**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

# 14. KONGRES

NOVI SAD
24-26. SEPTEMBAR

2014.

14 KONGRES 2014

U SARADNJI SA:

GRAĐEVINSKIM FAKULTETOM UNIVERZITETA U BEOGRADU

MINISTARSTVOM PROSVETE, NAUKE I TEHNOLOŠKOG RAZVOJA REPUBLIKE SRBIJE

INŽENJERSKOM KOMOROM SRBIJE

# ZBORNIK RADOVA

CHINA ROAD AND BRIDGE CORPORATION SERBIA BRANCH

Izdavač**:** **Društvo građevinskih konstruktera Srbije**
Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73/I

Urednici: prof. dr **Miloš Lazović**
prof. dr **Boško Stevanović**

Tehnička priprema: **Saška - Stoja Todorović**

Priprema za štampu: **Nebojša Ćosić**

Štampa: **DC Grafički centar**

Tiraž: **150 primeraka**

Beograd, septembar 2014.

## ORGANIZACIONI ODBOR

PREDSEDNIŠTVO DGKS

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

ČLANOVI ORGANIZACIONOG ODBORA IZVAN PREDSEDNIŠTVA

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

## NAUČNO-STRUČNI ODBOR

1. Prof. dr Radenko Pejović, Građevinski fakultet Podgorica, Crna Gora
2. Prof. dr Duško Lučić, Građevinski fakultet Podgorica, Crna Gora
3. Prof. dr Goran Markovski, Univerzitet "Kiril i Metodij" Gradežen fakultet, Skopje, Makedonija
4. Prof. dr Meri Cvetkovska, Univerzitet "Kiril i Metodij" Gradežen fakultet, Skopje, Makedonija
5. Prof. dr Tatjana Isaković, Univerzitet u Ljubljani Fakultet građevinarstva i geodezije, Ljubljana, Slovenija
6. Prof. dr Viktor Markelj, Ponting d.o.o., Maribor, Slovenija
7. Prof. dr Zlatko Šavor, Sveučilište u Zagrebu Građevinski fakultet, Zavod za konstrukcije, Katedra za mostove, Zagreb, Hrvatska
8. Prof. dr Radu Bancila, University "POLYTEHNICA", Temišvar, Ruminija
9. Mr Predrag Popović, Čikago, SAD
10. Prof. dr Kostadin Topurov, Sofija, Bugarska
11. Prof. dr Dušan Najdanović, Univerzitet u Beogradu Građevinski fakultet, Beograd, Srbija
12. Prof. dr Miloš Lazović, Univerzitet u Beogradu Građevinski fakultet, Beograd, Srbija
13. Prof. dr Đorđe Vuksanović, Univerzitet u Beogradu Građevinski fakultet, Beograd, Srbija
14. Prof. dr Dejan Bajić, Univerzitet u Beogradu Građevinski fakultet, Beograd, Srbija
15. Prof. dr Đorđe Lađinović, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad, Srbija
16. Prof. dr Dragoslav Stojić, Arhitektonsko-građevinski fakultet, Niš, Srbija
17. Doc. dr Bratislav Stipanić, Univerzitet u Beogradu Građevinski fakultet, Beograd, Srbija

## 14. KONGRES JE ORGANIZOVAN U SARADNJI SA:

GRAĐEVINSKIM FAKULTETOM UNIVERZITETA U BEOGRADU

MINISTARSTVOM PROSVETE, NAUKE I TEHNOLOŠKOG RAZVOJA REPUBLIKE SRBIJE

INŽENJERSKOM KOMOROM SRBIJE, Beograd

## DONATORI SIMPOZIJUMA:

### DIJAMANTSKI

CHINA ROAD & BRIDGE CORPORATION, SERBIA BRANCH, Belgrade

### SREBRNI

SIKA d.o.o., Novi Sad

### BRONZANI

"POTISJE KANJIŽA" AD, Kanjiža

# SADRŽAJ

## PRIZNANJA


| | | |
|---|---|---|
| 1 | **PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU PROFESORU DR DUNICI ŠERIFU** | **13** |
| 2 | *Milan Spremić*<br>**PONAŠANJE GRUPE ELASTIČNIH MOŽDANIKA KOD SPREGNUTIH NOSAČA OD ČELIKA I BETONA** | **21** |
| 3 | *Ivan Ignjatović*<br>**GRANIČNA NOSIVOST ARMIRANOBETONSKIH GREDNIH NOSAČA OD BETONA SA RECIKLIRANIM AGREGATOM** | **31** |
| 4 | *Goran Tadić, Duško Bobera, Zoran Luković*<br>**NASTAJANJE I RAZRADA IDEJNOG REŠENJA I GRAĐENJE RASKLOPNOG MOSTA „PORT MILENA“** | **43** |


## UVODNA IZLAGANJA


| | | |
|---|---|---|
| 5 | *Aleksandar Bojović, Zlatko Marković, Antonio Mora, Luciano Casasola, Dimitrije Aleksić, Marko Pavlović, Milan Spremić, Novak Novaković*<br>**ŽELEZNIČKO-DRUMSKI MOST U NOVOM SADU - RACIONALNOST KONSTRUKCIJE MOSTA** | **59** |
| 6 | *Zlatko Šavor, Marta Šavor Nova*<br>**OCJENJIVANJE POUZDANOSTI POSTOJEĆIH MOSTOVA** | **71** |
| 7 | *Viktor Markelj*<br>**NEKI ASPEKTI PROJEKTOVANJA PEŠAČKIH MOSTOVA** | **81** |
| 8 | *Bratislav Stipanić, Zoran Florić*<br>**REALIZACIJA PROJEKTA MOSTOVSKOG PRELAZA PREKO REKE SAVE - MOST ADA SA PRILAZNIM MOSTOVIMA** | **97** |
| 9 | *Nenad Ivanišević, Dragan Arizanović*, *Predrag Petronijević*, *Miljan Mikić*<br>**AKTUELNA STRATEGIJA REALIZACIJE IZGRADNJE AUTOPUTEVA U REPUBLICI SRBIJI** | **109** |

## SAOPŠTENJA


| | | |
|---|---|---|
| 10 | *Igor Shumakov, Yuri Fursov, Anatoli Gontar*<br>**SOLUTION OF OPTIMIZING PROBLEMS OF ENGINEERING PREPARATION OF UNDERGROUND CONSTRUCTION** | **123** |
| 11 | *Milan Mirković*<br>**PODELA RASPOLOŽIVOSTI PROIZVODNIH SISTEMA SA MODELOM EVALUACIJE U REALNOM VREMENU** | **131** |
| 12 | *Mirjana Vukićević, Dušan Najdanović, Branko Milovanović, Stevan Marošan*<br>**OCENA METODA ZA PRORAČUN SLEGANJA NA OSNOVU GEODETSKOG MONITORINGA NA IZVEDENOM OBJEKTU NA NOVOM BEOGRADU** | **141** |
| 13 | *Dragan Majkic*<br>**PEACE RIVER MOST** | **149** |
| 14 | *Đorđe Martinović*<br>**TIPSKE CELICNE RADIONICE I SKLADISTA U INDUSTRIJSKOJ ZONI RAS LAFFAN - QATAR** | **159** |
| 15 | *Mira Petronijević, Dragan Kovačević, Miroslav Marjanović, Marko Radišić, Miloš Marjanović*<br>**UTICAJ INTERAKCIJE TLA I OBJEKTA NA SEIZMIČKI ODGOVOR ARMIRANO-BETONSKIH ZGRADA** | **165** |
| 16 | *Aleksandar Ristovski, Vladimir Stanojević*<br>**PRORAČUN VITKIH AB ELEMENATA PREMA STANDARDU EVROKOD 2** | **175** |
| 17 | *Aleksandar Ristovski, Vladimir Stanojević*<br>**METODE PRORAČUNA VITKIH AB ELEMENATA PREMA STANDARDU EC 2** | **185** |
| 18 | *Zoran Kovrlija*<br>**SEIZMIČKA IZOLACIJA MOSTOVA KORIŠĆENJEM ELASTOMERNIH LEŽIŠTA SA NISKIM PRIGUŠENJEM** | **195** |
| 19 | *Zoran Koneski, Kristina Kostadinović, Saša Kovačević, Žarko Lazić*<br>**ANALIZA UTICAJA DEFORMACIJE SMICANJA NA SAVIJANJE PRAVOUGAONIH PLOČA** | **205** |
| 20 | *Biljana Deretić Stojanović, Svetlana Kostić, Marija Lazović*<br>**NOSIVOST NA SAVIJANJE SPREGNUTOG PRESEKA SA PARCIJALNIM SMIČUĆIM SPOJEM PREMA EC4** | **215** |

