećenje-ugib kombinovan sa grafikom opterećenje-maksimalna širina pukotine u gredama sa SHCC slojem od a) 70 mm and b) 31 mm (crna = kontrolna greda, crvena i plava = uzorak 1 i 2 hibridne SHCC grede)

Za grede sa SHCC slojem od 31 mm, nosivost hibridnih SHCC greda je takođe veća, ali je razlika manja u odnosu na prethodnu grupu zbog manje debljine SHCC sloja. Širina prslina SHCC greda dostigla je 0,3 mm na 66 kN i 67 kN, dok je maksimalna širina prslina armiranobetonske grede dostigla 0,3 mm na 61 kN. Za ove grede sposobnost kontrole širine prslina hibridne grede u poređenju sa konvencionalnom armiranobetonskom gredom nije bila vrlo značajna. Međutim, zbog malog zaštitnog sloja (samo 11 mm), ova grupa verovatno nije reprezentativna. Sa malim zaštitnim slojem, armatura je bila doboljna da kontroliše prsline na nivou opterećenja koje je blizu nosivosti preseka (slika 7b).

5. ZAKLJUČCI

U prikazanom eksperimentalnom ispitivanju, hibridne grede su pokazale manje prsline u odnosu na kontrolne armiranobetonske grede. Takođe je i nosivost hibridnog preseka veća. Što je SHCC sloj deblji, to je nosivost veća i može se predivideti modelom koji uzima u obzir doprinos SHCC na zatezanje. Međutim, važniji zaključak za cilj ove studije, je da hibridne grede sa SHCC slojem od 70 mm su pokazale bolju kontrolu prslina. Maksimalna širina prslina dostigla je 0,3 mm na otprilike 64 kN zadatog opterećenja, dok je u kontrolnoj gredi maksimlan pukotina dostigla širinu od 0,3 mm pri opterećenju od 35 kN. U hibridnoj gredi, pukotina je premašila širinu od 0,3 mm tek kada je čelik dostigao granicu razvlačenja. U hibridnim gredama sa slojem SHCC od 30 mm, benefiti su manji. Ispitivanje ukazuje da bi se upotrebom kombinacije konvencionalnog betona i inovativne vrste betona, SHCC-a, moglo postići optimalno projektovanje armiranobetonskih konstrukcija uklanjanjem širine pukotine kao kritičnog parametra, i na taj način bi se obezbedila ušteda na armaturi.

Dalje istraživanje se fokusira na uticaj spoja između dva betona, koji će biti kritičan za rad hibridnog sistema i razvoj pukotina na površini SHCC-a.

LITERATURA

[1] Li, V.C., On engineered cementitious composites (ECC). Journal of Advanced Concrete Technology, 2003. 1(3): p. 215-230.

[2] Paul, S.C. and G.P. van Zijl, Mechanically Induced Cracking Behaviour in Fine and Coarse Sand Strain Hardening Cement Based Composites (SHCC) at Different Load Levels. Journal of Advanced Concrete Technology, 2013. 11(11): p. 301-311.

[3] Huang, Z., Flexural behaviour of reinforced concrete beams with a layer of SHCC in the tension zone: Experimental Study. MSc thesis, TU Delft. 2017.

[4] Khalil, A. E. H., Etman, E., Atta, A., & Essam, M. (2017). Behavior of RC beams strengthened with strain hardening cementitious composites (SHCC) subjected to monotonic and repeated loads. Engineering Structures, 140, 151-163.

[5] Cho, C. G., Kappos, A. J., Moon, H. J., & Lim, H. J. (2015). Experiments and failure analysis of SHCC and reinforced concrete composite slabs. Engineering failure analysis, 56, 320-331.

[6] Zheng, Y. Z., Wang, W. W., & Brigham, J. C. (2016). Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened with a composite reinforcement layer: BFRP grid and ECC. Construction and Building Materials, 115, 424-437.

[7] Luković, M., Dong, H., Šavija, B., Schlangen, E., Ye, G., & van Breugel, K. (2014). Tailoring strain-hardening cementitious composite repair systems through numerical experimentation. Cement and Concrete Composites, 53, 200-213.

[8] Yang, Y., Zarate, G. I., Lantsoght, E. & Hordijk, D.A. (2018). Calibration of the shear stop criteria based on crack kinematics of reinforced concrete beams without shear reinforcement, to be published at *fib* Congress 2018, Melbourne, Australia.

[9] Luković, M., Hordijk, D. A., Huang, Z., & Schlangen, E. (2019). Strain Hardening Cementitious Composite (SHCC) for crack width control in reinforced concrete beams. Heron, 64(1/2), 181.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-41 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Aljoša Filipović[1], Jelena Dobrić[2], Dragan Blagojević[3], Mileva Samardžić – Petrović[4], Dragan Buđevac[5], Zlatko Marković[6]

POČETNE IMPERFEKCIJE STUBOVA RAVNOKRAKOG L POPREČNOG PRESEKA OD NERĐAJUĆEG ČELIKA

Rezime:

Rad prikazuje merenje početnih geometrijskih imperfekcija i zaostalih napona u okviru istraživanja nosivosti centrično pritisnutih elemenata L poprečnog preseka od nerđajućeg čelika. Istraživanjem su obuhvaćena tri različita tipa L profila – hladnooblikovani, vrućevaljani i laserski zavareni. Postupak i rezultati merenja početnih geometrijskih imperfekcija primenom sistema za lasersko merenje prezentovani su u radu. Merenje zaostalih napona metodom sečenja sprovedeno je na vrućevaljanom i laserski zavarenom uzorku nominalnih dimenzija 100 × 100 × 10, napraveljenih od austenitnog nerđajućeg čelika EN 1.4301. Postupak merenja zaostalih napona i rezultati u formi rasporeda zaostalih napona i ekstremnih vrednosti prikazni su u radu.

Ključne reči: nerđajući čelik, L poprečni presek, izvijanje, imperfekcije, zaostali naponi

INITAL IMPERFECTIONS OF STAINLESS STEEL EQUAL-LEG ANGLE COLUMNS

Summary:

The paper presents initial geometric imperfections and residual stresses measurment as a part of a research on ultimate capacity of axially compressed angle columns made from stainless steel. The research covers three different angle types – cold-formed, hot-rolled and laser-welded. The procedure and results of initial geometric imperfections measurments using a laser measurement system are presented. Measurement of residual stresses using a sectioning method was performed on hot-rolled and laser-welded samples with nominal dimensions of 100 × 100 × 10, made of austenitic stainless steel EN 1.4301. The procedure of residual stresses measurement and obtained results in form of residual stresses distribution and extreme values are presented.

Key words: stainless steel, angle section, buckling, imperfections, residual stresses

[1] *MSc, asistent – student doktorskih studija, Bulevar kralja Aleksandra 73 Beograd, afilipovic@grf.bg.ac.rs*
[2] *Dr, vanredni profesor, Bulevar kralja Aleksandra 73 Beograd, jelena@imk.grf.bg.ac.rs*
[3] *Dr, redovni profesor, Bulevar kralja Aleksandra 73 Beograd, bdragan@grf.bg.ac.rs*
[4] *Dr, docent, Bulevar kralja Aleksandra 73 Beograd, mimas@grf.bg.ac.rs*
[5] *Dr, profesor emeritus, Bulevar kralja Aleksandra 73 Beograd, budjevac@grf.bg.ac.rs*
[6] *Dr, redovni profesor, Bulevar kralja Aleksandra 73 Beograd, zlatko@grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

Nosivost centiročno pritisnuth čeličnih elemenata određena je gubitkom njihove globalne stabilnosti, koja se, u zavisnosti od oblika poprečnog preseka, dužine elementa i graničnih uslova, opisuje fleksionim, torziono-fleksionim ili torzionim izvijanjem. Osim navedenih karakteristika, značajan uticaj na graničnu nosivost pritisnutog elementa imaju strukturne imperfekcije. Raspored i veličina početnih imperfekcija nije definisana preciznom zakonitošću pojave, koja za značajan broj konstruktivnih čeličnih elemenata i dalje predstavlja nepoznanicu. Kontrolom kvaliteta proizvodnje čeličnih elemenata, kontrolom proizvodnje i montaže čelične konstrukcije obezbeđuje se da veličine strukturnih imperfekcija budu u okvirima dopuštenih tolerancija. U opštem slučaju, nosivost pritisnutih elemenata na izvijanje uslovljena je sa tri tipa strukturnih imperfekcija:

- geometrijske imperfekcije koje uključuju početne globalne geometrijske nesavršenosti (početna zakrivljenost ose štapa u odnosu na idealizovanu osu) i odstupanja stvarnih dimenzija poprečnog preseka od nominalnih vrednosti;
- materijalne imperfekcije koje uključuju nehomogenost materijala (promene u mehaničkim svojstvima materijala) i zaostale napone;
- imperfekcije veza koje mogu biti posledica odstupanja geometrije izvedene veze stuba sa drugim elementima ili detalja oslanjanja stuba u odnosu na projektovana, nominalna rešenja.

Maksimalne vrednosti početnih geometrijskih imperfekcija ne smeju prelaziti vrednosti tolerancija koje su definisane u relevantnim standardima koji se odnose na proizvodnju čeličnih elemenata.

U procesu proizvodnje čeličnih elemenata usled neravnomernog zagrevanja ili hlađenja kod vrućevaljanih ili zavarenih preseka, ili trajnih plastičnih deformacija kod hladnooblikovanih preseka, u čeličnim elementima se javljaju uravnoteženi zaostali naponi. Raspored i veličina zaostalih napona zavisi od proizvodnog procesa, oblika i dimenzija (debljine zida) poprečnog preseka.

Pored mnogobrojnih istraživanja ponašanja centrično pritisnutih elemenata ravnokrakog L poprečnog preseka od ugljeničnog čelika, broj ispitivanja L profila na ovom tipu elemenata od nerđajućeg čelika je vrlo ograničen, što je motivisalo više naučnih grupacija da se posvete ovoj naučnoj tematici u poslednjih nekoliko godina. U objavljenim radovima koji se bave analizom stubova L preseka od nerđajućeg čelika prezentovana su merenja početnih geometrijskih imperfekcija [1], [2], [3], [4], [5], [6], ali ne i merenje zaostalih napona. Različita termička providljivost ugljeničnog čelika u odnosu na nerđajući čelik navodi na zaključak da raspored i veličina zaostalih napona nije ista kod konstruktivnih elemenata izrađenih od ovih materijala.

Razvojem tehnologije zavarivanja, pored tradicinalnih procesa proizvodnje profila L preseka postupkom vrućeg valjanja i hladnog oblikovanja, poslednjih godina se na tržišu nalazi i tip elemenata dobijen postupkom laserskog zavarivanja (slika 1). Vrućevaljani ugaonici dostupni su na tržištu sa različitim debljinama zidova kraka, ali sa maksimalnom širinom kraka od 150 mm [7]. Postupcima hladnog oblikovanja ili laserskog zavarivanja mogu se dobiti L profili sa većim dimenzijama kraka. Laserski zavareni L profili predstavljaju najsavremeniji tip proizvoda od nerđajućih čelika, jer ovaj postupak uključuje primenu specijalizovanih lasera za međusobno zavarivanje ravnih čeličnih limova bez primene dodatnog materijala za zavarivanje. Postupkom laserskog zavarivanja, dobijaju se proizvodi koje karakterišu preseci sa oštrim uglovima bez

zaobljenja i vidnog šava. Hladnooblikovani elementi L poprečnog preseka najčešće se dobijaju postupkom presovanja na sobnoj temperaturi, primenom hladnovaljanih traka u debljini od 1 do 6 mm. Plastičnim deformacijama u zonama prevoja uganika dobijenim postupkom hladnog oblikovanja dolazi do značajnog poboljšanja mehaničkih svojstava materijala, što ima značajan benefit na graničnu nosivost elemenata od nerđajućeg čelika u oblasti male vitkosti.

(a) Vrućevaljani (b) Laserski zavareni (c) Hladnooblikovani

Slika 1 – Ugaonici dobijeni različitim proizvodnim procesima

Ovaj rad prikazuje deo opsežnog i sistematskog naučnog istraživanja koje je sprovedeno na Univerzitetu u Beogradu, Građevinski fakultet, sa ciljem da se prošire saznanja o ponašanju centrično pritisnutih stubova ravnokrakog L preseka od nerđajućeg čelika i time upotpuni tehnička regulativa za projektovanje ovih elemenata. Obimnim eksperimentalnim ispitivanjem [6] obezbeđen je osnov za detaljne numeričke studije iz kojih su proizašle preporuke za njihov proračun [8]. Rad opisuje procedure merenja početnih geometrijskih imperfekcija i zaostalih napona i dobijene rezultate, koji prestavljaju važan deo eksperimentalnog programa ispitivanja i neophodne ulazne parametre za numeričke studije i utvrđivanje finalnih zaključaka.

2. PROGRAM EKSPERIMENTALNOG ISPITIVANJA

Eksperimentalno ispitivanje koje je sprovedeno u cilju utvrđivanja zakonitosti realnog ponašanja stubova ravnokrakog L preseka od nerđajućeg čelika može se podeliti u pet faza:

- ispitivanje mehaničkih karakteristika materijala,
- merenje početnih geometrijskih imperfekcija, merenje zaostalih napona,
- ispitivanje nosivosti poprečnog preseka na pritisak (ispitivanje kratkog stuba pri pritisku),
- ispitivanje nosivosti elemenata na izvijanje.

Faze ispitivanja sprovode se na ugaonicima dobijenim postupkom hladnog oblikovanja, vrućeg valjanja i laserskog zavarivanja. Izuzetak od ovoga su merenja zaostalih napona, koja nisu sprovedena kod hladnooblikovanih elemenata, imajući u vidu njihove relativno male vrenosti i zanemraljiv uticaj na graničnu nosivost [9], [10]. Eksperimentalnim programom obuhvaćene su dve legure nerđajućeg čelika koje imaju najširu primenu. Laserski zavareni i vrućevaljani ugaonici izrađeni su od austenitnog nerđajućeg čelika klase EN 1.4301, za koju je definisana nominalna granica razvlačenja od 190 MPa [11]. Dve različite dimenzije poprečnog preseka korišćene su za eksperimentalno ispitivanje vrućevaljanih i laserski zavarenih L profila - 60 × 60 × 6 i 100 × 100 × 10. Dupleks čelik klase EN 1.4162 sa nominalnom granicom razvlačenja od 480 MPa [11] korišćen je za izradu hladnooblikovanih L profila. Postupkom hladnog oblikovanja od vrućevaljane trake debljine 4 mm sa dimenzijom unutrašnjeg radijusa

od 12 mm napravljeni su hladnooblikovani ugaonici nominalnih dimenzija poprečnog preseka 80 × 80 × 4.

Najobimnija i najznačajnija faza eksperimentalnog dela istraživanja predstavlja ispitivanje nosivosti elemenata na izvijanje. Ispitano je ukupno 48 uzoraka, koji su podeljeni u 12 serija, tako da se u okviru svake serije nalaze po četiri ponovljena uzorka sa istim nominalnim vrednostima geometrijskih karakteristika poprečnog preseka i dužine uzoraka. Od ukupnog broja uzoraka 8 elemenata pripadaju grupi hladnooblikovanih L profila, dok 20 uzoraka pripadaju vrućevaljanim i laserski zavarenim L profilima. Rekapitulacija serija uzoraka sa nominalnim podacima o geometriji i vrednostima vitkosti prikazana je u tabeli 1. Prva tri slova u oznaci uzoraka ukazuju na to da li je reč o vrućevaljanim (AHR), laserski zavarenim (ALW) ili hladnooblikovanim (ACF) ugaonicima. Dužine uzoraka i nominalne dimenzije poprečnih preseka pažljivo su birane vodeći računa o tome da uzorci koji se ispituju pripadaju oblasti male vitkosti, oblasti srednje vitkosti i oblasti velike vitkosti. Dužine uzoraka su odabrane tako da pored fleksionog izvijanja, dominantan oblik loma bude i i fleksiono – torziono izvijanje.