| | | |
|---|---|---|
| 21 | *Slavko Zdravković, Živko Cuckić*<br>**PRORAČUN PRITISNUTIH ŠTAPOVA OD DRVETA PREMA EVROPSKIM NORMAMA** | **225** |
| 22 | *Goran Tadić, Michaël Nogues*<br>**MOSTOVSKE KONSTRUKCIJE U OKVIRU OPŠTEG KONCEPTA I DEFINISANJA SISTEMA METROA BEOGRAD** | **235** |
| 23 | *Daniela Stanojlović*<br>**ANALIZA USPEŠNOSTI PROJEKATA MASOVNE GRADNJE SA ASPEKTA RASPODELE TROŠKOVA** | **245** |
| 24 | *Iva Despotović*<br>**UPOTREBA RECIKLIRANOG AGREGATA KAO ZNAČAJAN DOPRINOS EKOLOŠKOM GRAĐEVINARSTVU** | **253** |
| 25 | *Ratko Salatić, Milan Bošnjaković, Vladan Vraneš*<br>**KLASIFIKACIJA OŠTEĆENJA ZIDOVA NA ZIDANIM OBJEKTIMA USLED ZEMLJOTRESA** | **261** |
| 26 | *Nikola Gažo, Milan Bošnjakovic*<br>**PRORACUN DEBLJINE BETONSKIH PODNIH PLOCA ARMIRANIH VLAKNIMA** | **273** |
| 27 | *Vladan Vraneš*<br>**KONCEPT ''SIGURNE KUĆE'' OD RECIKLIRANE PET (POLIETILEN-TERAFTALAT) PLASTIKE** | **283** |
| 28 | *Sonja Dragović, Radenko Pejović*<br>**SAVREMENI SISTEMI OJAČANJA PLOČA OSLONJENIH NA STUBOVE ZA UTICAJE PROBIJANJA** | **293** |
| 29 | *Radmila Sinđić-Grebović, Danijela Zejak*<br>**PRORAČUNSKI PARAMETRI ZA STUBOVE OD BETONA VISOKE ČVRSTOĆE PREMA EC2** | **305** |
| 30 | *Miroslav Bešević, Milan Gajić, Aleksandar Prokić, Dragan Stojiljković*<br>**SANACIJA I ADAPTACIJA OBJEKTA ZA PROIZVODNJU FOSFORNE KISELINE U PRAHOVU** | **317** |
| 31 | *Mladen Muhadinović, Đorđe Đuričić, Duško Lučić*<br>**OSVRT NA PROJEKTOVANJE ČELIČNIH STUBOVA KONSTRUKTIVNOG SISTEMA JARBOLA** | **327** |
| 32 | *Verka Prolović, Tomislav Igić, Biljana Mladenović, Predrag Petronijević*<br>**POPLAVE PROUZROKOVANE VELIKIM VODAMA NA BUJNIM TOKOVIMA** | **335** |

| | | |
|---|---|---|
| 33 | *Slavko Zdravković*<br>**LISBON EARTHQUAKE AS A TURNING POINT IN MULTIDISCIPLINARY ANALYSIS OF EARTHQUAKES** | **345** |
| 34 | *Slobodan Ranković, Radomir Folić, Todor Vacev*<br>**CONDITION ASSESSMENT FOR A CONCRETE ARCH ROAD BRIDGE: CASE STUDY "NIŠAVA BRIDGE"** | **351** |
| 35 | *Goran Markovski, Toni Arangjelovski, Darko Nakov, Peter Mark*<br>**ODREDJIVANJE KOEFICIJENTA $\psi_2$ ZA DEFINISANJE UTICAJA DUGOTRAJNIH DEJSTAVA** | **359** |
| 36 | *Mihailo Muravljov, Boško Stevanović, Dimitrije Zakić*<br>**ISPITIVANJA OSNOVNIH KARAKTERISTIKA ZIDOVA OD OPEKE U OKVIRU POSTOJEĆIH ZGRADA** | **369** |
| 37 | *Mihailo Muravljov, Branko Milosavljević, Dimitrije Zakić*<br>**ISPITIVANJE NOSIVOSTI MEHANIČKIH NASTAVAKA ARMATURE** | **379** |
| 38 | *Vedran Carević, Janko Radovanović*<br>**MODELIRANJE NELINEARNOG PONAŠANJA ZIDANE ISPUNE U AB SKELETNIM KONSTRUKCIJAMA** | **387** |
| 39 | *Danijel Nježić, Đorđe Pavkov*<br>**DINAMIČKA ANALIZA PEŠAČKOG MOSTA PREKO DUNAVCA (NOVI SAD) USLED POBUDE IZAZVANE PEŠACIMA** | **397** |
| 40 | *Miloš Lazović, Marija Lazović, Janko Radovanović*<br>**ANALIZA NOSIVOSTI PRIVREMENIH STUBOVA KOD "TOP DOWN" METODA GRADNJE** | **407** |
| 41 | *Saad Al-Wazni, Ahmed Alalikhan, Zoran Mišković, Ratko Salatić*<br>**NUMERIČKI EKSPERIMENT DETEKCIJE OŠTEĆENJA PRIMENOM *SIMULATED ANNEALING* METODE** | **423** |
| 42 | *Danijel Kukaras, Slobodan Grković, Danica Goleš, Dragana Nadaški*<br>**UTICAJ AB KOLOVOZNE PLOČE NA MOMENTE KONTINUALNIH POLUMONTAŽNIH MOSTOVA** | **431** |
| 43 | *Snežana Marinković, Damjan Čekerevac*<br>**GRANIČNA NOSIVOST NA PROBIJANJE PLOČA OSIGURANIH MOŽDANICIMA** | **437** |
| 44 | *Tatjana Isaković, Matej Fischinger*<br>**SEIZMIČKI ODGOVOR ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HALA** | **449** |

| | | |
|---|---|---|
| 45 | *Ognjen Mijatović, Manuel Desančić, Zoran Mišković, Ljiljana Mišković*<br>**VIBRACIONA PLATFORMA I MODEL VIŠESPRATNE ZGRADE ZA DINAMIČKO ISPITIVANJE** | **459** |
| 46 | *Veljko Pujević, Miloš Lazović, Mirjana Vukićević*<br>**SOIL-NAILING - TEHNIKA STABILIZACIJE ZEMLJANIH MASA** | **471** |
| 47 | *Nemanja Marković, Dragoslav Stojić, Tamara Nestorović*<br>**MONITORING I DETEKCIJA OŠTEĆENJA ARMIRANO BETONSKIH SKELETNIH KONSTRUKCIJA POMOĆU PIEZOELEKTRIČNIH SENZORA** | **479** |
| 48 | *Borislav T. Tomašević, Natalija B. Kutvickaja, Muminat A. Magomedgadžijeva*<br>**TEHNIČKA REŠENJA TEMELJNOG TLA I OBJEKATA NA VEČNO SMRZNUTOM TLU- PERMAFROSTU** | **487** |
| 49 | *Dragan Šuput, Dejan Šulem, Vladimir Vujčić, Milan Milovanović, Milan Šveljo*<br>**PRIMENA 3D MODELA KONSTRUKCIJE U MONTAŽI TRANSVERZALNIH NOSAČA LUKOVA ŽEŽELJEVOG MOSTA U NOVOM SADU** | **497** |
| 50 | *Predrag Blagojević, Darko Živković, Aleksandar Šutanovac*<br>**PRIKAZ KONSTRUKCIJSKOG REŠENJA SPORTSKE HALE U KRALJEVU** | **507** |
| 51 | *Ahmed Alalikhan, Saad Al-Wazni, Zoran Mišković, Ratko Salatić*<br>**NUMERIČKI EKSPERIMENT DETEKCIJE OŠTEĆENJA PRIMENOM *TABU SEARCH* METODE** | **513** |
| 52 | *Nemanja Marković, Tamara Nestorović, Dragoslav Stojić, Radovan Cvetković*<br>**MODELIRANJE PROPAGACIJE TALASA U ARMIRANO BETONSKIM KONSTRUKCIJAMA ZA POTREBE DETEKCIJE OŠTEĆENJA** | **521** |
| 53 | *Boško Furtula, Živojin Praščević*<br>**ODREĐIVANJE FAKTORA LOMA DVOPOJASNIH SISTEMA PRIMENOM LINEARNOG PROGRAMIRANJA** | **531** |
| 54 | *Selimir Lelović*<br>**STABILNOST GRANULARNOG MATERIJALA U TOKU ELASTO-PLASTIČNE DEFORMACIJE** | **543** |
| 55 | *Saša Radivojević, Radule Savić, Goran Ristić, Miko Maljević, Milan Šveljo*<br>**ZAVARIVANJE SUČEONIH MONTAŽNIH SPOJEVA SA ODSTUPANJEM OD PROJEKTOVANOG OTVORA ŽLEBA** | **553** |

| | | |
|---|---|---|
| 56 | *Predrag Blagojević, Darko Živković, Aleksandar Šutanovac*<br>**SPECIFIČNOSTI U PRORAČUNU ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE STAMBENO-POSLOVNOG KOMPLEKSA U GRADU RJAZANJ U MOSKOVSKOJ OBLASTI** | **561** |
| 57 | *Ivana Milićević Bičanski, Branislav Dašić, Milan Milovanović, Milan Šveljo, Dragan Šuput*<br>**SANACIJA I OJAČANJE ČELIČNE KONSTRUKCIJE MOSTA "GAZELA" PREKO REKE SAVE U BEOGRADU** | **567** |
| 58 | *Aleksandra Luković*<br>**GLAVNI PROJEKAT NADVOŽNJAKA NA PETLJI PRELJINA NA km 116+627,045 UKRŠTAJA SA AP E-763** | **577** |
| 59 | *Snežana Maraš-Dragojević*<br>**NUMERIČKA ANALIZA IZGRADNJE PLITKOG TUNELA U BEOGRADSKIM GLINOVITO-LAPOROVITIM SREDINAMA** | **583** |
| 60 | *Aleksandra Vasković, Bojan Vasković, Miko Maljević*<br>**MONTAŽA ALUMINIJUMSKIH KROVOVA I MEMBRANA NA SANIRANIM REZERVOARIMA VELIKOG PREČNIKA** | **593** |
| 61 | *Borislav T. Tomašević*<br>**VODIČ ZA INVESTITORE® - KAKO IZGRADITI OBJEKAT U REPUBLICI SRBIJI** | **601** |
| 62 | *Sanja Jocković, Mirjana Vukićević*<br>**KRUTOST TLA PRI MALIM DEFORMACIJAMA** | **607** |

# DOBITNICI PRIZNANJA DGKS
## ZA ŽIVOTNO DELO
## U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU
## U 2014. GODINI

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

# PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU Prof. dr ŠERIFU DUNICI, dipl.inž.građ.



*Prof. dr Šerif Dunica, dipl.inž.građ. (Ohrid, 1949.), redovni profesor Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu, je jedinstvena stvaralačka ličnost u istoriji našeg konstrukterstva. U svojoj do sada 44 godine dugoj karijeri, (a još uvek je u punoj aktivnosti!), pokrio je ogoman dijapazon oblasti – od naučnog i pedagoškog rada na Univerzitetu, preko pisanja knjiga i članaka i računarskih programa, do projektantskog rada inženjera-konstruktora objekata izuzetnih karakteristika. Neki od izvedenih objekata prof. Dunice spadaju u najznačnija ostvarenja našeg konstrukterstva uopšte*.

**Osnovni biografski podaci**

Prof. dr Šerif Dunica, dipl.inž.građ. rođen je 15. marta 1949. u Ohridu, SR Makedonija, SFRJ. Srednju školu je završio sa samo 16 i po godina. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu upisao je 1965. i diplomirao sa izuzetnim uspehom februara 1970. godine sa prosečnom ocenom 9,58, sa nepunom 21 godinom starosti.

Specijalizacije, magistarski rad, doktorska disertacija:

- 1972: Specijalizacija na Imperial College, London, Velika Britanjia;
- 1973: Specijalizacija na University of Southampton, Southampton, Velika Britanjia;
- 1973: Magistar nauka; tema magistarske teze odbranjene na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu "*Sandučasti nosač sa deformabilnim poprečnim presekom ukrućen konačnim brojem poprečnih dijafragmi*";
- 1980: Doktor nauka; tema doktorske disertacije odbranjene na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu "*Prilog plastičnoj analizi prostornih linijskih sistema sastavljenih od rešetkastih, punih i tankozidnih elemenata*";
- 1988: Specijalizacija na Northwestern University, Evanston, SAD.

Prof. Dunica pored visokog naučnog i stručnog obrazovanja poseduje i široko opšte obrazovanje i govori uz srpski, turski i makedonski jezik još i engleski, a služi se i španskim, francuskim i ruskim jezikom.

Oženjen je i otac dve ćerke.

**Rad na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu**

Prof. Šerif Dunica je sav svoj radni vek proveo na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu, počev od asistenta do redovnog profesora.

Kratak pregled kretanja u službi:

- 1970-1973: Zaposlenje u RO "Beograd-Invest", sa radnim mestom u Inženjersko-računskom centru Građevinskog fakulteta u Beogradu;
- 1973, decembar: Izbor za asistenta na predmetu Otpornost materijala;
- 1981, decembar: Izbor za docenta;
- 1987, mart: Izbor za vanrednog profesora;
- 1997, decembar: Izbor za redovnog profesora;
- 2009, januar: Odlazak u penziju na sopstveni zahtev.

Prof. Šerif Dunica je, tokom rada na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu, takođe bio i

- 1985-1989: Upravnik Insituta za tehničku mehaniku i teoriju konstrukcija;
- 1989-1991: Prodekan Građevinskog fakulteta;
- 2001-2002 i 2008-2009: Šef Katedre za tehničku mehaniku i teoriju konstrukcija.

Kao asistent prof. Dunica je držao vežbanja, osim iz predmeta *Otpornost materijala*, takođe i iz predmeta *Mehanika 1* i *Teorija površinskih nosača*.

Kao docent, vanredni i redovni profesor, držao je predavanja, osim iz svog osnovnog predmeta *Otpornost materijala*, takođe i iz izbornog predmeta *Nelinearna analiza konstrukcija* na redovnoj nastavi Odseka za konstrukcije, kao i iz predmeta *Teorija plastičnosti* i *Nelinearna analiza konstrukcija* na poslediplomskoj nastavi na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu.

Za potrebe nastave iz predmeta Otpornost materijala napisao je, sa kolegama sa predmeta, dve zbirke zadataka, kao i dva udžbenika, jedan samostalno, a drugi kao koautor. Takođe je, kao koautor, napisao zapažen udžbenik za poslediplomsku nastavu "*Nelinearna analiza konstrukcija*", kao i udžbenik "*Uvod u teoriju plastičnosti*", koji je pripremljen za štampu, ali nije objavljen, osim što je interno umnožavan za potrebe studenata poslediplomske nastave. Kao koautor, napisao je brojna i obimna poglavlja u raznim knjigama i monografijama: "*Statika konstrukcija u matričnom obliku*", autora P. Jovanovića, "*Savremene metode proračuna u statici linijskih nosača*", "*Metod konačnih elemenata u proračunu inženjerskih konstrukcija*", "*Savremeni problemi dinamike inženjerskih konstrukcija*", zatim i "*Proračun inženjerskih konstrukcija pomoću računara*", "*Razvoj aplikativnog programa za statičku analizu prostornih linijskih sistema*", kao i poglavlje u mogografiji Građevinskog fakulteta "*Teorija konstrukcija - savremeni problemi nelineane analize*".