Tabela 1 – Nominalne dimenzije i vitkost za uzorke korišćene u testu izvijanja

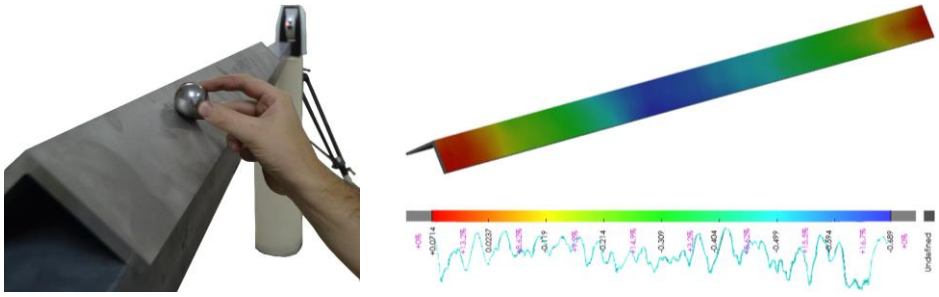
Oznaka serije uzoraka	*Materijal*	*Geometrija uzorka*			*Vitkost oko slabije ose inercije* λ_v
		Širina kraka (mm)	*Debljina (mm)*	*Dužina (mm)*	
AHR 100 × 100 × 10 – 500	*EN 1.4301*	*100*	*10*	*500*	*26*
AHR 100 × 100 × 10 – 1500				*1500*	*77*
AHR 100 × 100 × 10 – 2500				*2500*	*128*
AHR 60 × 60 × 6 – 800	*EN 1.4301*	*60*	*6*	*800*	*70*
AHR 60 × 60 × 6 – 2000				*2000*	*170*
ALW 100 × 100 × 10 – 500	*EN 1.4301*	*100*	*10*	*500*	*25*
ALW 100 × 100 × 10 – 1500				*1500*	*76*
ALW 100 × 100 × 10 – 2500				*2500*	*127*
ALW 60 × 60 × 6 – 800	*EN 1.4301*	*60*	*6*	*800*	*68*
ALW 60 × 60 × 6 – 2000				*2000*	*172*
ACF 80 × 80 × 4 – 1000	*EN 1.4162*	*80*	*4*	*1000*	*65*
ACF 80 × 80 × 4 – 2000				*2000*	*130*

3. MERENJE POČETNIH GEOMETRIJSKIH IMPERFEKCIJA

U cilju određivanja veličine i raspodele početnih geometrijskih imperfekcija sproveden je niz međusobno povezanih aktivnosti za sve uzorke koji pripadaju serijama prikazanim u tabeli 1. Prva aktivnost predstavlja određivanje koordinata velikog broja proizvoljno odabranih tačaka na spoljašnjoj površini uzoraka primenom visoko preciznog mernog sistema, laserskog interfeoimetra za „praćenje“ (eng. *laser interferpmetic tracker*), proizvođača *Hexagon Manufacturing Intelligen*ce iz Velike Britanij, *Leica Absolute Tracker AT960*. Ovaj merni

sistem u osnovi čine sam merni uređaj (merna stanica), ciljni uređaj (sferni reflektor) i računar sa aplikativnim softverom. Leica Absolute Tracker AT960 je projektovan kao prenosivi merni sistem sa šest stepeni slobode (tri položaja parametra x, y i z i tri orijentaciona / rotaciona parametra po svakoj od osa). Standardni Leica Absolute Tracker za svaku mernu tačku meri udaljenost od stanice do reflektora, zenitni ugao i hortizontalni ugao, pružajući informacije na osnovu kojih se određuju precizni podaci o poziciji reflektora sa tri stepena slobode (tri položajna parametra x, y i z). Pored interferometra, koji je sastavni deo standardnog *Laser Tracker* - a, *Leica Absolute Tracker AT960* sadrži i integrisanu kameru koja obezbeđuje dodatne informacije na osnovu kojih se određuje precizna pozicija i orijentaciji sfernog reflektora (tri parametra položaja x, y i z i tri rotaciona parametra po svakoj od osa). Optičko centriranje sfernog reflektora sa tačnošću od ±3 μm obezbeđuje da se merenje proizvoljne tačke izvrši sa preciznošću od 15 + 6·L μm, gde L predstavlja rastojanje merene tačke od merne baze izraženo u metrima.

Nakon fiksiranja uzorka i definisanja referentnih tačaka vrši se kontinuirano snimanje spoljne površine kraka L profila. Sferom se laganim pokretima prelazi preko površine uzorka, dok merni sistem kontinuirano određuje koordinate položaja prizme. Ovakav postupak određivanja koordinata tačaka na spoljnoj konturi ponovljen je za oba kraka L profila. Broj određenih tačaka na jednom uzorku, u zavisnosti od njegove dužine, se kreće između 8000 i 15000 tačaka. Na slici 2 prikazan je postupak merenja pomoću *Leica Absolute Tracker AT960*, kao i raspored odstupanja izmerenih tačaka na konturi uzorka u odnosu na idealizovanu geometriju.



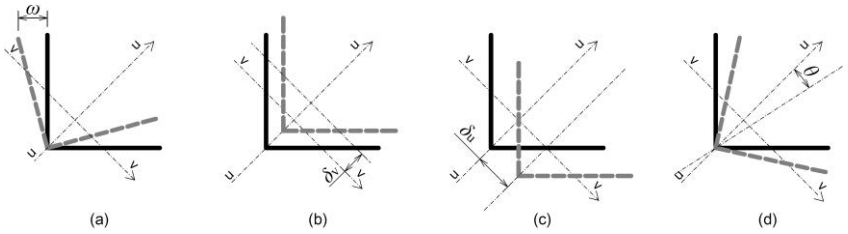
(a) Postupak merenja (b) Prikaz odstupanja izmerenih tačaka

Slika 2 – Merenje početnih geometrijskih imperfekcija

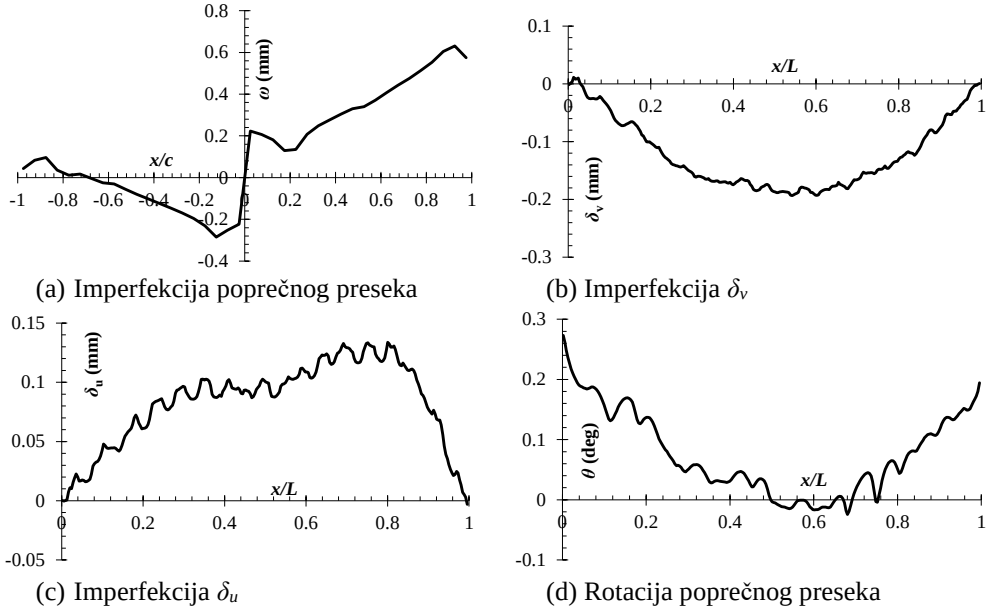
Merenjem površine L profila sistemom za lasersko merenje dobijeno je odstupanje niza nasumično izabranih tačaka na površini L profila u odnosu na idealizovane unapred definisane površi. Za potrebe obrade rezultata, definisana je mreža konačnih elemenata na površini uzoraka i mreža tačaka, koje predstavljaju težište konačnih elemenata na koje je uzorak podeljen. Dimenzija konačnih elemenata kod laserski zavarenih i vrućevaljanih uzoraka poprečnog preseka 60 × 60 × 6 iznosi 3 × 3 mm, dok kod svih ostalih uzoraka iznosi 5 × 5 mm. Interpolacijom vrednosti odstupanja izmerenih tačaka došlo se do vrednosti odstupanja svake tačke koja pripada definisanoj mreži. Ovakav skup podataka predstavlja uređeni skup sa kojim se može vršiti naknadna obrada i analiza rezultata.

Ako se sa z označi podužna osa uzorka, tada se za sve tačke u mreži tačaka koje imaju istu z koordinatu može se reći da pripadaju istom poprečnom preseku uzorka. Broj ovakvih poprečnih preseka duž uzorka definiše se bezdimenzionalnim parametarom L/a, gde a predstavlja veličinu konačnog elementa, a L predstavlja dužinu uzorka. Za svaki od poprečnih preseka poznata su

odstupanja tačaka na poprečnom preseku, pa se mogu odrediti ključne veličine imperfekcija ─ lokalna imperfekcija kraka L profila, pomeranje težišta preseka u pravcu glavnih osa inercije poprečnog preseka i obrtanje (rotacija) poprečnog preseka u odnosu na idelaizovane pravce i površine. Na slici 3 je prezentovano fizičko značenje ovih parametara. Imperfekcija poprečnog preseka (otklon) označena je sa ω i predstavlja horizontalno odstupanje kraka L profila u odnosu na idealizovan položaj kraka L profila. Sa δ_v i δ_u označena su odstupanja koordinata težišta stvarnog poprečnog preseka u odnosu na težište idealizovanog poprečnog preseka u pravcu osa *u-u* i *v-v*, respektivno. Torziona imperfekcija označena je sa θ i predstavlja ugao obrtanja poprečnog preseka u odnosu na idealizovan poprečni presek.



Slika 3 – Definicija parametara imperfekcije: (a) otklon; (b) imperfekcija u pravcu ose u; (c) imperfekcija u pravcu ose v; (d) rotacija [12]



(a) Imperfekcija poprečnog preseka

(b) Imperfekcija δ_v

(c) Imperfekcija δ_u

(d) Rotacija poprečnog preseka

Slika 4 – Raspored početnih geometrijskih imperfekcija uzoraka ALW 60×60×6 – 800 – 1 [13]

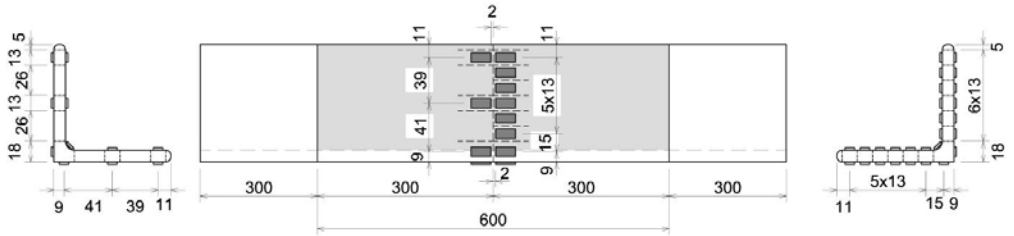
Na slici 4 prikazan je normalizovan zapis raspodele početnih geometrijskih imperfekcija za uzorak ALW 60 × 60 × 6 – 800 – 1. Slika 4a prikazuje raspodelu lokalnih imperfekcija, odnosno odstupanja (otklona) kraka L profila od idealizovanih ravni koje međusobno zaklapaju ugao od

90°, u funkciji normalizovane dužine kraka L profila. Na slikama 4b, 4c i 4d prikazane su raspodele globalnih imperfekcija zakrivljenja u pravcu glavnih osa inercije preseka *u-u*, *v-v* i torziona imperfekcija u funkciji normalizovane dužine elementa, respektivno. Za generisanje ova tri dijagrama bilo je neophodno izvršiti matematičke procedure na translaciji i rotaciji skupa tačaka u cilju definisanja referentnih nultih vrednosti koje se poklapaju sa vrednosima idelizovane geometrije elemenata, tako da u slučaju imperfekcija zakrivljenja krajevi elemenata imaju nulte vrednost pomeranja, dok u slučaju imperfekcije usled rotacije preseka, poprečni presek u sredini raspona ima nultu rotaciju.

Na osnovu izmerenih i obrađenih rezultata, maksimalne amplitude početnih geometrijskih imperfekcija iznose: $\delta_v = L/3562$ i $\delta_u = L/3834$ za hladnooblikovane ugaonike, $\delta_v = L/4141$ i $\delta_v = L/4830$ za vrućevaljane ugaonike i $\delta_v = L/4250$ i $\delta_u = L/1871$ za laserski zavarene ugaonike. Amplitude početnih geometrijskih imperfekcija imaju znatno niže vrednosti od proizvodne tolerancije definisane standardom EN 1090-2 [14] prema kome su one ograničene na $L/750$. Maksimalno obrtanje poprečnog preseka normirano po dužini ni u jednom od hladnooblikovanih uzoraka ne prelazi graničnu vrednost definisanu u EN 10162 [15] koja iznosi 1°/m. Maksimalni dopušteni otklon za vrućevaljane L profile čija dimenzija kraka nije veća od 100 mm prema EN 10056-2 [16] ograničena je na 1 mm što je veće od izmerenih vrednosti kod testiranih uzoraka.

4. MERENJE ZAOSTALIH NAPONA

Merenje veličine i raspodele zaostalih napona izvršeno je na jednom vrućevaljanom i jednom laserski zavarenom uzorku ravnokrakog L preseka nominalnih dimenzija 100 × 100 × 10 mm. Materijal ispitanih L profila je austenitni nerđajući čelik EN 1.4301. Merenje je sprovedeno primenom destruktivne metode sečenja na sobnoj temperaturi, po proceduri opisanoj u publikovanom radu koja opisuje merenja zaostalih napona na L profilima od ugljeničnog čelika [17]. Ova metoda merenja zaostalih napona podrazumeva sečenje materijala tehnologijom vodenog mlaza, u toku koga se, vodonepropusnim mernim trakama, kontinuirano snimaju dilatacije. Tehnologija sečenja vodenim mlazom prigodna je za ispitivanje zaostalih napona, jer se mogu vršiti precizni rezovi bez promene naponskog stanja u zoni reza usled zagrevanja materijala koji se seče. Prilikom sečenja dolazi do relaksacije materijala u zoni reza koji je napregnut uravnoteženim zaostalim naponima. Primenom Hukovog zakona, na osnovu izmerenih dilatacija, sračunavaju se naponi relaksacije koji predstavljaju zaostale napone.

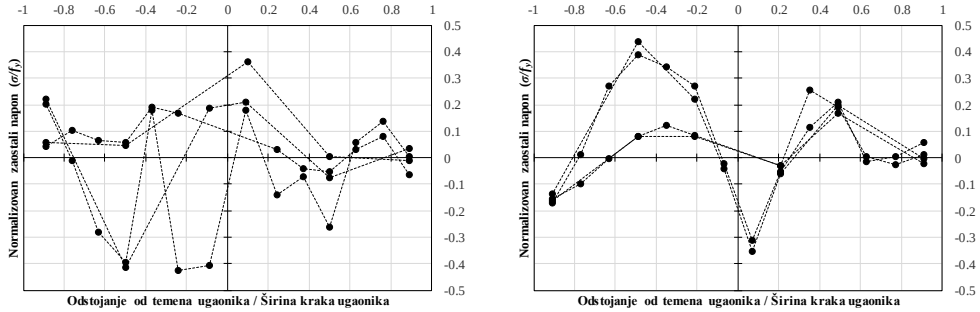


Slika 5 – Dimenzija i položaj mernih traka i rezova za ispitivanje zaostalih napona kod vrućevaljanog uzorka [12]

Na slici 5 prikazan je raspored mernih traka i dimenzije vrućevaljanog uzoraka za ispitivanje zaostalih napona. Dužina ispitanog dela uzorka iznosi 600 mm, koji je od kraja elementa udaljen 300 mm sa obe strane kako bi se neutralisao efekat kraja uzorka. Za merenje dilatacija prilikom ispitivanja korišćene su vodonepropusne merne trake WFLA-3-17-3LDBB-F širine 3 mm. Merne trake su postavljene i sa spoljne i sa unutrašnje strane kraka L profila. Dodatno su postavljene kontrolne merne trake sa suprotne strane poprečnog reza. Za merenje dilatacija u toku ispitivanja kod uzorka vrućevaljanog L profila postavljeno je ukupno 38 mernih traka, dok je kod laserski zavarenog uzorka broj mernih traka iznosio 40.

Slika 6 – Uzorci u toku i nakon ispitivanje zaostalih napona [12]

Ispitivanje sečenjem vodenim mlazom uzoraka sprovedeno je u pogonu za sečenje kompanije "Limar" u Beogradu pod kontrolisanim uslovima temperature vazduha. Najpre je izvrešen poprečni rez, kojim je praktično uzorak podeljen na dva dela, što je izazvalo relaksaciju napona. Nakon poprečnog, izvršeni su podužni rezovi dužine 40 mm sa obe strane svake merne trake. U cilju anuliranja uticaja eventualne promene temperature postavljena je i merna traka za kompenzaciju, koja se nalazila na limu od istog materijala u neposrednoj blizini uzorka tokom ispitivanja. Stanje dilatacija u mernim trakama beleženo je na akvizicionom uređaju MGC+ proizvođača HBM u toku čitavog postupka ispitivanja, kao i 30 minuta nakon poslednje aktivnosti sečenja. Treba naglasiti da je tokom poprečnog reza zabeležen značajno veći prirast dilatacija u odnosu na dilatacije izmerene za vreme podužnih rezova. Na slici 6 prikazan je uzorak u toku poprečnog reza i nakon ispitivanja.



a) Uzorak vrućevaljanog ugaonika b) Uzorak laserski zavarenog ugaonika

Slika 7 – Raspored zaostalih napona u uzorcima

Vrednosti zaostalih napona, normalizovane naponom na granici razvlačenja, prikazane su u funkciji normalizovane koordinate širine kraka L profila na slikama 7a i 7b za vrućevaljani i laserski zavareni uzorak, respektivno. Na prikazanim dijagramima naponi zatezanja imaju pozitivne vrednosti, a naponi pritiska imaju negativne vrednosti. Raspodela zaostalih napona kod vrućevaljanog uzorka praćena je rasipanjem vrednosti bez uočenog trenda. Za razliku od vrućevaljanog, kod laserski zavarenog uzorka distribucija upućuje na prediktivni model za vrućevaljane ravnokrake L profile od ugljeničnog čelika sa rapodelom zaostalih napona kroz tri tačke [18].