Prof. Šerif Dunica je autor brojnih radova u časopisima, kao i u zbornicima radova sa naučnih skupova. Svi radovi predstavljaju odgovarajuće doprinose prof. Šerifa Dunice analizi raznih konstrukcija primenom računara. Sa time je počeo svoju stručnu karijeru posle diplomiranja, a time se i sada bavi. Svi radovi Šerifa Dunice mogu da se podele na oblasti nelinearne analize konstrukcija, kako geometrijske, tako i materijalne, na numeričke postupke uopšte, posebno na Metodu konačih elemenata, kao i na radove iz oblasti Stabilnosti i dinamike konstrukcija. Ono što je posebno značajno je da svi ovi radovi nisu bili "umetnost radi umetnosti", već su bili vezani za projektovanje brojnih i veoma različitih i složenih

konstrukcija, kao što su skoro sve vrste zgrada, mostovi velikih raspona, antenski stubovi, dimnjaci, TV tornjevi, brojni i razni industrijski i vojni objekti itd.

Tokom svog rada na Građevinskom fakultetu u Beogradu prof. Dunica je svo vreme bio među najcenjenijim nastavnicima zbog svojih izuzetnih predavanja, velikog truda da se studentima pomogne u učenju, a i zbog svoje pravičnosti i principijelnog stava u svim pitanjima života fakulteta.

**Autor i koautor knjiga i poglavlja u knjigama**

[1] Dimitrijević,D., **Dunica,Š.**, Kolundžija,B.: *Primena savremenih elektronskih računara u statickoj analizi linijskih nosača nekih karakterističnih inženjerskih konstrukcija*.
Poglavlje u knjizi *Savremene metode proračuna linijskih nosača*, prvoj knjizi u okviru ciklusa *Inovacija znanja iz oblasti tehničke mehanike i teorije konstrukcija*, editor D. Dimitrijević, Jugoslovenski građevinski centar i Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 1981. (str. 201-549)

[2] Sekulović,M., **Dunica,Š.**, Kolundžija,B.: *Primena metode konačnih elemenata u proračunu inženjerskih konstrukcija*.
Poglavlje u knjizi *Primena metode konačnih elemenata u proračunu inženjerskih konstrukcija*, drugoj knjizi u okviru ciklusa *Inovacija znanja iz oblasti tehničke mehanike i teorije konstrukcija*, editor M. Sekulović, Jugoslovenski građevinski centar i Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 1982. str. 281-328, 347-355 (sa B. Kolundžijom) i str. 381-388, 413-440 (sa M. Sekulovićem i B. Kolundžijom).

[3] Sekulović,M., Dunica,Š., Kolundžija,B.: *Primena metode konačnih elemenata u dinamici konstrukcija*.
Poglavlje u knjizi *Savremeni problemi dinamike inženjerskih konstrukcija*, trećoj knjizi u okviru ciklusa *Inovacija znanja iz oblasti tehničke mehanike i teorije konstrukcija*, editor V. Brčić, Jugoslovenski građevinski centar i Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 1982. str. 303-399.

[4] **Dunica,Š.**, Kolundžija,B.: *Nelinearna analiza konstrukcija*.
Naucna knjiga, Beograd, 1986. 234 strane.

[5] **Dunica,Š.**: *Otpornost materijala. Uvod u mehaniku deformabilnog tela*.
Građevinski fakultet Iniverziteta u Beogradu i Grosknjiga, Beograd, 1995. 625 strana.

[6] **Dunica,Š.**, Kolundžija,B., Janošević,M.: *Razvoj aplikativnog programa za statičku analizu prostornih linijskih sistema*.
Poglavlje u Građevinskom kalendaru 1992, Savez građevinskih inženjera Srbije, Beograd, 1992. str. 464-574.

[7] **Dunica,Š**.: Linear Programming Approach to Limit Analysis of Thin-Walled Structures. Chapter in the book *Miscellany Dedicated to 65th birthday of Academician Professor Nikola Hajdin*, editor N.Naerlović-Veljković, Faculty of Civil Engineering and Serbian Academy of Sciences and Arts, Belgrade, 1988. pp. 193-202.

[8] **Dunica,Š.**: Algoritmi nelinearne analize konstrukcija.
Poglavlje 12 u knjizi *Savremeni problemi nelinearne analize konstrukcija*, editor M. Sekulović, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu i Građevinska knjiga, Beograd, 1992. str. 353-386.

**Rad na izradi programa za proračun konstrukcija**

U analizi brojnih objekata prof. Dunica je koristio, osim komercijalnih programa, takođe i svoje - posebno napravljene programe. Zajedno sa kolegom - prof. Branislavom Kolundžijom, prof. Dunica je učestvovao u kreiranju programa *Planet*, *PanelPro*, *BeamPro* i *Tower 4* iz čega je proistekao programski paket *Towe*r.

**Stručni rad**

Uopšte, stručni rad prof. Dunice mogao bi se podeliti na različite načine: 1) kao proračuni: statički, stabilnosti, dinamički (linearna i nelinearna dinamika), metodom konačnih elemenata; 2) prema vrstama konstrukcija: mostovi (posebno oni velikih raspona), visoki objekti (tornjevi, dimnjaci), zgrade (najrazličitije namene i veličine), sportski objekti (ledene dvorane i stadioni), inženjerski objekti (brane, silosi, rashladni tornjevi); 3) prema zemljama u kojima su projektovani objekti izgrađeni: Srbija i zemlje bivše SFRJ, Rusija, Poljska, Peru, Irak, Libija; 4) prema merodavnim normama za projektovanje i izvođenje: srpskim, ruskim, britanskim, američkim, evropskim; 5) prema materijalima konstrukcija: betonskim, čeličnim, spregnutim.

Stručna ostvarenja prof. Dunice su visokog nivoa, a mnoga od njih spadaju u sam vrh srpskog konstrukterstva uopšte! Izabrani izvedeni objekti gde je prof. Dunica bio odgovorni projektant:

<table>
<tr>
<td><br>Univerzitetski kompleks Skolkovo, Rusija, 2008.</td>
<td><br>Poslovno-hotelski kompleks "Olimpijski", Moskva, 2010.</td>
<td><br>Toranj na Avali, 2009.</td>
</tr>
<tr>
<td><br>Fudbalski stadion Arena Himki, Himki, Rusija, 2008.</td>
<td><br>Drumski most preko reke Visle, Plock, Poljska, 2005.</td>
<td><br>(Novi) Drumski Most slobode, Novi Sad, 2005.</td>
</tr>
</table>

| | *Sportski objekti* |
|---|---|
| 2006-2007. | Fudbalski stadion Arena Himki, Himki, Rusija, 2008. |
| 2001, 2007. | Ledena dvorana *Vityaz*, Čehov, Moskovska oblast, Rusija, 2004, 2007. |
| 2000. | Hala za trening Ledene dvorane *Vityaz*, Podolsk, Rusija, 2002. |
| | *Zgrade* |
| 2011-2014 | Poslovno-stambeni kompleks blok 65, novi Beograd (11 objekata), 2014. |
| 2008-2009. | Multifunkcionalna administrativna zgrada, Moskva, Rusija, 2009. |
| 2006-2007. | Trgovački centar *CUM* , Moskva, Rusija, 2007. |

| | |
|---|---|
| 2004-2009. | Putnički terminal i TCKL Aerodroma Banja Luka, BiH, 2009. |
| 2006-2008. | Kompleks zgrada škole za menadžment *Skolkovo*, Moskva, Rusija, 2008. (**Pisana čestitka grupe ruskih akademika i profesora za izuzetno konstruktorsko ostvarenje**) |
| 2005. | Administrativno-poslovni objekat Rulog, Moskva, Rusija, 2006. |
| 2004. | Industrija voćnih sokova *Steierer Obst*, Serpuhov, Rusija, 2005. |
| 2002. | Industrija topljenog sira *Hochland*, Moskva, Rusija, 2003. |
| 2001. | Trgovački centar *Marktkauf*, Koteljniki, Moskovska oblast, Rusija, 2002. |
| 1997-1998. | Industrija voćnih jogurta *Ehrmann*, Ramenskoe, Rusija, 1999, 2002. |
| 2000-2001. | Robne kuće *Gvozd 1* i *Gvozd 2*, Moskva, Rusija, 2002. |
| 1998-1999. | Glavna zgrada Železničke stanice *Prokop*, Beograd, Srbija, 1999. |
| 1997. | Zgrada Moskovske banke, Moskva, Rusija, 1997. |
| 1996. | Poslovna zgrada, Ryazanj, Rusija, 1996. |
| 1983-1984. | Nova zgrada RTS u Aberdarevoj ulici br 1 u Beogradu, 1984. |
| | *Mostovi* |
| 2006-2007. | Sanacija Drumskog mosta *Gazela*, Beograd, Srbija, 2012.<br>Globalni statički i dinamički proračun mosta preko reke. |
| 2002-2004. | Drumski *Most slobode*, Novi Sad, Srbija, 2005. |
| 1998-1999. | Drumski most preko reke Visle, Plock, Poljska, 2005. (Projektant mosta) |
| | *Inženjerski objekti* |
| 2005. | Toranj na Avali, Srbija, 2009. |
| 1974-1983. | Razni inženjerski objekti u Iraku, Libiji, Peruu, Jugoslaviji. |

**Priznanja, nagrade**

2010: **Toranj na Avali, Srbija, 2009.**
**Priznanje DGKS za najbolje konstruktorsko ostvarenje 2008-2010.** za projektante Tornja – **prof. Šerifa Dunicu**, Branislava Životića i Aleksandra Bojovića.