5. ZAKLJUČCI

Strukturne imperfekcije imaju bitnu ulogu u nosivosti pojedinačnih elemenata na izvijanje. Veličina i raspored početnih geometrijskih imperfekcija i zaostalih napona kod stubova L preseka ključni su za numeričke simulacije sprovedenih eksperimentalnih ispitivanja, razvoj numeričke parametarske analize i izvođenje zaključka o njihovom ponašanju i graničnim nosivostima.

Merenje početnih geometrijskih imperfekcija predstavlja multidisciplinarnu aktivnost koja zahteva savremene tehničke resurse. Merenje početnih geometrijskih imperfekcija na ukupno 48 uzorka hladnooblikovanih, vrućevaljanih i laserski zavarenih L profila je pokazalo da su maksimalne vrednosti manje od proizvodnih tolerancija.

Nedostatak rezultata istraživanja u oblasti merenja zaostalih napona kod L profila od nerđajućeg čelika čini ovaj segment istraživanja veoma značajnim. Raspored zaostalih napona izmernih na laserski zavarenom uzorku odgovaraju raspodeli zaostalih napona prema prediktivnom modelu kroz tri tačke. Izmereni zaostali naponi dobijeni u ovom ispitivanju kod vrućevaljanih i laserski zavarenih L profila pokazuju veće vrednosti u odnosu na zaostale napone kod ekvivalentnih poprečnih preseka od ugljeničnog čelika.

ZAHVALNOST

Ovo istraživanje podržano je od strane Ministarstvo prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Vlade republike Srbije u okviru projekta 200092.

Za podršku u istraživanju autori se zahvaljuju kompanijama Montanstahl ag Switzerland, Vetroelektrane Balkana Beograd, Armont SP Beograd, Institutu IMS, Institutu za materijale i konstrukcije Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu, ConPro Novi Sad, Energoprojekt Industrija AD Beograd, Vekom Geo Beograd, CO-Designing, Peri Oplate Beograd, North Engineering Subotica, Amiga Kraljevo, Mašinoprojekt kopring AD Beograd, Sika Beograd, DvaD Solutions Beograd i Soko Inžinjering Beograd.

LITERATURA

[1] Zhang L, Tan K. H, Zhao O.: Experimental and numerical studies of fixed-ended cold-formed stainless steel equal-leg angle section columns, Eng. Struct., vol. 184, pp. 134–144, 2019.

[2] Liang Y, Jeyapragasam V.V.K, Zhang L, Zhao O.: Flexural-torsional buckling behaviour of fixed-ended hot-rolled austenitic stainless steel equal-leg angle section columns, J. Constr. Steel Res., vol. 154, pp. 43–54, 2019.

[3] Sarquis F.R., de Lima L.R.O, da S Vellasco P.C.G, Rodrigues M.C.: Experimental and numerical investigation of hot-rolled stainless steel equal leg angles under compression, Thin-Walled Struct., vol. 151, 2020.

[4] Sirqueira A. da S, da S Vellasco P.C.G, de Lima L. R. O, Sarquis F.R.: Experimental assessment of stainless steel hot-rolled equal legs angles in compression," J. Constr. Steel Res., vol. 169, 2020.

[5] Zhang L, Liang Y, Zhao O.: Experimental and numerical investigations of pin-ended hot-rolled stainless steel angle section columns failing by flexural buckling, Thin-Walled Struct., vol. 156, 2020.

[6] Dobrić J, Filipović A, Marković Z, Baddoo N.: Structural response to axial testing of cold-formed stainless steel angle columns, Thin-Walled Struct., vol. 156, 2020.

[7] www.montanstahl.com

[8] Dobrić J, Filipović A, Baddoo N, Marković Z, Buđevac D.: Design procedures for cold-formed stainless steel equal-leg angle columns, Thin-Walled Struct., 2020.

[9] Rasmussen K.J.R, Hancock G.J.: Design of cold-formed stainless steel tubular members I: Columns, J. Struct. Eng., ASCE 119 (8) (1993) 2349–2367.

[10] Gardner L, Nethercot D.A.: Numerical modeling of stainless steel structural components a consistent approach, J. Struct. Eng., ASCE 130 (10) (2004) 1586–1601.

[11] EN 10088-4: Stainless steels - Part 4: Technical delivery conditions for sheet/plate and strip of corrosion resisting steels for construction purposes. Brussels, Belgium, CEN 2009.

[12] Filipović A, Dobrić J, Baddoo N, Može P.: Experimental response of hot-rolled stainless steel angle columns, Thin-Walled Struct., submitted for publication.

[13] Filipović A, Dobrić J, Buđevac D, Fric N, Baddoo N.: Experimental response of laser-welded stainless steel angle columns, Thin-Walled Struct., submitted for publication.

[14] EN 1090-2: Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures. Brussels, Belgium, CEN 2008.

[15] EN 10162: Cold rolled steel sections – Technical delivery conditions – Dimensional and cross-sectional tolerances. Brussels, Belgium, CEN 2003.

[16] EN 10056-2: Structural steel equal and unequal leg angles – Part 2: Tolerances on shape and dimensions. Brussels, Belgium, CEN 1998.

[17] Može P, Cajot L G, Sinur F, Rejec K, Beg D. Residual stress distribution of large steel equal leg angles. Engineering Structures 2014;7:35–47.

[18] ECCS. Manual on stability of steel structures. European Convention for Constructional Steelwork; 1976.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-42 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Zoran Mišković[1], Siniša Savatović[2], Marko Popović[3], Marina Latinović[4]

ODREĐIVANJE PRIGUŠENJA I MODALNIH KARAKTERISTIKA MODELA NOSAČA PRIMENOM WAVELT TRANSFORMACIJE

Rezime:

U radu je prikazano eksperimentalno određivanje prigušenja i frekventnih karakteristika modela čelične grede statičkog sistema grede sa dva prepusta. Izvršeno je merenje vertikalnih ubrzanja u tačkama u osi nosača sa odgovarajućom analizom registrovanih zapisa ubrzanja primenom Wavelet transformacije sa ciljem određivanja prigušenja i modalnih karakteristika modela grede.

Ključne reči: Wavelet transformacija, prigušenje, frekvencije, modalna analiza

DETERMINATION OF DAMPING AND MODAL PROPERTIES OF BEAM MODEL BY APPLICATION OF WAVELET TRANSFORM

Summary:

The paper presents the experimental determination of damping and frequency characteristics of a steel beam model with two overhangs. The measurement of vertical accelerations at points along the beam axis were performed with consequent post processing of measured accelerations using the Wavelet transform in order to extract damping and modal properties of the beam model.

Key words: Wavelet transform, Damping, Frequency, Modal analysis

[1] *Vanredni profesor, dr, дипл.инж.грађ., Грађевински факултет Универзитета у Београду, Булевар краља Александра 73 , mzoran@imk.grf.bg.ac.rs*
[2] *Asistent student doktorkih studija, маст.инж.грађ., Грађевински факултет Универзитета у Београду, Булевар краља Александра 73, sinisa@imk.grf.bg.ac.rs*
[3] *Samostalni stručni saradnik, маст.инж.грађ., Грађевински факултет Универзитета у Београду, Булевар краља Александра 73, mpopovic@imk.grf.bg.ac.rs*
[4] *Asistent student doktorkih studija, маст.инж.грађ., Arhitektonsko-građevinsko-geodetski fakultet Univezitета у Бањој Луци, mar.latinovic@gmail.com*

1. UVOD

Da bi odgovor nekog dinamičkog sistema usled pobude mogao da se odrediti ili predvidi, potrebno je poznavati, osim karakteristika same pobude, i dinamičke karakteristike tog sistema, a to su kružna frekvencija (ω), period oscilovanja (T) i tehnička frekvencija (f). Parametri koji ih određuju su masa (m), krutost (k) i prigušenje (c). Prigušenje je mnogo teže odrediti od prethodna dva parametra i često se pretpostavlja u zavisnosti od vrste materijala, tipa dinamičkog sistema – konstrukcije, nivoa opterećenja i oštećenja konstrukcije ili konstruktivnog elementa ili se pak, uzima kao funkcija (k) i ili (m). U ovom radu je primenjena Wavelet transformacija (*WT-tranformacija*) zapisa ubrzanja u pravcu upravnom na osu ispitivanog konstruktivnog elementa, kako bi se pokazala pogodnost takve transformacije za eksperimentalno određivanje prigušenja.

Generalno, prigušenje se može podeliti na viskozno i histerezisno [1,2], ali postoje i autori koji su formirali detaljniju podelu, i to na viskozno, Kulonovo i histerezisno [3]. Viskozno prigušenje je proporcionalno brzini i može se, u određenim slučajevima formirati kao ekvivalentno viskozno prigušenje, jer se tokom disipacije energije, usled dejstva dinamičkog opterećenja simultano javlja više različitih tipova prigušenja [1]. Kvantifikacija prigušenja se može izraziti u različitim oblicima kao *loss factor* (η), *damping ratio* (ζ)-relativno prigusenje, *logaritmic decrement (Δ), quality fakctor(Q)* i *specific damping energy (D)* [4], a u radu će biti korišćeno relativno prigušenje (ζ), kao mera viskoznog prigušenja.

U radu [5] je prikazan jedan od načina eksperimentalnog određivanja frekventnih karakteristika modela nosača primenom *Fourier*-ove transformacije (*FT*). Prigušenje bi moglo u tom slučaju da se odredi nekom metodom koja se zasniva na tumačenju registrovanih zapisa u frekventnom domenu, npr. 3-dB metod. Nije ga moguće u vremenskom domenu odrediti, jer se *Fourier*-ovom transformacijom signala dobija samo podatak o postojanju pojedinih frekvencija sa odgovarajućim amplitudama, ali ne i podatak o tome kako se amplitude sa određenim frekvencijama menjaju kroz vreme [6]. Drugim rečima, *Fourier*-ova transformacija nije pogodna za analizu nestacionarnih signala. Primenom *Short time Fourier* - transformacije (*STFT*), kada se vremenski domen zapisa podeli u kratke intervale i tad primeni *FT*, taj problem se može rešiti u određenoj meri. Tada postoji problem u rezoluciji, u vremenskom i frekventnom domenu koji sledi Hajzenbergov princip neodređenosti [6,7]. Dakle, nije moguće znati podatak o tome koja frekvencija postoji u kom vremenskom trenutku, već koji opseg frekvencija postoji u kom vremenskom intervalu i proizvod tih intervala ne može biti manji od određene vrednosti. *WT* transformacijom se dobijaju mnogo bolji rezultati od *STFT* transformacije zbog toga što *WT* ima promenljivu vremensku rezoluciju (promenljive vremenske intervale), za razliku od *STFT* koja ima konstantnu. Promenljiva vremenska rezolucija znači da se više frekvencije prikazuju sa boljom vremenskom rezolucijom, a niže frekvencije prikazuju sa boljom frekvencijskom rezolucijom [6,7].

Kao što je već napisano, prigušenje, o kome je reč, može da se odredi analizom zapisa signala u vremenskom i frekventnom domenu, ali i kombinovano. Postoji više metoda zasnovanih na *WT* transformaciji kao što su *'cross-section metod*', *'impulse response function*', *'wavelet ridges and sceleton of the WT"* metod, itd.[1]. U ovom radu je korišćen prvi metod. Poslednji od nabrojana tri metoda daje, u konkretnom slučaju, iste rezultate kao prvi, jer razmatrane svojstvene frekvencije zadržavaju iste vrednosti tokom vremena.

2. KRATAK OSVRT NA WAVELET TRANSFORMACIJU

Osnovna ideja potiče od *Fourier*-ove ideje da se svaka 2π periodična i integrabilna funkcija može prikazati kao suma prostih trigonometrijskih funkcija. U slučaju *WT* transformacije, koja je takođe linearna, funkcija koja ima konačnu energiju se može predstaviti sumom kratkih – vremenski ograničenih periodičnih funkcija – talasića $\psi_{a,b}(y)$.

$$\text{Uslov: } \int_{-\infty}^{+\infty} |y(t)|^2 dt < \infty; \qquad \text{Talasić: } \psi_{a,b}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right); a > 0 \tag{1}$$

gde je:

$y(t)$ registrovani zapis,

a, b parametri koji definišu skaliranje i vremensko pomeranje talasića.

Kada se izabere osnovni talasić – *mother wavelet*, onda se takva funkcija skalira parametrom a (koji je u vezi sa frekvencijom talasića) i pomera po vremenskoj osi b, od početka do kraja trajanja signala. Za svaki položaj talasića vrši se integracija duž celog registrovanog zapisa $y(t)$. Matematički se *WT* transformacija može predstaviti na sledeći način:

$$WT_y(a,b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{+\infty} y(t) \cdot \overline{\psi}\left(\frac{t-a}{b}\right) dt \tag{2}$$

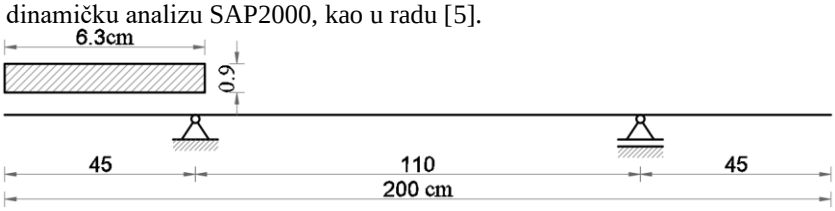
gde je:

$\overline{\psi}$ funkcija koja je konjugovano-kompleksna funkciji ψ .

Izraz (2) označava kontinualnu *wavelet* transformaciju u opštem obliku. U radu će biti korišćen *Morse wavelets* familija funkcija, a proračun je izveden u programskom jeziku Matlab korišćenjem funkcije *cwt* – continuous wavelet transform. Proračun se vrši u konačnom broju tačaka i funkcija u Matlab-u je diskretizovana verzija kontinualne transformacije [6].

3. PRORAČUN MODALNIH KARAKTERISTIKA

Proračun modalnih karakteristika je izvršen metodom konačnih elemenata u programu za statičku i dinamičku analizu SAP2000, kao u radu [5].

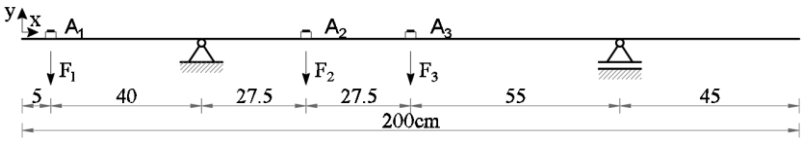


Slika 1 – Dispozicija analiziranog grednog nosača

Vrednosti dobijenih svojstvenih frekvencija su prikazane u Tabeli 1. Model je podeljen na 42 konačna elementa (frame - elements). Sa povećanjem broja konačnih elemenata dobija se neznatno veća tačnost posmatranih modalnih karakteristika.

4. EKSPERIMENTALNO ODREĐIVANJE MODALNIH KARAKTERISTIKA

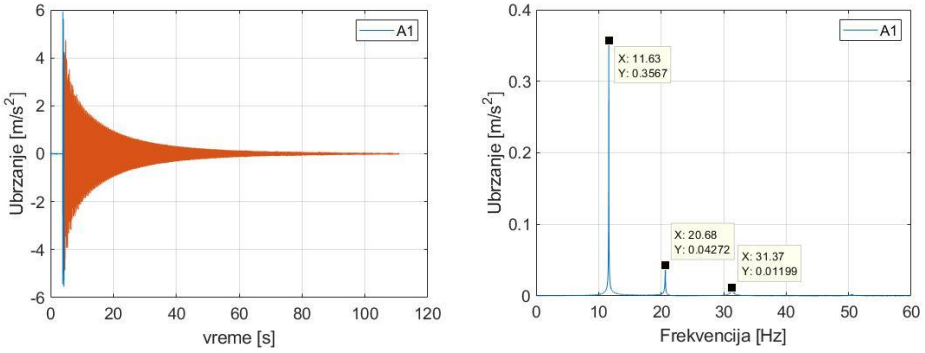
Pobuda je vršena tako što je nosač opterećen jednom silom F_1. Nakon stabilizacije pomeranja, isti je naglo rasterećen presecanjem konca preko koga je opterećenje bilo vezano za nosač. Tako nastale vibracije registruju akcelerometri (Silicon Designs 2210-002) na položajima kao na Slici 2. Taj postupak je ponovljen 3 puta radi dobijanja pouzdanijih podataka i to za dva nivoa opterećenja. Takođe, ceo taj postupak je ponovljen na mestu 2 (sila F_2), i na kraju na mestu 3 (sila F_3).