2008: **Drumski most preko reke Visle, Plock, Poljska, 2005**.
**Priznanje DGKS za najbolje konstruktorsko ostvarenje 2006-2008.** za projektantski tim: Nikola Hajdin, Bratislav Stipanić, **Šerif Dunica**, Aleksandar Bojović, Miloš Lazović, Dimitrije Aleksić.

2001: **Drumski most preko Tise, Segedin, Mađarska**. Pozivni međunarodni konkurs. **Najbolje ocenjeni rad**. Autorski tim: B. Stipanić, **Šerif Dunica**, A. Bojović, M. Lazović.

1999: **Drumski most preko Bokokotorskog zaliva, Crna Gora**. Međunarodni konkurs. **3. nagrada**. Autori: N. Hajdin, B. Stipanić. Projektantski tim: **Šerif Dunica**, A. Bojović, M. Lazović.

1997: **Drumski most preko reke Visle, Plock, Poljska**. Međunarodni konkurs. **1. nagrada**. Autori: N. Hajdin, B. Stipanić. Projektantski tim: **Šerif Dunica**, A. Bojović, M. Lazović.

# DOBITNICI PRIZNANJA DGKS
## ZA NAJBOLJA OSTVARENJA U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU U 2012. I 2013. GODINI

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Milan Spremić* [1]

# PONAŠANJE GRUPE ELASTIČNIH MOŽDANIKA KOD SPREGNUTIH NOSAČA OD ČELIKA I BETONA

***Rezime:***

Smičući spoj ostvaren grupom moždanika sa glavom je jednostavno i često korišćeno rešenje za podužni smičući spoj između čeličnog nosača i montažne armiranobetonske ploče. Redukcijom rastojanja između moždanika u grupi omogućava se izvođenje manjih otvora u ploči za smeštaj moždanika. Ovaj rad daje prikaz istraživanja o nosivosti na smicanje grupe moždanika i dobijenih rezultata koji su objavljeni u doktorskoj disertaciji "Analiza ponašanja grupe elastičnih moždanika kod spregnutih nosača od čelika i betona" na Univerzitetu u Beogradu na Građevinskom fakultetu.

*Ključne reči: Grupa moždanika sa glavom, Spregnuti nosači od čelika i betona*

# BEHAVIOR OF GROUPED HEADED STUDS IN COMPOSITE BEAM FROM STEEL AND CONCRETE

***Summary:***

Shear connection with headed studs in group arrangement is simple and frequently used solution for shear connection between steel beam and precast concrete slabs. Reducing the distance between the adjacent headed studs in the group enables smaller holes in the slab to accommodate grouped studs. This paper presents the research about the shear resistance of grouped studs and the main result published in PhD Thesis "The analysis of headed stud group behavior in composite steel-concrete beams" on University of Belgrade Faculty of Civil Engineering.

*Key words: Group arrangement of headed studs, Steel-concrete composite beams*

[1] Dr, dipl.građ.inž, docent, Univerzitet u Beogradu Građevinski Fakultet

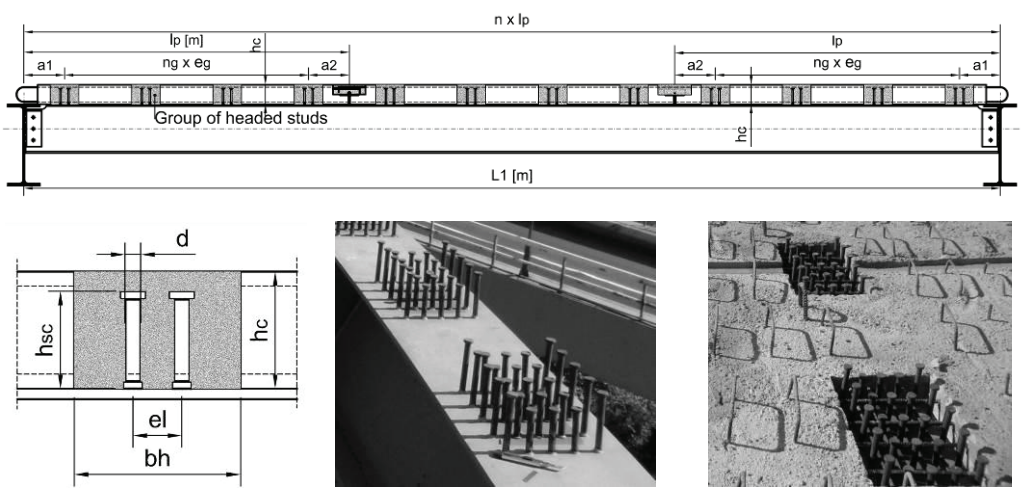
# 1 UVOD

Doktorska disertacija „Analiza ponašanja grupe elastičnih moždanika kod spregnutih nosača od čelika i betona“ [1], sadrži osam poglavlja u okviru kojih je prikazano istraživanje ponašanja i nosivosti grupe elastičnih moždanika sa glavom u smičućim spojevima prefabrikovanih spregnutih nosača. Ovaj rad daje pregled istraživanja i rezultata objavljenih u doktorskoj disertaciji.

# 2 PRIMENA GRUPE MOŽDANIKA U SMIČUĆIM SPOJEVIMA

Grupe moždanika sa glavom se primenjuju za konstruisanje podužnih smičućih spojeva kod prefabrikovanih spregnutih nosača od konstrukcionog čelika i montažnih armiranobetonskih ploča. Podužni smičući spoj formiran na ovakav način podrazumeva da su moždanici grupisani na diskretnim mestima na gornjoj nožici čeličnog nosača na mestima na kojima su napravljeni otvori u montažnim armiranobetonskim pločama. Ovako rešenje smičućeg spoja se može uspešno primeniti za sanaciju i ojačanje postojećih konstrukcija. Izradom otvora u postojećoj armiranobetonskoj ploči, zavarivanjem moždanika i ponovnim betoniranjem otvora moguće je ojačati postojeće ili naknadno izvesti smičući spoj između konstrukcionog čelika i AB ploče. Ovako konstruktivno rešenje podužnog smičućeg spoja je jednostavno za izvođenje pa ima čestu primenu pre svega u montažnim spregnutim konstrukcijama u mostogradnji. Poslednjih godina primenjeno je i na dva objekata u našoj zemlji, videti sliku 1.

Podužni smičući spoj sa grupama moždanika spada u diskontinualne smičuće spojeve. Iako je ovako rešenje smičućeg spoja široko rasprostranjeno, EN 1994 [2] daje samo generalne informacije bez preporuka za proračun i njihovo konstruisanje.