Slika 2 – Položaj akcelerometara tokom eksperimenta

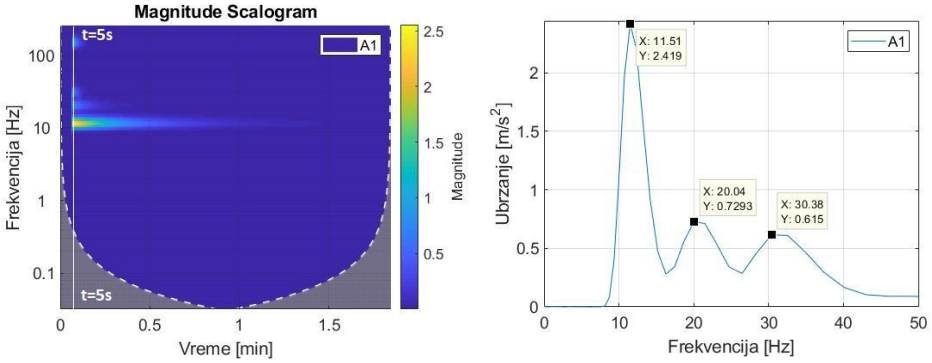
4.1. EKSPERIMENTALNO ODREĐIVANJE SVOJSTVENIH FREKVENCIJA

Primenom brze *Fourier*-ove transformacije zapisa na Slici 3 levo (*FFT* funkcija u Matlab-u) dobijaju se vrednosti kao na Slici 3 desno (analiziran je deo zapisa ubrzanja od t=5s do kraja zapisa da bi bio što više otklonjen uticaj same pobude t=3.8s, a sa druge strane, da bi zapis bio dovoljno dugačak zbog pouzdanosti podataka koji slede daljom analizom tog zapisa). Primenom *WT* transformacije (*cwt* – funkcija u Matlab-u) dobijaju se vrednosti kao na Slici 4 levo. Na Slici 4 desno se vide pobuđene frekvencije u trenutku t=5s. Moguće je izabrati bilo koji trenutak nakon pobude, a usvojen je trenutak t=5s jer je dovoljno udaljen od pobude, a registrovane vrednosti su pouzdane jer su daleko veće od onih minimalnih koje instrument može registrovati. Za *WT* transformaciju analiziran je ceo registrovani zapis ubrzanja.



Slika 3 – Zapis registrovanih ubrzanja na mestu A_1 i frekventni domen tog signala dobijen FFT analizom usled delovanja sile F_2=0.015kN

Brzina uzorkovanja signala je $f_s = 600Hz$ a frekvencijska rezolucija *FFT* analize je konstantna i iznosi:



Slika 4 – WT transformacija usled delovanja sile F_2=0.015kN

$$\Delta f = \frac{f_s}{N} = 600/62758 \approx 0.0096 Hz \tag{3}$$

gde je:

N broj registrovanih podataka koji varira u granicama koje zavise od dužine trajanja signala. Frekventna osa (pseudo frekvencije) se formira kao količnik frekvencije osnovnog talasića ($F_c = 2^{8.124}$ [Hz]) i faktora skaliranja a koji ima vrednosti $2^{i/10}, i = 1,2,3...$

Na slikama 3 i 4 su prikazani dijagrami samo za zapis akcelerometra A_1. Diskretna funkcija zapisa u frekventnom domenu, na mestima A_2 i A_3 je afina prikazanim dijagramima, samo sa različitim vrednostim amplituda.

4.2. EKSPERIMENTALNO ODREĐIVANJE PRIGUŠENJA

Na slikama 3 desno i 4 se vidi da su registrovane prve tri svojstvene frekvencije, $n = 1,2,3$ .Za prve tri svojstvene frekvencije, Tabela 1, određena su relativna prigušenja. Posmatrana su ubrzanja samo za svojstvene frekvencije. Matematički, te oscilacije se mogu predstaviti na sledeći način:

$$y_{A1,n}(t) = A_{A1,n} \cdot e^{-\varsigma_n \omega_n \cdot t} \cdot \sin(\sqrt{1-\varsigma_n^{\,2}} \cdot \omega_n \cdot t + \varphi_n); \tag{4}$$

gde su:

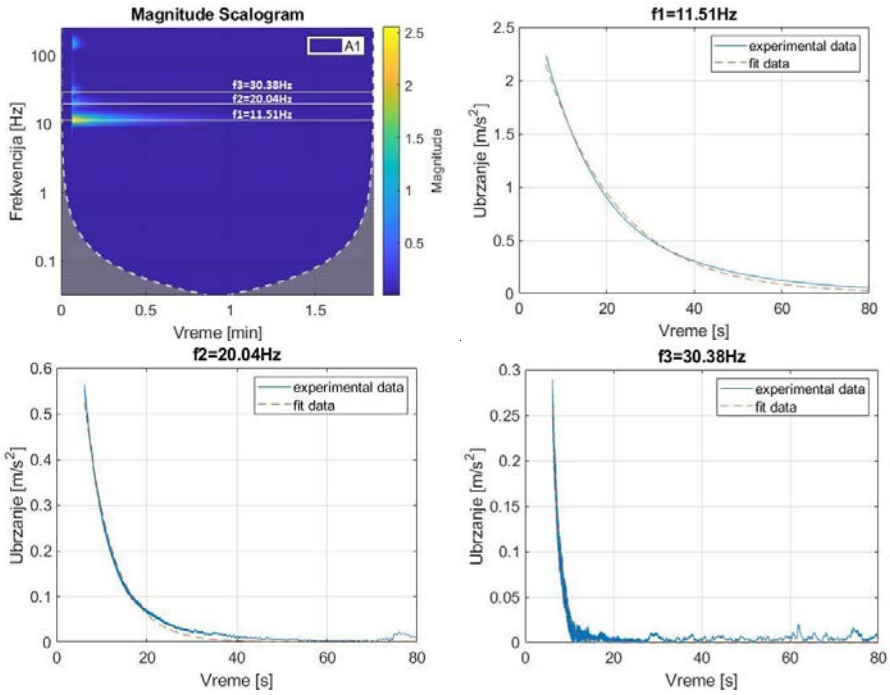
ω_n, ς_n kružna frekvencija i prigušenje za *n*-tu svojstvenu frekvenciju,

$A_{A1,n}$ amplituda oscilovanja na mestu akcelerometra A_1 za *n*-tu svojstvenu frekvenciju,

$\varphi_n = arctg \dfrac{\mathrm{Im}\{WT_y(a_n,b)\}}{\mathrm{Re}\{WT_y(a_n,b)\}}$ fazni zaostatak *n*-tu svojstvenu frekvenciju.

Analogno, oscilacije na mestima akcelerometara A_2 i A_3 se mogu prikazati kao i u izrazu (4), samo sa odgovarajućim amplitudama. Za prigušenje je potrebno posmatrati samo članove koji množe trigonometrijsku funkciju u izrazu (4):

$$A_1(t)_n = A_{A1,n} \cdot e^{-\varsigma_n \omega_n \cdot t} \tag{5}$$



Slika 5 – Relativno prigušenje za pojedine forme osvilovanja usled delovanja sile F_2=0.015kN

Sa druge strane, moguće je eksperimentalno odrediti amplitude oscilovanja $A_1(t)_n$ *WT* transformacijom kao apsolutnu vrednost kompleksnih koeficijenata:

$$A_1(t)_n = |WT_y(a = a_n, b)| = \sqrt{\mathrm{Re}\{WT_y(a_n, b)\}^2 + \mathrm{Im}\{WT_y(a_n, b)\}^2} \quad (6)$$

Dakle, potrebno je aproksimirati grafik funkcije definisan u vremenskom domenu (experimental data – Slika 5) jednačinom (7) - (fit data) na Slici 5, funkcijom eksponencijalnog oblika:

$$A_1(t)_n = A_n \cdot e^{-B_n \cdot t}; \quad (7)$$

Parametri A_n i B_n se mogu odrediti metodom najmanjih kvadrata ili se može iskoristiti funkcija - *fit* u Matlab-u, kao što je u ovom radu urađeno. Parametar B_n je jednak:

$$B_n = \varsigma_n \cdot \omega_n = \varsigma_n \cdot 2\pi \cdot f_n \Rightarrow \varsigma_n = \frac{B_n}{2\pi \cdot f_n} \cdot 100[\%] \quad (8)$$

Na osnovu jednačine (8) određeno je relativno prigušenje nosača koje odgovara svojstvenim frekvencijama za I, II i III formu oscilovanja usled delovanja sila na različitim mestima (F_1, F_2, i F_3) i za dva nivoa opterećenja (1 i 1,5kg). Sve vrednosti su prikazane u Tabeli 2.

4.3. EKSPERIMENTALNO ODREĐIVANJE FORMI OSCILOVANJA

Potrebno je posmatrati oscilacije tačaka na mernim mestima A_1, A_2 i A_3 istovremeno, i to samo za frekvencije koje odgovaraju svojstvenim frekvencijama. Oscilacije tačaka na mernim

mestima 1, 2 i 3, videti Sliku 2, se mogu dobiti na osnovu izraza (4). Ako se posmatraju odnosi amplituda u određenom vremenskom trenutku npr. 5s, za posmatrana tri merna mesta, kao i njihovi fazni zaostaci, mogu se dobiti forme oscilovanja, kao u radu [5]. Korišćenjem simetrije i antisimetrije eksperimentalnim putem su dobijene forme oscilovanja na celom nosaču.

5. REZULTATI MERENJA

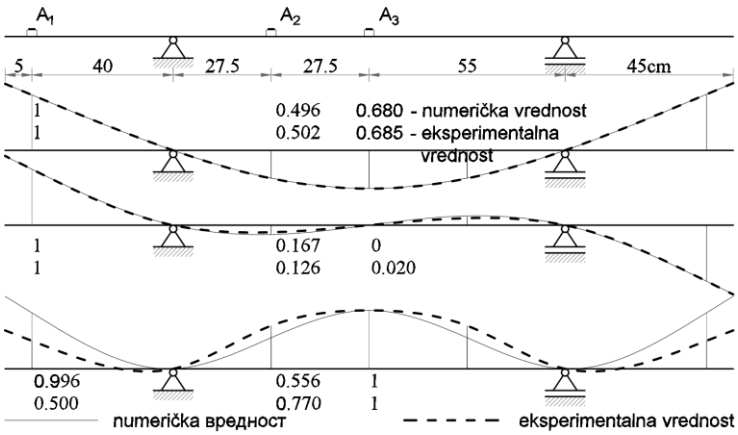
Dobijene vrednosti svojstvenih frekvencija numerički, *Wavelet* – transformacijom i *Fourier*-ovom transformacijom su prikazane u Tabeli 1. Posmatrjaući eksperimentalne podatke - frekvencije, za svaku pobudu (1, 2 i 3) i na svakom mernom mestu (A1, A2 i A3) dobijaju se vrednosti čije su međusobne razlike zanemarljive, zato je i prikazana po jedna vrednost za svaku formu oscilovanja za *FFT* i *WT*. Vrednosti frekvencija dobijene *FFT* i *WT* transformacijom odstupaju jedne od drugih zbog različitih frekventnih rezolucija, zbog drugačijeg načina aproksimacije posmatranih zapisa, korišćenja drugačije baze osnovnih funkcija pri toj aproksimaciji... Sa druge strane, eksperimentalne vrednosti odstupaju od numeričkih vrednosti zbog razlika u fizičkom i numeričkom – matematičkom modelu.

Tabela 1 -Vrednosti svojstvenih frekvencija- akcelerometri A1, A2 i A3

	Numerički Hz	***FFT [Hz]***	***WT [Hz]***
I	***11.54***	***11.63***	***11.51***
II	***21.45***	***20.68***	***20.04***
III	***37.09***	***31.37***	***30.38***

Tabela 2 – Relativno prigušenje ζ[%] – akcelerometar A1

		F_1 1[kg]	***F_2 1[kg]***	***F_3 1[kg]***	***F_1 1.5[kg]***	***F_2 1.5[kg]***	***F_3 1.5[kg]***
I foma oscilovanja	***1***	*0.119*	*0.078*	*0.086*	*0.079*	*0.092*	*0.089*
	2	*0.110*	*0.075*	*0.089*	*0.086*	*0.083*	*0.085*
	3	*0.101*	*0.079*	*0.091*	*0.081*	*0.082*	*0.099*
	Sr.vr.	***0.11***	***0.077***	***0.089***	***0.082***	***0.086***	***0.091***
	St.dev.	***0.009***	***0.002***	***0.003***	***0.004***	***0.006***	***0.007***
II forma oscilovanja	***1***	*0.168*	*0.135*	*0.040*	*0.346*	*0.121*	*0.125*
	2	*0.168*	*0.143*	*0.010*	*0.340*	*0.127*	*0.020*
	3	*0.194*	*0.136*	*0.110*	*0.344*	*0.134*	*0.074*
	Sr.vr.	***0.177***	***0.138***	***0.053***	***0.343***	***0.127***	***0.073***
	St.dev.	***0.015***	***0.004***	***0.051***	***0.003***	***0.006***	***0.005***
III forma oscilovanja	***1***	*0.531*	*0.331*	*0.478*	*0.633*	*0.365*	*0.561*
	2	*0.497*	*0.272*	*0.375*	*0.603*	*0.321*	*0.468*
	3	*0.687*	*0.297*	*0.416*	*0.761*	*0.3419*	*0.493*
	Sr.vr.	***0.572***	***0.300***	***0.423***	***0.666***	***0.343***	***0.507***
	St.dev.	***0.101***	***0.030***	***0.052***	***0.084***	***0.022***	***0.048***



Slika 6 – Forme oscilovanja usled delovanja sile F_2=0.015kN

Posmatrani načini pobude nosača su izazvali odgovor istog, koji u svom sastavu sadrži primetno samo prve tri forme oscilovanja pa se ne može iz datih podataka zaključiti da li postoji trend povećanja odstupanja eksperimentalnih od numeričkih vrednosti sa povećanjem vrednosti svojstvenih frekvencija.

Zbog postojanja izvesnog nivoa trenja na mestu oslonaca, u radu [5] su dobijena odstupanja u odnosu na ovde prikazane numeričke vrednosti, ali ta odstupanja nisu značajna.

U tabeli 2 su prikazane vrednosti relativnih prigušenja dobijenih za različite pobude, za različita mesta i nivoe opterećenja. Prikazane su i srednje vrednosti i standardne devijacije za ponovljena merenja (1,2 i 3). Posmatrane su samo vrednosti registrovanih zapisa na mestu A_1, jer na tom mestu postoje oscilacije za svaku od posmatrane tri forme oscilovanja. Za druga dva merna mesta, za istu pobudu, se dobijaju identične vrednosti.

6. ZAKLJUČAK

Prigušenje je parametar koji je osetljiv na šum u zapisu-signalu, nivo i način pobude i potrebno je izvršiti više različitih merenja, pri različitim nivoima opterećenja kako bi se stekao bolji uvid u nivo prigušenja u posmatranoj konstrukciji.

Generalno, za veće nivoe oterećenja dobijaju se veće vrednosti prigušenja. Može se primetiti da je rasipanje rezultata manje, odnosno pouzdaniji su podaci dobijeni za forme oscilovanja koje su više pobuđene, kao što je prvi ton u konkretnom slučaju. Zbog frekvencijske rezolucije *WT* transformacije, odstupanje oblika oscilovanja je najveće za treći ton a najmanje za prvi, Slika 6. Zbog toga što nisu primetno registrovane više frekvencije, ne može se zaključiti kakva je veza numeričkih i eksperimentalnih, tih viših formi oscilovanja.

Primenom *WT* transformacije na posmatrani zapis ubrzanja dobija se dekompozicija istog u prostoru: vreme-frekvencija-amplituda. Ovakva analiza opisuje ponašanje prigušenja kroz vreme za sisteme sa jednim ili više stepeni slobode, ali podrazumeva da se koriste zapisi slobodnih prigušenih oscilacija, što nije uvek izvodljivo pogotovo kada se određivanje prigušenja vrši za realne konstrukcije, i to zbog načina bobude.

Za određivanje sopstvenih frekvencija oscilovanja nosača je bio dovoljano postaviti samo jedan akcelerometar, npr. na mestu A1 i dobijeni podaci ne zavise mnogo od vrste i nivoa pobude. Tačnost oblika oscilovanja zavisi od tačnosti i preciznosti određivanja frekvencija oscilovanja nosača i potreban broj akcelerometara zavisi od broja formi oscilovanja kojih treba odrediti. Primenjena *WT* transformacija ima manju frekvencijsku rezoluciju u oblasti druge i treće sopstvene frekvencije, pa su dobijene forme oscilovanja sa većim odstupanjem od vrednosti dobijenih numeričkim postupkom. Taj problem je moguće rešiti npr. primenom drugačijeg osnovnog talasića (*mother wavelet*) ili povećanjem brzine uzorkovanja signala.

ZAHVALNICA

Istraživanje prikazano u radu je sprovedeno u okviru naučnog projekta TR-36048: „Istraživanje stanja i metoda unapređenja građevinskih konstrukcija sa aspekta upotrebljivosti, nosivosti, ekonomičnosti i održavanja“ kojeg finansira Ministarstvo prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije. Autori se zahvaljuju Ministarstvu prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije za finansijsku podršku kroz projekat razvoja tehnologije TR-36048.

LITERATURA

[1] Staszewski W.J.: Identification of damping in mdof systems using time-scale decomposition. Jurnal of Sound and Vibration 1997; 203(5):283-305. http://dx.doi.org/10.1006/ jsvi.1996.0864.

[2] W. T. THOMSON 1993. *Theory of Vibration with Applications*. London. Chapman and Hall (fourth edition).67-74 str.

[3] M. Richardson, R. Potter: Viscous vs. Structural Damping in Modal Analysis. 46th Shock and Vibration Symposium, October 1975

[4] D. I. G. JONES 1987 in Shock and Vibration Handbook (editor C. M. Harris); New York: McGraw-Hill. Application of damping treatments (third edition), Chapter 37.

[5] Z. Mišković, S. Savatović: Uporedna analiza merenih i računskih modalnih oblika modela čeličnog nosača. V međunarodni simpozijum studenata doktorskih studija iz oblasti građevinarstva, arhitekture i zaštite životne sredine, 2019.

[6] R. Polikar: The wavelet Tutorial Second Edition Part I. Fundamental Concepts & An Overview of The Wavelet Theory.

[7] D. Radunović: Talasići (Wavelets). Akademska misao, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd 2005. ISBN 86-7466-190-4.

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-43 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Abel Duran[1]

UTICAJ COVID-19 NA ODŠTETNE ZAHTEVE ZA PRODUŽETAK ROKA I DODATNA PLAĆANJA U FIDIC USLOVIMA UGOVORA

Rezime:

Cilj ovog istraživanja je analiziranje praktičnih ugovornih problema izazvanih pandemijom virusa COVID-19, a koji se javljaju na građevinskim projektima ugovorenim u skladu sa FIDIC uslovima ugovora za izgradnju. Polazeći od pretpostavke da nijedna od strana u trenutku ugovaranja nije mogla predvideti ovakav događaj, u ovom radu autor će prikazati i razmotriti ključne ugovorne klauzule koje se mogu smatrati relevantnim za dokazivanje odštetnih zahteva za produžetak roka ili dodatna plaćanja.

Ključne reči: FIDIC, ugovor o građenju, odštetni zahtev, viša sila, spor

THE IMPACT OF COVID-19 ON CONSTRUCTION CLAIMS FOR ADDITIONAL TIME AND MONEY UNDER FIDIC CONTRACTS

Summary:

The aim of this research is to analyze the practical contractual problems that are arising as a consequence of COVID-19 pandemic and which occurs on construction projects contracted under FIDIC Conditions of Contract for Construction. Assuming that neither party could have foreseen such an event at the time of contracting, in this paper author will present and analyze key contractual clauses that may be considered relevant for proving claims for extension of time or additional payments.

Key words: FIDIC, construction contract, claim, force majeure, dispute

[1] *mast. inž. građ., asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. kralja Aleksandra 73, aduran@grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

Investicioni projekti u građevinarstvu predstavljaju svojevrstan izazov i obiluju rizicima i u slučajevima kada projektne aktivnosti nisu direktno izložene ekstremnim poremećajima kao što je to bio slučaj sa pandemijom virusa COVID-19[2]. Za dublju analizu i razumevanje ugovornih klauzula i štetnih uticaja koji se na projektima mogu javiti usled pandemije, neophodno je krenuti od definicije investicionih projekta [1]:

Investicioni projekat predstavlja kompleksan tehničko-tehnološki, organizacioni, finansijski i pravni poduhvat, koji se sastoji od skupa koordinisanih i kontrolisanih aktivnosti sa jasno definisanim početkom i krajem, čiji je cilj izgradnja, rekonstrukcija, modifikacija i/ili opremanje objekta ili objekata koji su potrebni vlasniku (investitoru). Iz prethodne definicije se jasno vidi da bi bilo pogrešno jedan građevinski projekat shvatiti samo u užem smislu i posmatrati ga kroz pripremu projektne dokumentacije i izvođenje radova na gradilištu. Često se investicioni projekat realizuje kroz više koordinisanih i kontrolisanih aktivnosti na više udaljenih lokacija, kao što su proizvodnja i nabavka kompleksnih fasadnih sistema, mašinskih instalacija, luksuznih materijala i sl. Kako je osnovni cilj investitora da se projekat završi za što kraće vreme, sa što manje utrošenih finansijskih sredstava i u najvećem mogućem kvalitetu, sve češći slučaj se da se na projektima angažuje i radna snaga iz inostranstva.

Kako ugovori o građenju mogu biti jako raznovrsni u zavisnosti od toga šta je predmet posla koji se ugovara, ko su učesnici na projektu i u kom delu sveta se projekat realizuje, često se u praksi, kao polazna osnova, koriste standardizovane forme ugovora. U ovom radu će kao osnova za analizu ključnih ugovornih klauzula, a koje se mogu smatrati relevantnim za dokazivanje odštetnih zahteva za produžetak roka ili dodatna plaćanja izazvanih pandemijom virusa COVID-19, biti korišćeni Uslovi ugovora za izgradnju iz 1999. godine[3] izdati od strane međunarodnog udruženja inženjera konsultanata FIDIC[4]. FIDIC-ovi opšti uslovi ugovora koncipirani su sa idejom da se na globalnom nivou definišu i utvrde uniformna pravila koja bi sadržala uobičajene elemente građevinskog posla [2], odnosno teže da izbalansiraju odgovornost učesnika u realizaciji projekta u odnosu na najpoznatije rizike, kako bi ugovorna cena i rokovi bili što realniji. U slučaju da se rizici ipak pojave, u ugovoru se unapred definišu procedure za njihovo rano uočavanje i obaveštavanje, beleženje stvarnih efekata, kvantifikovanje finansijskih i vremenskih posledica nakon prestanka dejstva rizika i što pravedniju raspodelu tih posledica [3].

Kako se pandemija virusa COVID-19 definitivno ne može smatrati rizikom koji je bilo koja od strana mogla predvideti u trenutku ugovaranja, pogrešno je razmišljanje da se samo analizom ugovornih klauzula koje se tiču više sile može odrediti ko snosi rizik uticaja pandemije i da li su odštetni zahtevi za produžetak roka i dodatna plaćanja opravdani ili ne. U slučaju da se nakon analize ugovornih klauzula utvrdi da postoji ugovorni osnov za potraživanje, autor naglašava da će pravi izazov za izvođača radova biti dokazivanje da je pandemija bila direktan uzrok kašnjenja, neefikasnosti ili uvećanja troškova izvođenja radova, odnosno izrada kvalitetnih studija analiza kašnjenja, dijagrama angažovanja resursa, proračuna dodatnih troškova i sl.

---

[2] *Coronavirus Disease 2019*

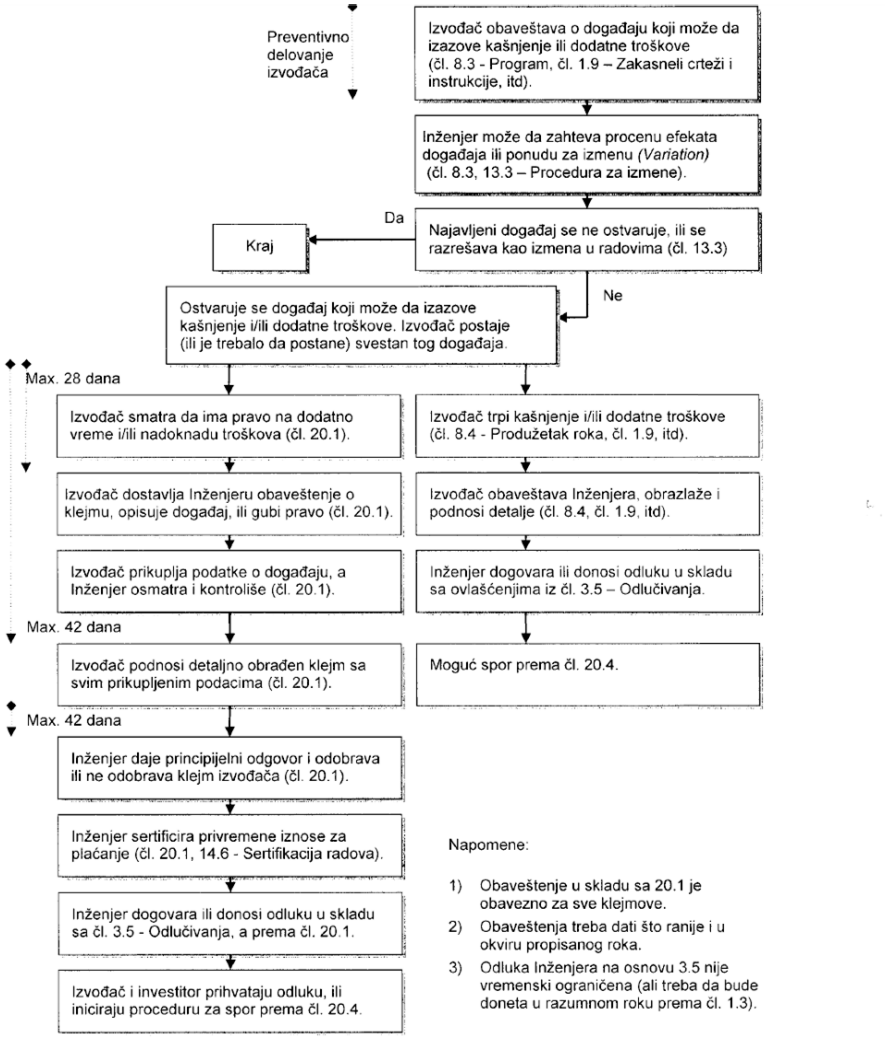
[3] *Conditions of Contract for Construction First Edition 1999 (Red Book)*

[4] *Fédération Internationale Des Ingénieurs-Conseils*

2. PROCEDURA ISPOSTAVLJANJA ODŠTETNOG ZAHTEVA

Pre nego što se izvrši detaljna analiza ugovornih klauzula i kako iste mogu biti iskorišćene u slučaju poremećaja u izvođenju radova izazvanih pandemijom virusa COVID-19, neophodno je prikazati najvažnije proceduralne zahteve i procese koji moraju biti ispunjeni kako bi izvođač, odnosno investitor, uopšte imali pravo na potraživanja za produžetka roka ili dodatna plaćanja.

Zbog obima rada u okviru ovog poglavalja neće biti detaljno analizirana kompletna procedura podnošenja odštetnog zahteva, već će ceo proces biti šematski prikazan u skladu sa detaljnom analizom koju je sproveo Brian Totterdil [4], a prilagodio Željko Popović.



Slika 1 – Procedura ispostavljanja odštetnog zahteva u skladu sa FIDIC uslovima ugovora [5]

3. RAZMATRANJE KLAUZULE VIŠE SILE

Po definiciji, rizikom se može smatrati svaki neizvestan događaj, koji ukoliko nastane, može imati pozitivan ili negativan efekat na bar jedan od ciljeva projekta (obim posla, vreme, troškovi, kvalitet, itd.) [3]. Opšta podela rizika na građevinskim projektima može se izvršiti na sledeći način [5]:

- Rizici pod kontrolom ugovornih strana,
- Rizici van kontrolne ugovornih strana,

pri čemu se pod rizicima pod kontrolom ugovornih strana smatraju rizici vezani za učesnike u poslu, prethodna iskustva, komunikaciju, koordinaciju, odstupanja od projekta, dinamiku izvršenja radova, specifičnosti lokacije za izgradnju i klimatske uslove. Dok se pod rizicima van kontrole ugovornih strana smatraju svi oni rizici prouzrokovani dejstvom više sile.

Viša sila se u okviru FIDIC-ovih uslova za izgradnju [6] definiše u okviru člana 19 (Viša sila), odnosno u pod-članu 19.1, kao a) izuzetan događaj ili okolnost koja je van kontrole ugovornih strana, b) koju ugovorna strana objektivno nije mogla da spreči pre sklapanja ugovora, c) koju nakon pojave ugovorna strana nije mogla da na razuman način izbegne ili savlada i d) koja se u bitnoj meri ne može pripisati drugoj ugovornoj strani. Takođe, u pod-članu 19.1 u stavkama od (i) do (v) se navodi i jasan spisak događaja koji se mogu i trebaju smatrati višom silom, ukoliko su uz to zadovoljeni svi opšti uslovi navedeni iznad. Ono što je interesantno za razmatranje u ovom radu jeste da se događaji poput epidemije ili pandemije ne nalaze na ovom spisku. Pored toga, na ovom spisku se ne nalaze jasno i precizno navedene ni bilo kakve odluke donete od strane državnih vlasti, a koje se tiču uvođenja vanrednog stanja, ograničenje kretanja, skraćivanja radnog vremena ili onemogućavanja slobodnog protoka ljudi, roba i usluga na međunarodnom nivou. Međutim, u okviru pod-člana 19.1 kaže se da se pojam više sile ne odnosi isključivo na događaje navedene u stavkama od (i) do (v), već da se višom silom može smatrati i neki specifičan događaj koji se ne nalazi na ovoj listi, a ukoliko zadovoljava sve opšte uslove više sile navedene u stavkama od (a) do (d) u okviru ovog pod-člana.

Da bi uopšte došle u situaciju da ispostave odštetni zahtev, bez obzira da li će događaj u kasnijim determinacijama ili u postupku rešavanja spora biti okarakterisan kao viša sila, neophodno je da se ugovorne strane strogo pridržavaju procedura i rokova navedenih u pod-članu 19.2 i pod-članu 19.3. Pod-član 19.2 jasno kaže da ukoliko je neka od ugovornih strana bila sprečena da izvršava svoje ugovorne obaveze zbog više sile ona je dužna da drugu ugovornu stranu obavesti o događajima ili okolnostima koje predstavljaju višu silu, uz navođenje obaveza koje ne može, ili neće moći, da izvrši. Ovakvo obaveštenje je neophodno poslati u roku od 14 dana od dana kada je ugovorna strana postala svesna, ili je trebalo da postane svesna relevantnog događaja ili okolnosti koje predstavljaju višu silu. Pod-član 19.3 predviđa da su ugovorne strane dužne da u razumnoj meri preduzmu sve neophodne akcije kako bi kašnjenja i dodatne troškove prouzrokovane dejstvom više sile svele na minimum. Važnost oda dva pod-člana se ogleda u tome što, bez obzira da li je događaj na kraju definisan kao viša sila i da li je bilo osnova za produžetak roka i/ili dodatna plaćanja, ukoliko ugovorna strana ne ispoštuje navedeni rok od 14 dana i ne preduzme sve što je u njenoj moći da minimalizuje štetne uticaje, može u potpunosti izgubiti osnov za podnošenje odštetnog zahteva.

Kako pandemija virusa COVID-19 može imati uticaja i na aktivnosti investitora i na aktivnosti izvođača, u nastavku će klauzula o višoj sili biti analizirana sa stanovišta izvođača i sa stanovišta investitora zasebno.

3.1 KLAUZULA VIŠE SILE SA STANOVIŠTA INVESTITORA

Ključne obaveze investitora čije izvršenje može biti sprečeno dejstvom više sile najčešće se tiču obezbeđenja svih neophodnih dozvola, licenci i odobrenja u skladu sa pod-članom 2.2, kao i obaveza obezbeđenja pristupa gradilištu u skladu sa pod-članom 2.1. Takođe, u praksi se često sreće situacija u kojoj investitor, u skladu sa pod-članom 4.20, obezbeđuje opremu i „besplatni materijal“ za potrebe izvođenja radova i nemogućnost ispunjenja ovih obaveza, ukoliko postoje, može biti još jedan od potencijalnih razloga za potraživanja od strane izvođača. Interesantno je napomenuti da je firma koja ima ulogu Inženjera, u skladu sa pod-članom 3.1, angažovana od strane investitora i u slučaju da zbog više sile nije u mogućnosti da vrši nadzor nad izvođenjem radova, investitor bi bio direktno odgovoran prema izvođaču za sve dodatne troškove i produžetak roka koji time mogu biti prouzrokovani.

Kako obe ugovorne strane, u skladu sa pod-članom 19.6, imaju pravo da raskinu ugovor ukoliko je izvođenje praktično svih radova koji su u toku onemogućeno u neprekidnom trajanju od 86 dana, odnosno višekratno u ukupnom trajanju od preko 140 dana usled više sile koja je bila predmet obaveštenja u skladu sa pod-članom 19.2, tada svaka ugovorna strana ima pravo da drugoj strani otkaže ugovor. Preporuka za investitora je da obaveštenje o dejstvu više sile uputi samo onda kada je stvarno i u velikoj meri onemogućen da ispunjava svoje ugovorne obaveze. Izdavanjem ovakvog obaveštenja investitor direktno priznaje postojanje više sile i otvara prostor za sva potencijalna potraživanja od strane izvođača, kao i odličnu priliku da izvođač raskine ugovor, posebno u slučaju kada je izvođač svestan da je bio u lošoj poziciji na projektu i pre dejstva više sile.

3.2 KLAUZULA VIŠE SILE SA STANOVIŠTA IZVOĐAČA RADOVA

Ključne obaveze izvođača čije izvršenje može biti sprečeno dejstvom više sile najčešće se tiču obaveza izvođača da pristupi izvođenju radova u najkraćem mogućem roku nakon datuma početka radova, u skladu sa pod-članom 8.1, kao i da završi radove u celini u roku za završetak radova, a u skladu sa pod-članom 8.2. Dva navedena pod-člana su prilično opšta i jednostavna, ali je za njihovo ispunjenje neophodno da izvođač ima na raspolaganju proizvodnu radnu snagu, ključno osoblje, građevinsku mehanizaciju, materijal i opremu, a što u uslovima pandemije može predstavljati nesavladivu prepreku. Tačnije, ukoliko je u zemlji izvođenja radova uvedeno vanredno stanje, ograničenje kretanje, skraćeno radno vremene ili onemogućen slobodan protok ljudi, roba i usluga na međunarodnom nivou, izvođač će imati velike poteškoće da ispuni svoje ugovorne obaveze prema investitoru.