*Slika 1 – Primena grupisanih moždanika u smičućim spojevima*

Fokus istraživanja koje je objavljeno u doktorskoj disertaciji je na smičućim spojevima kod prefabrikovanih spregnutih nosača u objektima zgradarstva. Kod tipičnih podnih nosača raspona do 15,0 m pun smičući spoj se može uspešno konstruisati sa četiri moždanika prečnika

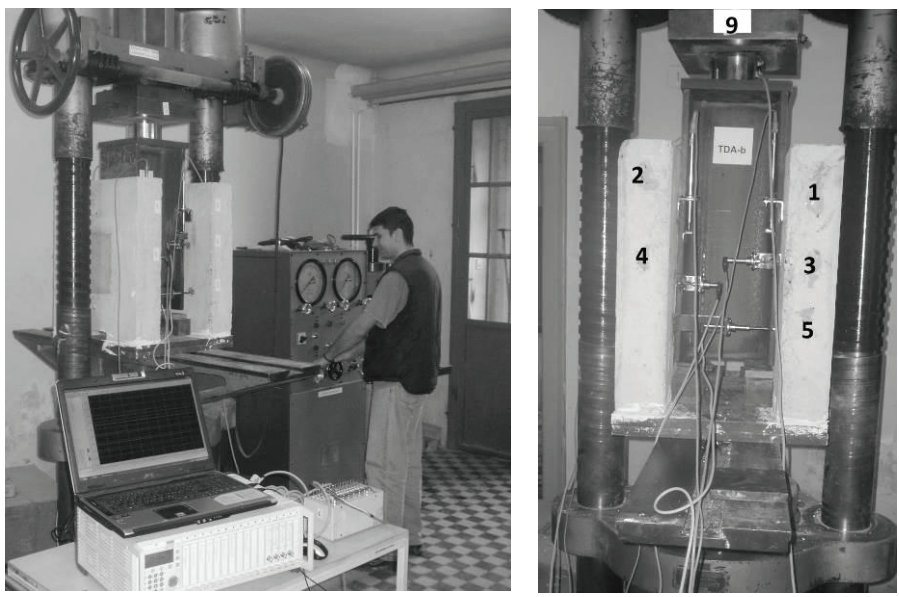
16 mm  ili 19 mm. U ovom slučaju potreban razmak između grupa moždanika je u granicama od 500 mm do 600 mm, videti sliku 1.

# 3 SADRŽAJ ISTRAŽIVANJA

Istražena je mogućnost smanjenja rastojanja između susednih moždanika u pravcu podužne smičuće sile u odnosu na minimalno propisana rastojanja prema Evrokodu 4 [2]. Smanjenje rastojanja između moždanika u grupi, u konstruktivnom smislu, omogućava manji diskontinuitet u montažnoj AB ploči, zbog izvođenja manjeg otvora potrebnog za smeštaj moždanika.

## 3.1 EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE

Originalnim eksperimentalnim istraživanjem sprovedenim na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu istraženi su ponašanje i nosivost podužnog smičućeg spoja ostvarenog grupama moždanika. Ispitano je ukupno dvadeset i dva standardna uzorka prema Prilogu B Evrokoda 4 [2], videti sliku 2. Postupak prireme uzoraka kao i tok ispitivanja su detaljno opisani u disertaciji.

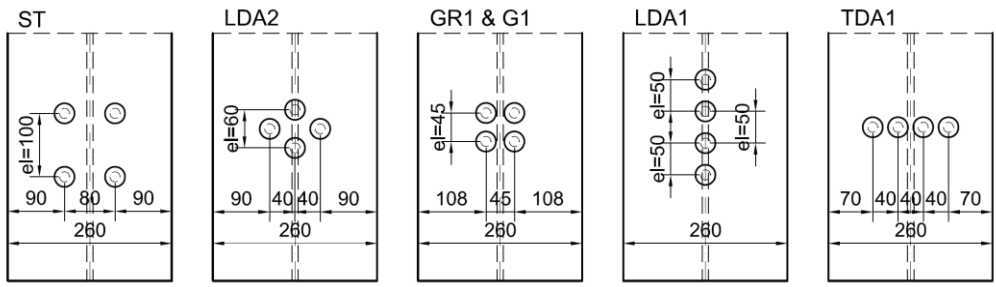



*Slika 2 – Ispitivanje uzoraka i dispozicija merne opreme*

Osnovni elementi geometrije grupe koji su analizirani su: raspored moždanika u grupi, orijentacija grupe moždanika u odnosu na pravac sile smicanja i međusobno rastojanje moždanika. Ispitano je pet različitih grupa od četiri moždanika sa glavom, prečnika 16 mm, kod kojih su  rastojanja između susednih moždanika u grupi manja od minimalno propisanih rastojanja u [2], videti sliku 3. Eksperimentalnim putem je analizira uticaj smanjenja rastojanja

između susednih moždanika na nosivost, duktilnost i ukupne deformacije podužnog smičućeg spoja.

Izvođenjem uzoraka G1 i GR1 koji se razlikuju samo u detaljima armature u AB ploči analiziran je uticaj armature na nosivost spoja što je od posebnog značaja za praktičnu primenu i zaheve vezane za konstruktivno oblikovanje detalja armature u ploči oko grupe moždanika. Zato su uzorci G1 izvedeni bez armature u otvoru ploče za vezu montažne AB ploče sa betonom za monolitizaciju, videti detaljnije u [2] i [3].

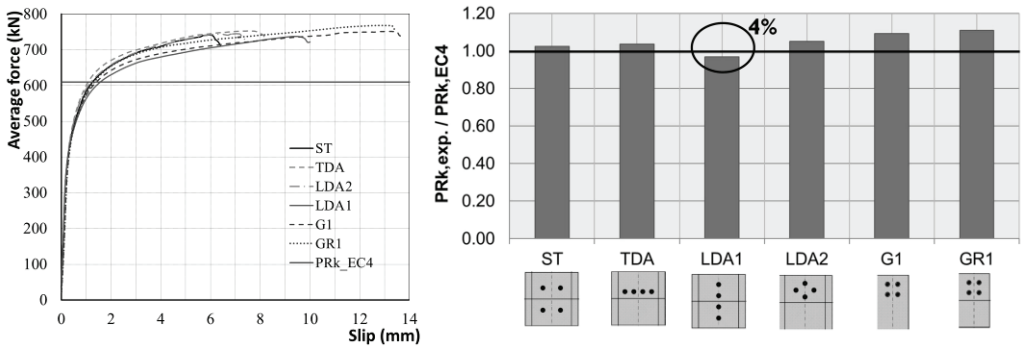



*Slika 3 – Geometrija ispitanih grupa*

Eksperimentalntalno istraživanje obuhatilo je i određivanje fizičko-mehaničkih svojstava korišćenih materijala: konstrukcionog čelika, betona, armature i moždanika, videti [2] i [3].

Dijagrami srednje vrednosti sile, za jednu grupu uzoraka, u funkciji podužnog klizanja spoja za ispitane grupe moždanika prikazani su na slici 4. Razlike u srednjoj vrednosti sile za istu vrednost podužnog klizanja spoja ispitanih grupa moždanika bile su u granicama ±5%. Sve ispitane grupe moždanika karakterisalo je duktino ponašanje. Ova činjenica je od posebnog značaja. Duktilno ponašanje smičućeg spoja omogućava da se grupisani moždanici primenjuju i u parcijalnim smičućim spojevima.

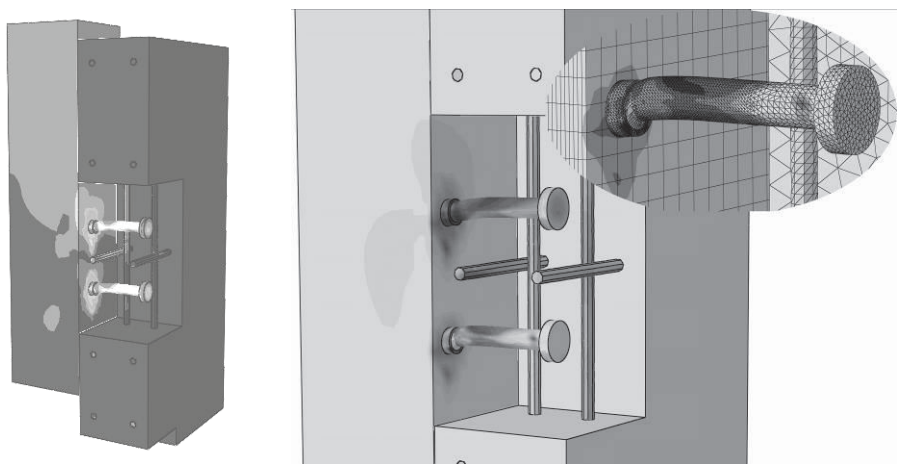
Lom smicanjem moždanika pri graničnom opterećenju je karakterisao sve analizirane grupe moždanika sa glavom, osim grupa G1 i GR1 kod kojih je uočen kombinovani lom smičućeg spoja. Na ovakav tip loma ukazale su znatno veće merene vrednosti klizanja podužnog smičućeg spoja uzoraka G1 i GR1, pri graničnom opterećenju. Eksperimentalne vrednosti karakteristične nosivosti na smicanje moždanika, za sve ispitane grupe osim grupe LDA1, su veće od računskih karakterističnih vrednosti nosivosti moždanika prema [2]. Dobijeni rezultati su potvrdili pretpostavku da je u nekim slučajevima nosivost na smicanje moždanika jednaka proračunskoj vrednosti prema Evrokodu [2] i kada je rastojanje, između susednih moždanika u grupi, u pravcu smičuće sile, manje od minimalno propisanog. Treba naglasiti da se ni u jednom od ispitanih uzoraka nisu pojavile prsline ili odvajanje „novog“ od „starog“ betona.