Pod-član 19.4 predviđa da, ukoliko je izvođač dejstvom više sile sprečen da obavlja svoje ugovorne obaveze, a o čijoj je pojavi dao obaveštenje u skladu sa pod-članom 19.2, on ima pravo na produžetak roka i/ili dodatno plaćanje shodno pod-članu 20.1 (Potraživanja izvođača).

4. RAZMATRANJE OSTALIH RELEVANTNIH KLAUZULA

Po mišljenju autora izvođač nikako ne bi smeo da svoja potraživanja ograniči samo na dejstvo više sile, već da uvek teži tome da svoja potraživanja potkrepi i razlozima koji nisu striktno okarakterisani kao viša sila, ali se mogu javiti kao njen uzrok. U praksi, izvođači često, naivno verujući da je neki događaj sigurno viša sila, propuštaju da se pozovu i na ostale relevantne ugovorne klauzule i na taj način izgube pravo na produžetak roka i/ili dodatna plaćanja.

Neki od pod-članova koje bi izvođač trebao obavezno da razmotri i da o njima da odgovarajuće obaveštenje u skladu sa pod-članom 20.1 jesu, pre svega, pod-član 8.4 gde se navodi da izvođač ima pravo na produžetak roka usled nepredviđene nestašice osoblja ili dobara usled epidemije ili državnih mera. Takođe, u pod-članu 8.5 se jasno navodi da izvođač ima pravo na produžetak roka ukoliko je do kašnjenja došlo jer se izvođač strogo pridržavao postupaka uvedenih od strane državnih organa i ukoliko su ti organi odložili ili prekinuli radove izvođača. Izvođač može tražiti i dodatna plaćanja i produžetak roka u skladu sa pod-članom 13.7, a u kom se navodi da izvođač na to ima pravo ukoliko je došlo do promene zakona, a koji utiču na izvršenje ugovornih obaveza izvođača. U svakom od tri navedena pod-člana se jasno vidi da se nestašica dobara, strogi propisi po kojima je izvođač morao da postupa, kao i promena lokalnih zakona mogu vrlo lako poistovetiti sa svim onim što se dešavalo i što se još uvek dešava u pojedinim državama zbog pandemije virusa COVID-19.

5. ZAKLJUČAK

Prilikom realizacije investicionih projekata svaka od ugovornih strana ima različite interese i nastoji da maksimalno osnaži svoju ugovornu poziciju. Međutim, u situaciji pandemije virusa neophodno je svi učesnici na projektu pokažu solidarnost i da učine sve što je u njihovoj moći da zaštite zdravlje svih svojih radnika i da poštuju sve mere donete od strane nadležnih organa. Preporuka autora je da, bez obzira na ono što piše u ugovoru, sve ugovorne strane ulože napor da se posledice pandemije na realizaciju projekta minimalizuju, kao i da se kroz anekse ugovora svi oni rizici koji nisu bili dovoljno izbalansirani dodatno razmotre i usaglase. Takođe, od presudne je važnosti da svaka od strana vrši kvalitetnu administraciju ugovora i da na pravi način čuva i iskoristi sve podatke koji mogu biti relevantni za dokazivanje odštetnih zahteva.

Naredni koraci u istraživanjima bi trebalo da budu usmereni na osmišljavanje tipskih ugovornih klauzula koje bi na jasan i jednoznačan način podelile rizike između investitora i izvođača u toku pandemije, sa ciljem da se takve klauzule uključe u opšte uslove svih tipskih formi ugovora koje se trenutno primenjuju na velikim investicionim projektima širom sveta.

LITERATURA

[1] Ivković B., Popović Ž.: Upravljanje projektima u građevinarstvu, Građevinska knjiga, Beograd, ISBN 86-395-0447-4, 2005.

[2] Dabetić-Trogrlić V.: Neopravdano normiranje ograničenja autonomije volje kod ugovora o građenju sa posebnom odredbom „ključ u ruke“, Zbornik radova, 6. naučni skup Sinergija 2010., Univerzitet Sinergija, Bijeljina, ISBN 978-86-7912, 2010

[3] Popović Ž.: Odštetni zahtevi u građevinarstvu, Građevinska knjiga, Beograd, ISBN 978-86-395-0600-1, 2009

[4] Totterdill B.: FIDIC user's quide – A practical quide to the 1999 Red Book, Thomas Telford, London, ISBN 0-7277-2855-7, 2006

[5] Bunni N.: Risk and Insurance in Construction 2nd Edition, Routlege, United Kingdom, ISBN 978-0415514422, 2003

[6] Conditions of Contract for Construction First Edition, FIDIC, Geneva, ISBN 2-88432-022-9, 1999

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије
ASES Association of Structural Engineers of Serbia
S-44 Simpozijum 2020 Symposium 2020

Abel Duran[1], *Nataša Praščević*[2]

ALOKACIJA I IZBOR MEHANIZACIJE ZA BETONSKE RADOVE KORIŠĆENJEM FUZZY LINEARNOG PROGRAMIRANJA

Rezime:

Cilj ovog istraživanja je fokusiran na problem alokacije i selekcije građevinske mehanizacije sa kojim se građevinske firme suočavaju prilikom konkurisanja za građevinske projekte. Primarni cilj u izboru građevinske mehanizacije jeste osiguranje završetak svih razmatranih projekta u predviđenom roku, uz poštovanje predviđenog budžeta. Uzimanjem u obzir 5 različitih projekata sa različitim količinama betonskih radova i previđeni budžet, za pronalazak optimalnog rešenja ovog problema primenjeno je fuzzy linearno programiranje u slučaju rasplinutosti same kriterijumske funkcije i koeficijenata uz ograničenja.

Ključne reči: fuzzy linearno programiranje, građevinska mehanizacija, betonski radovi

ALLOCATION AND SELECTION OF EQUIPMENT FOR CONCRETE WORKS USING FUZZY LINEAR PROGRAMMING

Summary:

The aim of this research is focused on the problem of allocation and selection of the construction equipment when construction firms bid for construction projects. The main objective of the selection of construction equipment is to ensure the timely completion of all considered projects, while at the same time the planned budget is fulfilled. In this paper fuzzy linear programming is applied with the fuzzy objective function and fuzzy constrains. The proposed mathematical model is applied for optimal selection and allocation of equipment for five projects with different quantities of concrete works and general budget.

Key words: fuzzy linear programming, construction equipment, concrete works

[1] *mast. inž. građ., asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. kralja Aleksandra 73, aduran@grf.bg.ac.rs*
[2] *Dr, dipl .inž. građ., vanredni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. kralja Aleksandra 73, natasa@grf.bg.ac.rs*

1. UVOD

Optimalni izbor građevinskih mašina ili kompleksne mehanizacije, za izvršenje određenih građevinskih radova je danas prosto nezamisliv bez primene savremenih metoda analize tokom izbora. Primena fuzzy linearnog programiranja kao savremena metodologija analize omogućava da se od više alternativnih rešenja nekog zadatka ili posla odaberu ona najbolja koja daju optimalne rezultate za odgovarajuće uslove ograničenja [1].

Problem sa kojim se velike građevinske firme sve češće susreću u praksi jeste izbor i alokacija građevinske mehanizacije u slučaju potrebe za realizovanjem više građevinskih projekata istovremeno. Imajući u vidu da se radovi često izvode na inostranim tržištima, neretko i na drugim kontinentima, firma prilikom dolaska na neko tržište ima potrebu za nabavkom odgovarajuće mehanizacije za pojedine vrste radova. Ključni značaj razmatranja optimalnog izbora mehanizacije za betonske radove proizilazi iz velike količine betonskih konstrukcija izgrađenih u svetu svake godine (danas je proizvodnja beton oko 9.4 milijarde tona godišnje [2]). Troškovi betonskih radova prilikom izgradnje objekta mogu iznositi i do 30% vrednosti od ukupnih troškova izgradnje. Takođe, prilikom realizacije projekata u delovima sveta sa ekstremno niskim ili ekstremno visokim temperaturama, ovi troškovi su često i do 20% veći nego troškovi za iste betonske radove u Evropi [3].

Uzimajući u obzir sve prethodno navedene podatke o zastupljenosti betonskih radova pri realizaciji građevinskih projekata, kao i njihovom udelu u ukupnim troškovima, kvalitetno rešenje nabavke mehanizacije za betonske radove predstavlja jedan od osnovnih preduslova za kvalitetnu ponudu, dobijanje posla i ostvarivanje profita na projektu.

U ovom radu proces izbora i alokacije građevinske mehanizacije biće prikazan na konkretnom primeru iz prakse koji podrazumeva širi izbor mehanizacije (odabir vrste i tipa mehanizacije prema konstruktivnoj sposobnosti mašine da izvrši određene radove [4]), određivanje optimalnog broja potrebnih mašina za realizaciju različitih količina betonskih radova na više građevinskih projekata, pri čemu firma na raspolaganju ima okvirno definisan budžet za realizaciju ovog zadatka.

Sistematsko rešavanje navedenog problema postiže se davanjem odgovora na 5 ključnih pitanja:

- Koje aktivnosti je potrebno izvršiti na realizaciji betonskih radova,
- Koji je obim radova,
- Za koje vreme je potrebno uraditi radove,
- Koje vrste i tip mašina mogu izvršiti definisane aktivnosti (širi izbor),
- Koji je neophodni kapacitet mašina koje treba angažovati.

Kako je svaki građevinski projekat naglašeno unikatan [3], namera autora je da u ovom radu da univerzalno i efikasno rešenje problema alokacije građevinske mehanizacije za betonske radove na više različitih projekata istovremeno koristeći metodu fuzzy linearnog programiranja u slučaju rasplinutosti same kriterijumske funkcije uz uslove ograničenja.

2. POSTAVKA PROBLEMA, ANALIZA KATAKTERISTIKA PROJEKATA I DEFINISANJE FUNKCIJE CILJA UZ USLOVE OGRANIČENJA

Kao što je ranije rečeno, građevinske firme se često susreću sa problemom alokacije svojih resursa kada se konkuriše za više građevinskih projekata istovremeno. Za potrebe ovog rada biće analiziran slučaj reprezentativne izvođačke firme koja analizira finansijske mogućnosti i opravdanost ulaska na inostrano tržište.

2.1. POSTAVKA PROBLEMA

Izvođačka građevinska firma je odlučila da konkuriše za izgradnju pet velikih projekata u inostranstvu. Kako firma do sada nije učestvovala na izvođenju radova u zemlji u kojoj se realizuju projekti neophodno je da predvidi nabavku neophodne građevinske mehanizacije. Kako se centralna fabrika betona iznajmljuje i nije u vlasništvu firme, troškovi nabavke i eksploatacije ovog postrojenja neće figurisati u analizi radnih operacija i definisanju funkcije cilja sa uslovima ograničenja. Pored spravljanja betonske mešavine u fabrici betona, neophodno je izvršiti spoljašnji i unutrašnji transport betonske mešavine i ugradnju betona [5]. Fabrika betona je od gradilišta udaljena u proseku 10 km. Pri navedenoj udaljenosti jedina mašina koja na kvalitetan način može izvršiti spoljašnji transport (od fabrike betona do gradilišta [4]) betonske mešavine jeste auto-mešalica [4]. Kako su količine betona koje treba ugraditi na svakom od gradilišta prilično velike, na unutrašnjem transportu sveže betonske mešavine (od auto-mešalice do mesta ugradnje [4]) biće neophodno koristiti mobilnu pumpu za beton [4]. Ugradnja sveže betonske mešavine se vrši pervibratorima koji indukuju vibracije od 100 do 250 Hz i na taj način iz sveže betonske mešavine istiskuju vazduh, a zrna agregata različitih veličina i oblika unutar svoje okoline zauzimaju stabilan položaj [6].

Za nabavku građevinske mehanizacije za izvođenje betonskih radova firmi je na raspolaganju okvirni budžet između 700 i 800 hiljada evra.

2.2. ANALIZA KARAKTERISTIKA PROJEKATA

Bez obzira na mesto, vrstu i prirodu građevinskog posla, svaki građevinski projekat definišu tri bitna elementa: obim posla (predmet ugovora), rok (vreme za koje je potrebno završiti određeni posao) i cena (novčani iznos neophodan za izvršenje predmeta ugovora [3].

Kako se u ovom konkretnom primeru razmatra izbor i alokacije građevinske mehanizacije za betonske radove u nastavku je dat tabelarni prikaz projekata, sa količinama betonskih radova koje treba izvesti, kao i rok u kome navedeni radovi trebaju biti izvršeni.

Pored vrste projekta, količine i vremena za koje radovi treba da budu izvršeni u tabeli će za svaki od projekata biti sračunat i potrebni praktični učinak $U_{p,pot}$. Potrebni praktični učinak predstavlja minimalni učinak koji svaka mašina u kombinaciji treba da postigne kako bi se predviđena količina posla završila u definisanom roku i računa se kao:

$$U_{p,pot} = Q/t \ [m^3/h] \tag{1}$$

gde je:
$Q \ [m^3]$ – količina posla koju je potrebno uraditi;
$t \ [h]$ – vreme za koje je potrebno izvršiti radove.

Tabela 1 – Podaci o projektima i potrebnim praktičnim učincima

Kod projekta	*PRO1*	*PRO2*	*PRO3*	*PRO4*	*PRO5*
Vrsta objekta	*hotel*	*zgrada*	*most*	*hotel*	*zgrada*
Količina radova Q [m^3]	*10,500*	*8,400*	*13,500*	*11,200*	*9,000*
Trajanje radova u danima d [dan]	*40*	*35*	*30*	*35*	*25*
Trajanje smene s [h]	*10*	*8*	*8*	*12*	*8*
Broj smena n [-]	*1*	*1*	*2*	*1*	*2*
*Trajanje radova u satima t=d*s*n [h]*	*400*	*280*	*480*	*420*	*400*
Potreban praktični učinak $U_{p,pot}$ [m^3/h]	***26.25***	***30.00***	***28.13***	***26.67***	***22.50***

2.3 DEFINISANJE FUKNCIJE CILJA

Kako je izvođačkoj firmi za nabavku građevinske mehanizacije za izvođenje betonskih radova na raspolaganju okvirni budžet između 700 i 800 hiljada evra, to znači da je funkcija cilja okvirna vrednost, odnosno može biti razmatrana kao „fuzzy broj“ [1].

Imajući u vidu gore navedeno, funkcija cilja biće predstavljena kao iznos raspoloživih finansijskih sredstava koji će biti iskorišćeni za nabavku građevinske mehanizacije za betonske radove. Funkciju cilja (F) biće predstavljena kao zbir proizvoda cene i broja različitih vrsta mašina neophodnih za izvođenje radova i zadovoljenje potrebnih praktičnih učinaka na svakom od projekata:

$$T = P_1N_1 + P_2N_2 + P_3N_3 \tag{2}$$

gde je:
T – funkcija cilja,
P_i – cena odgovarajuće građevinske mašine na tržištu,
N_i – broj odgovarajućih mašina koje treba kupiti.

2.4 KARAKTERISTIKE RASPOLOŽIVIH GRAĐEVINSKIH MAŠINA NA TRŽIŠTU

Imajući u vidu odnos dimenzija mašina i dimenzije gradilišta, neophodni prostor za manevrisanje, kao i raspoložive proizvođače na tržištu, firma je donela stratešku odluka da se za svaku vrstu mašina nabavi mašina istog tipa i istog proizvođača prema tabeli ispod:

Tabela 2 – Podaci o projektima i potrebnim praktičnim učincima

Kod	***Vrsta mašine***	***Proizvođač i oznaka***	***Tržišna vrednost [€]***	***Praktični učinak [m^3/h]***
MP	*mobilna pumpa*	*Putzmeister BSF 36.16H*	*180,000*	*68.00*
AM	*auto-mešalica*	*Mercedes Actross 4841*	*123,000*	*7.41*
PV	*pervibrator*	*Vibrofix IHE 66*	*1,500*	*13.28*

2.5 DEFINISANJE USLOVA OGRANIČENJA

Za svaki projekat posebno potrebno je definisati odgovarajući uslov ograničenja. Uslov ograničenja postavlja se na osnovu pravila da praktični učinak za svaku vrstu mašina (broj mašina pomnožen odgovarajućim praktičnim učinkom mašine) bude veći ili jednak potrebnom praktičnom učinku za svaki od projekata [4].

$$PRO1: U_p^{MP} N_1 \geq U_{p,pot}^{PRO1} ; U_p^{AM} N_2 \geq U_{p,pot}^{PRO1} ; U_p^{PV} N_3 \geq U_{p,pot}^{PRO1} \quad (3)$$

$$PRO2: U_p^{MP} N_1 \geq U_{p,pot}^{PRO2} ; U_p^{AM} N_2 \geq U_{p,pot}^{PRO2} ; U_p^{PV} N_3 \geq U_{p,pot}^{PRO2} \quad (4)$$

$$PRO3: U_p^{MP} N_1 \geq U_{p,pot}^{PRO3} ; U_p^{AM} N_2 \geq U_{p,pot}^{PRO3} ; U_p^{PV} N_3 \geq U_{p,pot}^{PRO3} \quad (5)$$

$$PRO4: U_p^{MP} N_1 \geq U_{p,pot}^{PRO4} ; U_p^{AM} N_2 \geq U_{p,pot}^{PRO4} ; U_p^{PV} N_3 \geq U_{p,pot}^{PRO4} \quad (6)$$

$$PRO5: U_p^{MP} N_1 \geq U_{p,pot}^{PRO5} ; U_p^{AM} N_2 \geq U_{p,pot}^{PRO5} ; U_p^{PV} N_3 \geq U_{p,pot}^{PRO5} \quad (7)$$

gde je:
PRO_i – kod projekta,
U_P^{XX} – praktični učinak odgovarajuće mašine,
$U_{p,pot}^{PROi}$ – potrebni učinak za odgovarajući projekat,
N_i – broj odgovarajućih mašina koje treba kupiti

3. DEFINISANJE MATEMATIČKOG MODELA

Kako su finansijska sredstva koje izvođačkoj firmi stoje na raspolaganju za nabavku građevinske mehanizacije dana kao okvirni iznos između 700 i 800 hiljada evra, ista možemo predstaviti u obliku fuzzy trouglastog broja $T = (t_l, t_m, t_r)$. Kako u formulama za proračun praktičnih učinaka figurišu koeficijenti koji su procenjeni, zbog toga i praktične učinke možemo predstaviti pomoću fuzzy trouglastih brojeva $U_p^{XX} = (u_l^{XX}, u_m^{XX}, u_l^{XX})$ [1].