*Slika 4 – Rezultati eksperimentalnog ispitivanja*

## 3.2 SIMULACIJA METODOM KONAČNIH ELEMENATA

Metodom konačnih elemenata primenom, programskog paketa ABAQUS (Explicit dynamic solver), simuliran je eksperiment. Modelirana je jedna četvrtina uzorka, slika 5.



*Slika 5 – Numerički model [4]*

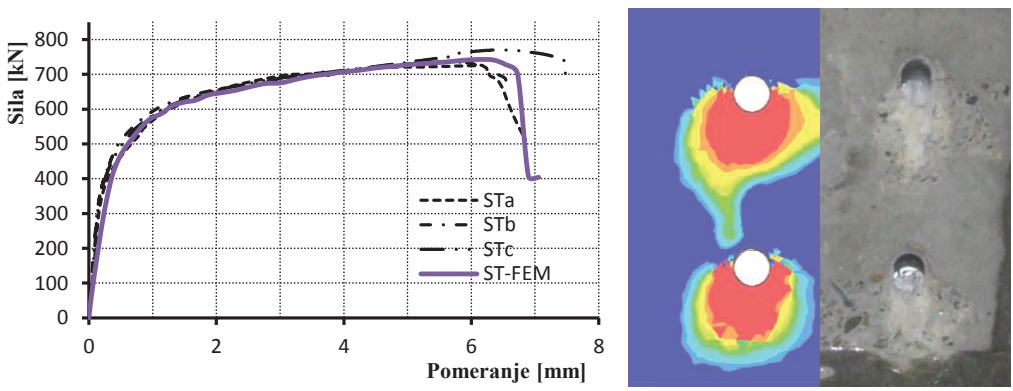
Na osnovu merenih mehaničkih svojstava materijala definisani su modeli za materijale, videti [1]:

- za moždanik primenom „material ductil damage“ i „shear damage“ modela,
- za beton primenom „concrete damage plasticity“ modela.

Kalibracijom parametara FE modela dobijeno je dobro poklapanje eksperimentalnih vrednosti sile i podužnog klizanja sa sračunatim numeričkim vrednostima, videti sliku 6. Numerički model je iskorišćen za parametarsku analizu koja je obuhvatila:

- različite dispozicije grupa,
- različite prečnike moždanika i
- različite visine moždanika.

Rezultati numeričke i eksperimentalnie analize korišćeni su za izvođenje zaključaka o ponašanju smičućeg spoja ostvarenog grupom moždanika. Uočeni su i definisani modeli loma koji se mogu javiti u podužnim smičućim spojevima sa grupama moždanika. Na uočenim modelima loma definisana su granična stanja nosivosti za grupu moždanika sa glavom.




*Slika 6 – Dijagrami sila – pod. klizanje i zona oštećenja betona, poređenje uzoraka ST i FEM*

### 3.3 NOSIVOST GRUPE MOŽDANIKA

Proračunska vrednost nosivosti grupe moždanika $P_{\mathrm{Rd,G}}$ za grupe kod kojih je rastojanje, u pravcu smičuće sile, između susednih moždanika veće ili jednako $5d$ ($d$-prečnik moždanika) može se odrediti kao suma nosivosti pojedinačnih moždanika u grupi:

$$P_{\mathrm{Rd,G}} = \sum P_{\mathrm{Rd}} \tag{1}$$

U nekim slučajevima kada je rastojanje između susednih moždanika u pravcu smičuće sile manje od $5d$ potrebno je redukovati proračunsku vrednost nosivosti na smicanje grupe moždanika na sledeći način:

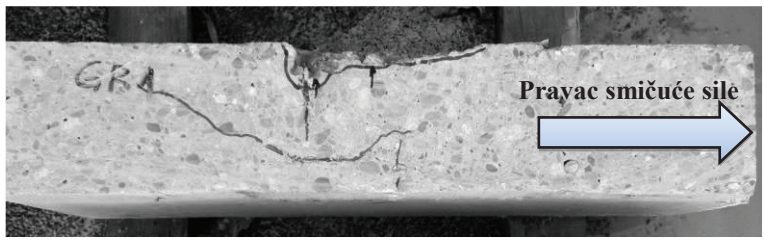
$$P_{\mathrm{Rd,G}} = \alpha_{\mathrm{G}} \cdot \sum P_{\mathrm{Rd}} \tag{2}$$

gde je $\alpha_{\mathrm{G}}$ je koeficijent redukcije.

U disertaciji je predložen originalni model za određivanje vrednosti koeficijenta redukcije za nosivost na smicanje grupe moždanika sa glavom, koji je zasnovan na ekvivalentnom (zamenjujućem) prečniku moždanika. Novouvedeni pojam, zamenjujućeg prečnika moždanika $d_{\mathrm{G}}$, je funkcija: broja moždanika u grupi, broja redova moždanika $n_{\mathrm{r}}$, broja kolona moždanika $n_{\mathrm{c}}$ i rastojanja u pravcu smičuće sile između susednih moždanika u grupi $e_{\mathrm{l}}$:

$$d_{\mathrm{G}} = f(d, n_{\mathrm{c}}, n_{\mathrm{r}}, e_{\mathrm{l}}) \tag{3}$$

Prema predloženom modelu proračuna, grupa moždanika se aproksimira sa jednim ekvivalentnim moždanikom. Uočeno je da je ponašanje grupe moždanika slično sa ponašanjem pojedinačnih moždanika male visine. Na slici 7 prikazan je poprečni presek ploče uzorka G1 nakon ispitivanja. Na poprečnom preseku se jasno uočavaju prsline u AB ploči koje su karakteristične za kombinovani lom smičućeg spoja.




*Slika 7 – Poprečni presek AB ploče nakon ispitivanja*

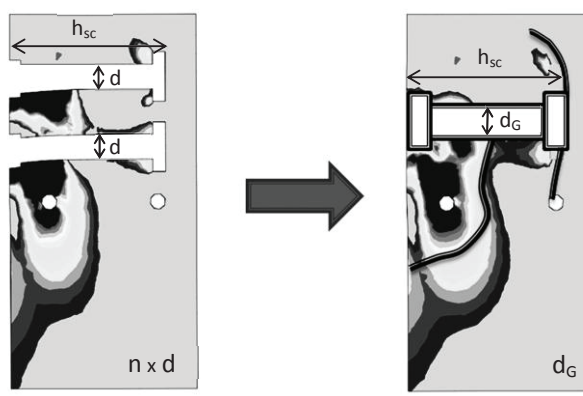
Predloženim modelom proračuna ponašanje grupe moždanika aproksimira sa ponašanjem ekvivalentnog pojedinačnog moždanika iste visine ali većeg prečnika $d_G \square d$. Koeficijent redukcije za nosivost na smicanje grupe moždanika može se odrediti na sličan način kao za pojedinačni moždanik male visine. Ovakav model proračuna, koji je u potpunosti je u skladu sa aktuelnim Evrokodom 4, daje mogućnost da se uvrsti u neku od narednih edicija evropskog standarda za spregnute konstrukcije EN 1994-1-1.