Finansijska sredstva i praktični učinci mašina predstavljeni u obliku fuzzy trouglastog broja prikazani su u Tabeli 3:

Tabela 3 – Finansijska sredstva i praktični učinci u obliku fuzzy trouglastog broja

fuzzy oznaka	***Budžet T [€]***	U_p^{MP} $[m^3/h]$	U_p^{AM} $[m^3/h]$	U_p^{PV} $[m^3/h]$
LEFT [80%] (t_l;u_l)	*700,000*	*54.50*	*5.93*	*10.62*
MIDDLE [100%] (t_m;u_m)	-	*68.00*	*7.41*	*13.28*
RIGHT [110%] (t_r;u_r)	*800,000*	*74.80*	*8.15*	*14.61*
Nivo zadovoljenja [k_i]	-	*0.8*	*0.8*	*0.8*

Kako su finansijska sredstva i praktični učinci za mobilnu pumpu, auto-mešalicu i pervibrator prikazani u obliku fuzzy trouglastih brojeva, dolazi se do matematičkih izraza nakon čijeg sređivanja se definiše sledeći matematički model [1]:

$$max\ F = h \tag{8}$$

$$P_1N_1 + P_2N_2 + P_3N_3 \geq t_l + h(t_l - t_r) \tag{9}$$

$$P_1N_1 + P_2N_2 + P_3N_3 \leq t_r + h(t_r - t_l) \tag{10}$$

$$U_p^{MP}N_1 \geq max_{MP}(U_{p,pot}{}^{PROi}) \tag{11}$$

$$U_p^{AM}N_2 \geq max_{AM}(U_{p,pot}{}^{PROi}) \tag{12}$$

$$U_p^{PV}N_3 \geq max_{PV}(U_{p,pot}{}^{PROi}) \tag{13}$$

Jednačine koje su prikazane od (9) do (13) mogu se prikazati u opštem izvedenom fazifikovanom obliku na sledeći način:

$$u_m^{XX}N_i + (1 - k_i)(u_r^{XX}N_i - u_l^{XX}N_i) \geq max_{XX}(U_{p,pot}{}^{PROi}) \tag{14}$$

4. REŠENJE I DISKUSIJA

Polazni korak za rešenje prethodno navedenih jednačina jeste da se stepen zadovoljenja k_i (koji je u direktnoj vezi za praktičnim učincima građevinske mehanizacije za betonske radove) bude prethodno zadat, a da se stepen zadovoljenja zahteva h maksimizuje.

Kada se u jednačine od (8) do (13), odnosno u jednačine od (8) do (10) i jednačinu u opštem izvedenom fazifikovanom obliku (14) ubace odgovarajući numerički podaci prethodno dobiveni u tačkama 2.2., 2.4 i Tabeli 3 ovog rada, dobijamo sledeći sistem jednačina:

$$max\ F = h \tag{15}$$

$$180{,}000N_1 + 123{,}000N_2 + 1{,}500N_3 - 100{,}000h \geq 700{,}000 \tag{16}$$

$$180{,}000N_1 + 123{,}000N_2 + 1{,}500N_3 - 100{,}000h \leq 800{,}000 \tag{17}$$

$$N_1 \geq 0{,}32 \tag{18}$$

$$N_2 \geq 3{,}82 \tag{19}$$

$$N_3 \geq 2{,}13 \tag{20}$$

Ovakav problem je preporučljivo i moguće rešiti korišćenjem savremenih softverskih rešenja, a u ovom radu problem je definisan u softverskom paketu „Matlab“ tako što su definisani parametri funkcije ***itlinprog*** [7]. Dobijena su sledeća rešenja:

$$N_1 = 1 \tag{21}$$

$$N_2 = 5 \tag{22}$$

$$N_3 = 3 \tag{23}$$

$$max\ F = h = 0.99 \tag{24}$$

$$T = 799{,}500\ € \tag{25}$$

gde je:
N_1 – broj potrebnih mobilnih pumpi

N_2 – broj potrebnih auto-mešalica
N_3 – broj potrebnih pervibratora
T – Finansijska sredstva neophodna za nabavku svih potrebnih mašina

Može se primetiti da dobijeni iznos finansijska sredstva zadovoljava unapred postavljene uslove ograničenja po pitanju raspoloživih finansijskih sredstava, kao i da broj dobijenih mašina multiplikovan sa njihovim praktičnim učinkom zadovoljava potrebni praktični učinak za zadovoljavanje svih 5 razmatranih projekata.

Količina raspoloživih finansijskih sredstava je prikazana u vidu raspona između dve prihvatljive vrednosti jer se u praksi ne smatra prikladnim kupiti ni previše jeftine ni previše skupe mašine i za takvu situaciju se primena razmatrane funkcije cilja kao fuzzy broja u potpunosti pokazala kao opravdana. U slučaju da je kao uslov ograničenja postavljena samo maksimalna vrednost, neophodno bi bilo funkciju cilja posmatrati na drugačiji način, jer metoda fuzzy broja kada nije u pitanju raspon prihvatljivih vrednosti nije adekvatna.

U slučaju da se projekti nisu dešavali u inostranstvu i da nije trebalo nabaviti novu mehanizaciju (koristila bi se mehanizacija iz već postojećeg voznog parka firme) problem koji bi firma trebala da reši jeste izbor optimalne kombinacije mašina koje mogu završiti sve neophodne radne operacije i zadovoljiti potrebni praktični učinak za svaki od projekata. Za rešenje ovakvog problema jedan od načina bi bila i primena metode linearnog programiranja.

5. ZAKLJUČAK

U ovom radu razmatran je konkretan primer iz prakse sa kojim se izvođačke građevinske firme susreću jako često prilikom izlaska na neko novo tržište i u slučaju kada konkurišu za izgradnju više sličnih građevinskih projekata istovremeno. Primer iz ovog rada u kome je razmatrana nabavka neophodne građevinske mehanizacije za izvođenje betonskih radova na 5 različitih građevinskih projekata rešen je primenom metode fuzzy linearnog programiranja u slučaju rasplinutosti same kriterijumske funkcije uz uslove ograničenja. Kao rešenje problema dobijeno je da je, pri stepenu zadovoljenja zahteva h = 0.99, neophodno nabaviti:

- 1 mobilnu pumpu (Putzmeister BSF 36.16H) nabavne vrednosti 180,000 €
- 5 auto-mešalica (Mercedes Actross 4841) nabavne vrednosti 123,000 €
- 3 pervibratora (Vibrofix IHE 66) nabavne vrednosti 5,000 €

Bez obzira na primenjeni model i konkretan problem koji se rešava, kada je u pitanju analiza građevinske mehanizacije neophodno je vršiti permanentnu popravku modela i ulaznih parametara. Autori preporučuju da se konkretni učinci građevinske mehanizacije, kao i njihove nabavne vrednosti, posmatraju u realnom vremenu i pravovremeno vrši inoviranje matematičkog modela kroz ulazne parametre i uslove ograničenja.

Matematički model prikazan u ovom radu na jednom konkretnom problemu može se smatrati u dovoljnoj meri i opštim, jer se jednostavnom zamenom ulaznih parametara i uslova ograničenja dobija model za bilo koji drugi sličan slučaj sa kojim se izvođačka firma može susresti u praksi.

Model prikazan u ovom radu ima ograničenja u svojoj primeni ukoliko se projekti koji se razmatraju nalaze na međusobno bliskim lokacijama, odnosno onda kada je moguće jednu istu mašinu primeniti na više gradilišta istovremeno.

Jedan od pravaca budućeg istraživanja jeste poređenje rešenja dobijenog primenom fuzzy linearnog programiranjem sa rešenjem dobijenim nekom drugom metodom optimizacije.

ZAHVALNICA

Izrada ovog rada podržana je kroz naučno-istraživački projekat Ministarstva prosvete, nauke i tehnološkog razvoja TP 36038 „Razvoj metode izrade projektne i izvođačke dokumentacije instalacionih mreža u zgradama kompatibilne sa BIM procesom i relevantnim standardima“.

LITERATURA

[1] Tiodorović D., Kikuchi S.: Fuzzy skupovi i primena u saobraćaju, Saobraćajni fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, ISBN 86-80897-42-6, 1994.

[2] Marinković S.: Projektovanje betonskih konstrukcija s obzirom na njihov uticaj na životnu sredinu, Zbornik radova, Društvo građevinskih konstruktera Srbije, Zlatibor, ISBN 978-86-850073-04-05, 2008.

[3] Ivković B., Popović Ž.: Upravljanje projektima u građevinarstvu, Građevinska knjiga, Beograd, ISBN 86-395-0447-4, 2005.

[4] Mirković S.: Građevinska mehanizacija, Građevinska knjiga, Beograd, ISBN 86-395-0434-2, 2005.

[5] Praščević Ž.: Organizacija građenja, Zavod za udžbenike, Beograd, ISBN 86-17-022-57-4, 1992.

[6] Arizanović D., Petronijević P., Beljaković D.; Tehnologija građevinskih radova – grubi građevinski radovi, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, ISBN 978-86-7518-157-6, 2015.

[7] Klem N., Kovačević M., Praščević N., Nedeljković Đ.: Osnove programiranja u MATLAB-u, Građevinska knjiga, Beograd, ISBN 978-86-395-0609-4, 2010.

ДГКС ASES

SPONZORI SIMPOZIJUMA

ALLPLAN
A NEMETSCHEK COMPANY

OTKLJUČAJTE MOĆ PERFORMANSI SA ALLPLAN 2021

NAJMOĆNIJE BIM REŠENJE KOJE VODI DO VAŠEG USPEHA

Allplan 2021 nudi građevinskoj industriji inovativnu tehnologiju,
najbrži proces rada i najkvalitetnije performanse.
Arhitekti i građevinski inženjeri dobijaju pristup ključnim stvarima koje vode do uspeha:
dostavljanje projekata na vreme, saradnja i kvaliteta projektovanja.
Bez obzira na veličinu, kompleksnost ili nivo detalja građevinskog projekta.

PREDNOSTI ZA VAS:

> Maksimalne performanse za velike i složene projekte
> Moćna tenologija u „oblaku" za interdisciplinarnu saradnju
> Integrsisani openBIM procesi rada za građevinske inženjere

SAZNAJ VIŠE NA:
allplan.comperformance/

baldini studio
INTERNATIONAL

ALLPLAN
A NEMETSCHEK COMPANY
AUTHORIZED PARTNER

tel.: +381 60 33 60 620
info@baldinistudio.rs
www.baldinistudio.rs

baldini studio

Vaš BIM partner

Sinonim smo za najpouzdanije softvere i najkvalitetniju tehničku podršku.

Svoje resurse ulažemo u promociju građevinske industrije i digitalizaciju svih njenih procesa.

ALLPLAN A NEMETSCHEK COMPANY

SCIA A NEMETSCHEK COMPANY

BLUEBEAM

AX3000

IDEA StatiCa® Calculate yesterday's estimates

PRECAST SOFTWARE engineering A NEMETSCHEK COMPANY

GEO5

LUMION

baldini studio INTERNATIONAL

tel.: +381 60 33 60 620
info@baldinistudio.rs
www.baldinistudio.rs

DELTA HOUSE

Delta Planet
Delta Home

MOHITO
RESERVED

DELTA REAL ESTATE

KO SMO MI?

Jedna od vodećih regionalnih kompanija u oblasti nekretnina sa operacijama u širem regionu sa fokusom na Srbiju, Crnu Goru, Bugarsku i Sloveniju. Naš portfolio uključuje šoping-molove, retail parkove, hotele kao i maloprodajne, kancelarijske i stambene prostore u Srbiji i regionu. Takođe uključuje logističke centre, salone automobila i zadužbine.

ŠTA RADIMO?

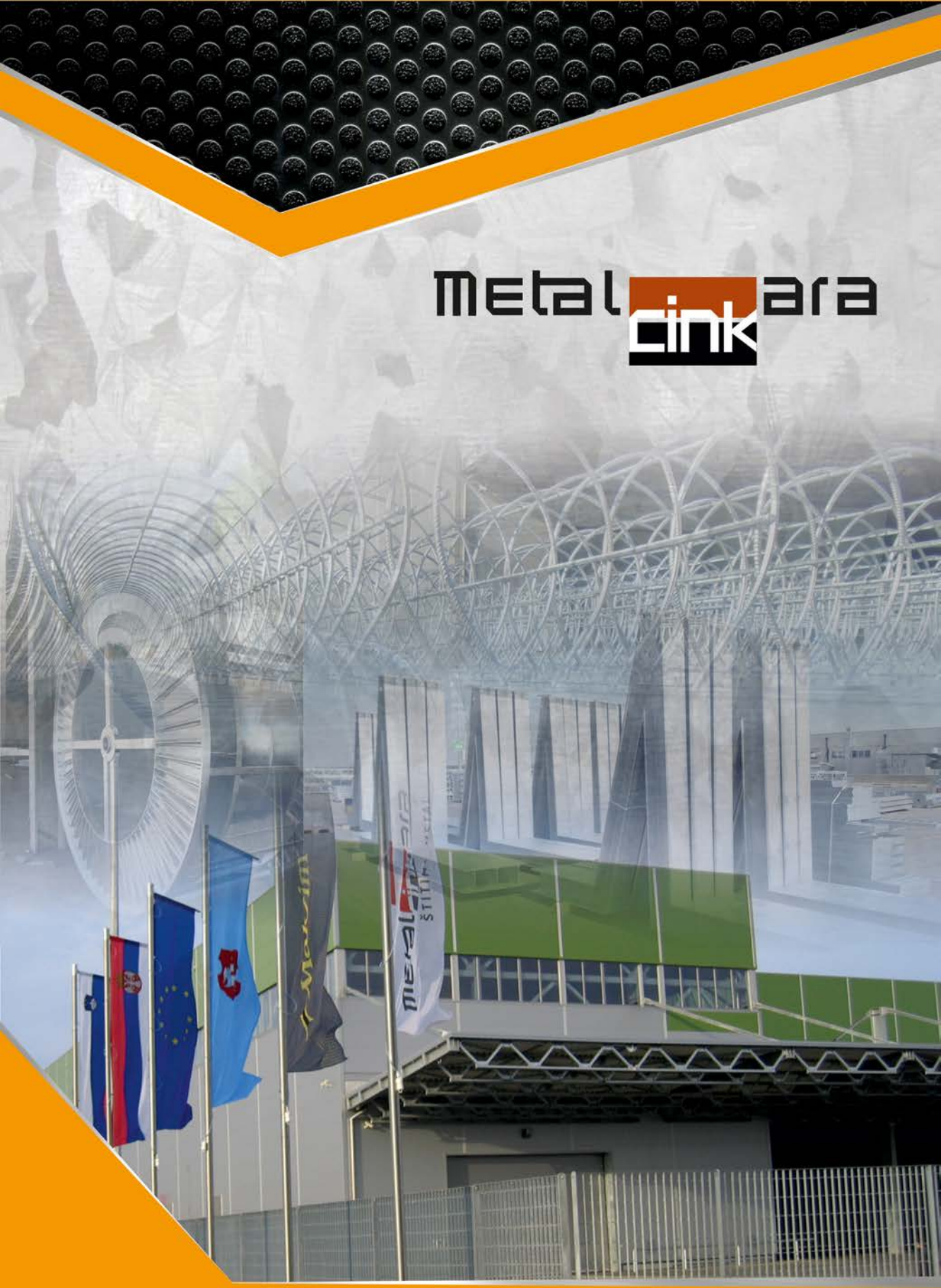
Strateško planiranje i razvoj projekata
Projektno upravljanje i upravljanje izgradnjom
Upravljanje nekretninama
Kontrola i plasman izgrađenih objekata na tržište

KAKO TO RADIMO?

Objekti najvišeg kvaliteta i standarda
Konstantno praćenje tržišta inovacija
Pomeranje i sopstvenih i tržišnih granica - postavljanje novih standarda

MI GRADIMO!
Deltinu budućnost

Metal cink ara



Štitimo metal i prirodu

METAL – CINKARA

- Je najveća linija za toplo cinkovanje u Jugoistočnoj Evropi sa projektovanim kapacitetom 60.000t
- Ima najveće dimenzije kade za cinkovanje: dužina 13,8m x širina 1,7m x dubina 3,2m
- Ima maksimalnu nosivost pojedinačnog elementa do 10t
- Posluje sa preko 3000 zadovoljnih klijenata

Toplo cinkovanje poboljšava čelik na razne načine:

***Snaga**

Dodavanje cinka kao zaštitnog sloja daje čeliku veću otpornost na udarce

***Dugovečnost**

Cink prevlaka na pocinkovanom čeliku traje oko 50 godina, omogućavajući konstrukcijama od čelika da traju duže

***Otpornost na koroziju**

Cink deluje kao žrtveni premaz za osnovni čelik, štiteći ga od korozije i rđe

Od zgrada i mostova sa čeličnom konstrukcijom do nameštaja i automobilskih delova karoserije, pocinkovani čelik igra presudnu ulogu u izgradnji održive infrastrukture.

ISO 9001
ISO 14001
ISO 45001
BUREAU VERITAS
Certification

Metal Cinkara d.o.o
Indija
DASt Richtlinie 022
Institut für Oberflächentechnik GmbH

AC Serbia Automobilski Klaster Srbije

Vojvodina Metal Cluster

PIB: 104147995
Matični broj: 20093544
www.metalcinkara.co.rs

METAL-CINKARA d.o.o.
22320 Inđija, Vojvode Putnika bb
Republika Srbija
Telefon:+ 381 22 215 00 60
Faks: + 381 22 215 00 70
E-mail: prodaja@metalcinkara.co.rs
office@metalcinkara.co.rs

STRABAG
TEAMS WORK.

KO SMO MI?

STRABAG je evropski tehnološki koncern za građevinske radove, vodeći po inovaciji i jačini kapitala.Vršimo sve vrste građevinskih usluga i time stvaramo dodatnu vrednost za investitore.
Pravi ljudi na pravom mestu u pravo vreme, sa pravim materijalima i mehanizacijom – tako se realizuju i najsloženiji projekti, i to uvek visokog kvaliteta, u roku i po optimalnoj ceni.

DELATNOST

Niskogradnja i razvoj infrastrukture
Visokogradnja i inženjerske konstrukcije
Ekološka tehnika-prečišćavanje voda,deponije

NAŠE VREDNOSTI

Poverenje
Angažman
Pouzdanost
Poštovanje
Partnerstvo
Dugoročnost
Solidarnost
Skromnost
Radost inovacije

STRABAG

TEAMS WORK.

STRABAG SRBIJA
Milutina Milankovića 3b
11 070 Beograd / Srbija
Tel.: +381 (0)11 2221-700
office.rs@strabag.com

STRABAG SEVERNA MAKEDONIJA
Mirce Acev 2, Skoplje-Centar
1 000 Skoplje / Severna Makedonija
Tel.:+389 (2) 510-1800
macedonia@strabag.com

STRABAG CRNA GORA
Zetskih Vladara 5
81000 Podgorica / Crna Gora
Tel.:+382 (20) 448-300
office@crnagoraput.me

www.strabag.com

FIRMA KOJA GRADI FIRME

PROIZVODNI POGONI ŠIRBEGOVIĆ

Sjedište kompanije **Širbegović** nalazi se u Gračanici, Bosna i Hercegovina, sa podružnicama u Hrvatskoj, Srbiji i Crnoj Gori.

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.

Tokom dosadašnjeg poslovanja kompanija Širbegović je izgradila preko 6000 objekata, odnosno preko 11 miliona m2 prostora i time zasluženo postala jedna od vodećih građevinskih kompanija na regionalnom tržištu.

Kvalitet, brzina izvođenja radova, mogućnost gradnje kompleksnih objekata, iskustvo u pronalaženju tehničkih rješenja, maksimalno poštivanje rokova i cjelovita ponuda aduti su koji stvaraju našu ključnu konkurentnu prednost. Instalirani proizvodni kapaciteti omogućavaju izgradnju cca 800.000 m2 betonskih konstrukcija godišnje te su u stanju zadovoljiti potrebe najzahtjevnijih kupaca.Širenjem i stalnim unapređenjem asortimana proizvoda i usluga kompanija Širbegović nastoji **zadovoljiti** stalne kupce i poslovne partnere, privući nove i čvrsto se pozicionirati na novim tržištima.

Uz ovakve reference kompanija Širbegović zaslužno **uživa puno** povjerenje kupaca, kao i cjelokupne društvene zajednice.

KVALITET JE NAŠ PRIORITET

OSNOVANO / ESTABLISHED SINCE 1990.

Branilaca grada bb
75 320 Gračanica
Bosna i Hercegovina
T: 00387 35 700 000
F: 00387 35 700 979
info@sirbegovic.com
www.sirbegovic.com

PROJEKTOVANJE

Zahvaljujući odličnom timu mladih i kreativnih stručnjaka, put od ideje do gotovog objekta prelazimo na najbolji mogući način - brzo i sigurno!

GLAVNE AKTIVNOSTI

PROJEKTOVANJE SVIH VRSTA OBJEKATA

PROJEKT MENADŽMENT

PROIZVODNJA, TRANSPORT I MONTAŽA PREFABRIKOVANIH ARMIRANO -BETONSKIH KONSTRUKCIJA

Projektni biro **Širbegović** pruža usluge izrade kompletne projektne dokumentacije. Koristeći najsavremeniji softver, naši projektanti u kratkom roku izrađuju idejna rješenja, idejne, glavne i izvedbene projekte, kao i 3D prikaze objekata. Sa projektnim biroima i dobavljačima razvijamo partnerski odnos i pružamo podršku u iznalaženju optimalnih konstruktivnih rješenja. Zahvaljujući velikom iskustvu i softverima u kratkom roku se izrađuje projektna dokumentacija za prefabrikovanu konstrukciju.

ZAŠTO PROJEKTOVATI SA NAMA?

Na svaki zahtjev u kratkom vremenu izrađujemo prijedlog rješenja i cijenu AB montažne konstrukcije. Projektujemo racionalna konstruktivna rješenja koristeći savremene tehnološke mogućnosti, zadovoljavajući projektna rješenja i potrebe investitora po povoljnim cijenama.

SMJERNICE ZA PROJEKTOVANJE

- Sekundarni nosači raspona od 10 do 16 m (preporuka do 13,60 m, konstrukcija nije vangabaritna).
- Glavni nosači raspona do 32 m.
- PPS ploče raspona do 19 m.
- Objekte dilatirati na dužini ~ od 80 do 100 m.
- Nema ograničenja u spratnosti objekata.
- Fleksibilna konstrukcija.
- Sistem veza montažnih elemenata mora da obezbijedi monolitnost sistema.
- Međuspratne konstrukcije konstruišu se tako da predstavljaju krutu ploču u svojoj ravni.
- Preporuka je projektovati konstrukciju gdje dimenzije (do 13,6 m), masa AB montažne konstrukcije i vozila ne prelazi dozvoljene (cijena konstrukcije povoljnija)

VAŠE ZAMISLI POVJERITE NAMA, JER MI BRZO I SIGURNO GRADIMO BUDUĆNOST!

POSTOJANJE I NEPRESTANO NAPREDOVANJE KOMPANIJE PUT INŽENJERING TRAJE SKORO TRI DECENIJE. APSOLUTNA POSVEĆENOST I PREDANOST FER POSLOVANJU VREMENOM SU REZULTIRALE PROŠIRENJEM PROIZVODNOG KAPACITETA, POSLOVNIM USPESIMA I OSTVARIVANJEM JAKIH VEZA SA NAŠIM SARADNICIMA I KLIJENTIMA. NA SRPSKOM TRŽIŠTU U OBLASTI GRAĐEVINE IZVODIMO RADOVE U SEKTORIMA NISKOGRADNJE, VISOKOGRADNJE I HIDROGRADNJE DOK PREFABRIKOVANU BETONSKU KONSTRUKCIJU MONTIRAMO ŠIROM REGIONA.

PUT INŽENJERING

SVE NA JEDNOM MESTU

PROIZVODNJA I PRODAJA BETONA
- Dve stacionarne fabrike betona u Nišu
- Mobilna betonska baza

Ukupan kapacitet 200m3/h

KAMENOLOM
Proizvodnja kamenog agregata nadomak Bele Palanke.
Kapacitet postrojenja je 300t/h

PROIZVODNJA PREFABRIKATA
- Tri proizvodna pogona (Niš, Nova Pazova, Krško)
- Konstruktivni elementi
- Prethodno napregnute ošupljene ploče
- Dupli zidovi i omnia tavanice
- New Jersey zaštitne ograde
- Betonska galanterija

VISOKOGRADNJA
- Izgradnja industrijskih objekata po sistemu „ključ u ruke“
- Izrada temelja
- Obrada armature
- Proizvodnja, transport i montaža prefabrikovanih betonskih konstrukcija

NISKOGRADNJA
- Sve vrste iskopa
- Ugradnja ivičnjaka, kanalica, raster ploča, behatona...
- Asfaltiranje
- Izrada mostova, propusta
- Izrada kanalizacionih mreža i kolektora
- Pobijanje Larssen talpi za obezbeđenje terena

TRANSPORT
- Automikseri za prevoz betona
- Pumpe za beton
- Damperi za teške uslove rada
- Vangabaritni prevoz
- Autodizalice nosivosti do 130t

MOBECO

Niš
Ruzmarina 25
+381 18 215 355
+381 18 576 600
+381 18 575 574

Nova Pazova
Prva centralna radna 3
+381 22 215 22 25
+381 22 215 22 26
+381 22 215 22 27

www.putinzenjering.com

NOVA LICA GRADA

BW GALERIJA

Najveći tržni centar u regionu je postavio nove standarde u pogledu luksuza, estetike i iskustva uživanja na premijum lokaciji. Prostire se na 300.000 m² i predstavlja graditeljski uspeh kojem je doprineo i Armont.

Kvalitetom, preciznošću i efikasnošću smo dokazali da smo pouzdan partner i u najvećim projektima.

U susret novim sjajnim idejama koje menjaju gradove na bolje.

WEST65 TOWER

Impozantni neboder od 155 metara visoko je podigao lestvicu u arhitektonskim rešenjima i zaslužio status novog landmark-a prestonice. Ponosni smo na učešće u grandioznom projektu, kao i na Armont tim, koji je uspešno odgovorio na najzahtevnije građevinsko - tehnološke izazove.

Beograd je bogatiji za oblakoder kojim parira svetskim metropola-ma, a Armont za neprocenjivo iskustvo.

ARMONT
LICA ZGRADA

www.armont.biz

□ 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
- Modeliranje konstrukcije u programskim paketima Revit i Tekla
- Priprema radioničkih crteža za čelik, priprema planova armature i specifikacija armature za betonske konstrukcije

DNEC

www.dnec.com

GENERALI

SVE U VEZI S OSIGURANJEM ONLINE

- **Onlajn** i telefonska prijava štete
- **Informacije** o statusu štete
- **Samostalno fotografisanje** oštećenog vozila pomoću veb aplikacije
- **Ugovaranje i obnova osiguranja** onlajn, telefonom ili imejlom
- **Portal za klijente** na www.generali.rs i Generali Srbija aplikaciji (mogućnost plaćanja premije osiguranja na rate)
- **Klijentima zdravstvenog osiguranja na raspolaganju su i Medic Call centar** (011 222 0 575) i zakazivanje pregleda putem Generali aplikacije

Detaljne informacije na www.generali.rs

Pozovite Kontakt centar: 0800 222 555 (besplatan poziv), 011 222 0 555
Usluge i saveti Generali Osiguranja Srbija su vam na raspolaganju 24/7

Pratite nas

#imašdobarrazlog

Family Friendly Enterprise

Prva Family friendly finansijska institucija u Srbiji

Precast for success.

We truly believe in the above statement. By combining a high output and ruthless level of quality we have proven ourselves to be up to any challenge that is put before us. With a new name, and more importantly - a brand new, state-of-the-art automated production plant in Serbia we belive the best to be still ahead. As the region's leader in precast concrete structures we invite you to join us for discussions on your next project.

Martini gradnja is now MG Precast d.o.o.

www.mgprecast.rs • zoran.kovacevic@mgprecast.rs • +381 (62) 587 153 • Vojvode Putnika bb • Indija, Serbia

GRADIMO ČVRSTE VEZE

I SA NOVIM IMENOM

Povezujemo ljude i prirodu vodeći računa o potrebama budućih generacija.
Zato je naša veza čvrsta.

CRH

MORAVACEM
A CRH COMPANY

ProClub

Structural design, consulting, engineering

Znanje, iskustvo i posvećenost pružaju osećaj neograničene slobode u obavljanju posla.

Veliko je zadovoljstvo raditi kao da ništa nije nemoguće, ništa nije nedostižno, ništa nije nerešivo ...

Trg Nikole Pašića 7, Beograd, Srbija
+381 11 4022192 +381 11 4022193
office@proclub.rs www.proclub.rs

Vijadukt Čortanovci

Vijadukt na km 12+660, Kičevo

Tunel Čortanovci

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
Tel. +381 (0)60 354 2778
office@peri.rs
www.peri.rs

CENTROPROJEKT DOO

Zahumska 26, 11000 Beograd, Srbija Makenzijeva 51, 11000 Beograd, Srbija
Tel: +381 11 2684 655, +381 11 2686 856 Fax: +381 11 2684 608
Email: cp@centroprojekt-doo.com www.centroprojekt-doo.com

70 ME
GODINA USPEHA

Sa 70 godina tradicije u pružanju projektantskih i konsultantskih usluga, ali i sposobnošću da se kontinualno prilagođava savremenim poslovnim i tehnološkim trendovima, Energoprojekt ENTEL se danas sa razlogom svrstava u grupu vodećih konsultantskih kompanija u oblasti energetike i vodoprivrede u Srbiji, ali i u regionu Bliskog istoka.

ME ENERGOPROJEKT
ENTEL a.d.
GRADIMO SVET ZAJEDNO

NORTH ENGINEERING

NORTH Engineering d.o.o.
za projektovanje i inženjering
24000 Subotica, Park Rajhl Ferenca 7
tel.: +381 (0)24 623 000
http://www.north-eng.com

2 0 2 2

31 godina sa Vama

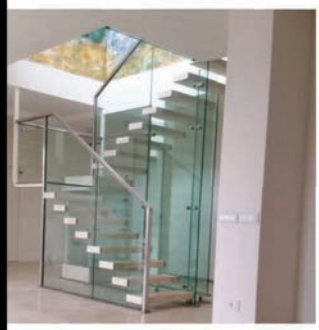
Osnovna delatnost društva je izrada projektno-tehničke dokumentacije objekata visoko i niskogradnje, vođenje stručnog nadzora nad izvođenjem istih, vođenje stručnih poslova investitora - konsalting, inženjering i izvođenje.

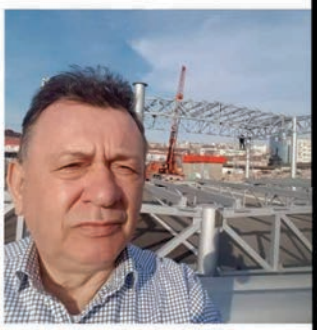
Cross Laminated Timber
UNAKRSNO LAMELIRANO DRVO

www.kolarevic.co.rs
info@kolarevic.co.rs
+381 37 805 202
Industrijska zona bb
Pojate, Ćićevac

čelikinvest

063/236-208; BEOGRAD





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

ŠIDPROJEKT

ДРУШТВО ЗА ПРОЈЕКТОВАЊЕ И ИНЖЕЊЕРИНГ

TÜV NORD

42 године линијама успеха

РАСКРСНИЦА РУМЕНАЧКОГ ПУТА (Р 102) И БУЛЕВАР ЕВРОПЕ (ПРОЈЕКТОВАЊЕ)

ДОМ ЗДРАВЉА, БОРЧА (СТРУЧНИ НАДЗОР)

ХИТНА ПОМОЋ, НОВИ САД (ПРОЈЕКТОВАЊЕ)

ЦРКВА, ШИД (ПРОЈЕКТОВАЊЕ)

ГРАНИЧНИ ПРЕЛАЗ, СОТ (СТРУЧНИ НАДЗОР)

РЕГИОНАЛНИ ЦЕНТАР, НИШ (ПРОЈЕКТОВАЊЕ)

- ИЗРАДА ТЕХ. ДОК.
- ТЕХНИЧКА КОНТРОЛА
- СТРУЧНИ НАДЗОР
- ТЕХНИЧКИ ПРЕГЛЕДИ
- ИЗДАВАЊЕ ЕН.ПАСОША
- ИЗРАДА СТУДИЈА
- ОЗАКОЊЕЊЕ ОБЈ.
- ИНЖЕЊЕРИНГ
- КОНСАЛТИНГ

1979-2021

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

PIRAMIDA

www.piramidasm.rs

piram
idasre
mskam
itrovica
lepljen
elameli
ranedr
veneko
nstrukc
ije

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

ADING

sastojak svake građevine

PROIZVODNI PROGRAM

- Aditivi za betone i maltere
- Smese za zalivanje
- Reparacija betona
- Industrijski i sportski podovi
- Kitovi
- Hidroizolacije
- Zaštitni premazi
- Protivpožarni materijal
- Građevinska lepila
- Smese za izravnavanje
- Dekorativni premazi i malteri
- Proizvodi za građevinarstvo

Adresa: Nehruova 82,
11070 Novi Beograd
Tel/Fax: +381 11 616 05 76;
email: ading@ading.rs