Prema Evrokodu 4 proračunska nosivost na smicanje pojedinačnog moždanika jednaka je:

$$P_{\mathrm{Rd}} = \min\left[0.8 \cdot f_{\mathrm{u}} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_{\mathrm{v}}}; 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{\mathrm{ck}} E_{\mathrm{cm}}} \frac{1}{\gamma_{\mathrm{v}}}\right] \tag{4}$$

Kada se koriste moždanici visine manje od 4*d* Evrokod 4 propisuje redukciju nosivosti moždanika na smicanje. Vrednost koeficijent redukcije $\alpha$ je funkcija odnosa visine moždanika $d$ i prečnika moždanika $h_{\mathrm{sc}}$ i jednaka je:

$$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h_{\mathrm{sc}}}{d} + 1\right) \text{ kada je } 3 \le {h_{\mathrm{sc}}}/{d} \le 4 \tag{5}$$



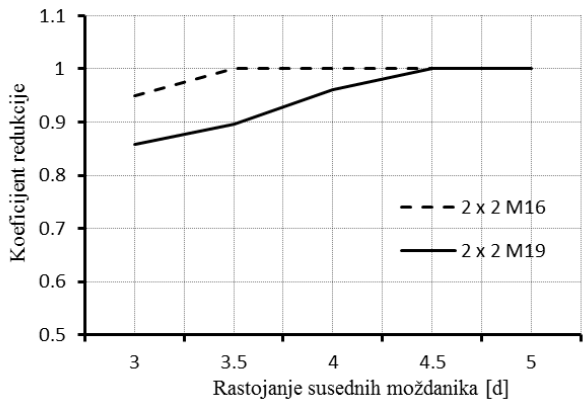

*Slika 8 – Predloženi model proračuna nosivosti, ekvivalentan prečnik moždanika [4]*

Model proračuna koeficijenta redukcije predložen u disertaciji, na isti način kao i u slučaju pojedinačnih moždanika male visine, definiše vrednost koeficijenta redukcije nosivosti na smicanje za grupu moždanika u funkciji odnosa visine moždanika i zamanjujućeg prečnika.

Vrednost koeficijenta redukcije može se sračunati, pomoću izraza za α (5), kao i za pojedinačne moždanike zamenjujući u izrazu prečnik pojedinačnog moždanika sa ekvivalentnim prečnikom moždanika.

$$\alpha_G = \min\left(0{,}2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d_G} + 1\right); 1\right) \tag{6}$$

Sračunate vrednosti koeficijenta redukcije za grupu od četiri moždanika prečnika 16 mm i 19 mm, visine 100 mm u funkciji međusobnog rastojanja između moždanika u pravcu smičuće sile prikazane su na dijagramima, slika 9. Znatno veća redukcija nosivosti na smicanje je potrebna u slučaju grupe moždanika prečnika 19 mm, dok se u slučaju grupe moždanika prečnika 16 mm uočava se da je redukcija nosivosti potrebna samo ako su rastojanja između moždanika manja od 3,5d.




*Slika 9 – Vrednosti koeficijenta redukcije za grupu od četiri moždanika*

Model proračuna nosivosti grupe moždanika predložen u disertaciji je prvi model koji obuhvata sve geometrijske parametere grupe, od kojih zavisi nosivost grupe. Dosadašnji predloženi modeli Okade i ost. [5], Shim C.S. i ost. [6] su definisali vrednost koeficijenta redukcije samo u funkciji rastojanja, u pravcu smičuće sile, između susednih moždanika u grupi.

# 4 REZULTATI I ZAKLJUČCI

Predloženi model proračuna i dobijeni rezultati su upoređeni sa eksperimentalnim rezultatima drugih autora. Parametarska analiza [1] je pokazala da se predloženi model može koristiti za različite dispozicije grupa moždanika. Koncept proračuna koji je prilagođen aktuelnim odredbama Evrokoda 4 sa novouvedenim pojmom ekvivalentnog prečnika moždnika može se uspešno koristiti i za procenu ponašanje grupe moždanika i za procenu duktilnosti spoja. Na osnovu vrednosti odnosa visine moždanika i zamenjujućeg prečnika moguće je na zadovoljavajući način proceniti duktilnost veze.




*Slika 10 – Rezultati vrednosti koeficijenta redukcije*

Slika 10 prikazuje poređenje vrednosti koeficijenta redukcije prema predloženom modelu, eksperimentalne vrednosti koeficijenta redukcije i računate vrednosti koeficijenta redukcije prema modelima iz [5] i [6]. Na osnovu prikazanih rezultata (slika 10) mogu se izvesti najvažniji zaključci:

- Predloženi model proračuna može se koristiti za proračun nosivosti na smicanje i malih i velikih grupa moždanika u smičućim spojevima prefabrikovanih spregnutih greda u objektima zgradarstvu i u mostogradnji.
- U radu je pokazano da se sa grupom od četiri moždanika mogu uspešno konstruisati smičući spojevi prefabrikovanih spregnutih greda raspona do 15m u tipičnim višespratnim objektima zgradarstva.
- Predloženi model proračuna nosivosti grupe moždanika sa glavom je sveobuhvatan, uzima u obzir sve bitne parametre geometrije grupe moždanika i jednostavan za praktičnu primenu.
- Položaj i količina armature ne utiču na nosivost veze, ali je armatura važna sa stanovišta globalnog ponašanja armiranobetonskog elementa. Armatura se može izostaviti na mestu otvora za smeštaj moždanika u armiranobetonskoj ploči, što začajno pojednostavljuje izvođenje.

## ZAHVALNOST

Istraživanje sprovedeno u okviru doktorske disertacije je deo projekta TR36048 i podržano je od strane Ministarstva prosvete, nauke i tehnološkog razvoja. Finansijski i tehnički izvođenje eksperimenta su pomogli GP „Gemax" d.o.o. i „NB Čelik" d.o.o. iz Beograda.

## LITERATURA

[1] Spremić M: *Analiza ponašanja grupe elastičnih moždanika kod spregnutih nosača od čelika i betona*. Doktorska disertacija, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Beograd, oktobar 2013.

[2] EN1994-1-1, Eurocode 4, "Design of Composite Steel and Concrete Structures. General Rules end Rules for Buildings", CEN (European Committee for Standardization), December 2004.

[3] Spremić M, Marković Z, Veljković M, Budjevac D: *Push-Out Experiments of Headed Shear Studs in Group Arrangements.* Advanced steel construction an international journal, Vol.9, No. 2, Jun 2013, ISSN 1816-112X.

[4] Spremić M, Marković Z. Pavlović M. Veljković M, Budjevac D: *Reduction of shear resistance for headed studs – Group arrangement in precast slabs*. EUROSTEEL 2014 7. European Conference on Steel and Composite Structures, strane 579-581, September 10-12 2014, Napels, Italy, ISBN 978-92-9147-121-8.

[5] Okada J, Yoda T. i Lebet J.P, *The Study of the Grouped Arrangements of Stud Connectors on Shear Strength Behavior*. Structural Eng./Earthquake Eng, JSCE, Vol.23, No. 1, strane 75-89, April 2006.

[6] Shim C.S, Lee P.G, Kim D.W. i Chung C.H, *Effects of Group Arrangement on the Ultimate Strength of Stud Shear Connection*, Proceedings of the 2008 Composite Construction in Steel and Concrete Conference VI, ASCE Conf. Proc. doi:10.1061/41142(396)8.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Ivan Ignjatović*[1]

# GRANIČNA NOSIVOST ARMIRANOBETONSKIH GREDNIH NOSAČA OD BETONA SA RECIKLIRANIM AGREGATOM

***Rezime:***

U ovom radu su predstavljeni rezultati istraživanja sprovedenog tokom izrade doktorske disertacije odbranjene na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu, 2013. godine. Istraživanje je motivisano pitanjima o održivosti tradicionalnog građevinarstva imajući u vidu iscrpljivanje prirodnih nalazišta agregata i probleme odlaganja građevinskog otpada. Sistematizacijom postojećih znanja, sopstvenim eksperimentalnim istraživanjem i analizom dobijenih rezultata dokazivana je hipoteza da se betoni na bazi recikliranog agregata mogu koristiti u grednim elementima armiranobetonskih konstrukcija.

*Ključne reči: reciklirani agregat, AB grede, savijanje, smicanje, eksperiment*

# ULTIMATE STRENGTH OF REINFORCED RECYCLED CONCRETE BEAMS

***Summary:***

Results of investigation conducted within the scope of the phd thesis defended on Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, 2013, have been presented in this paper. This research was motivated by the questions regarding the sustainability of traditional civil engineering having in mind depletion of natural sources of aggregate and concrete waste disposal crisis. The hypothesis that the recycled aggregate concrete can be used in reinforced concrete beam structural elements has been proving by synthesis of current knowledge in that field, with own experimental research and analysis of obtained data.

*Key words: recycled aggregate, RC beams, bending, shear, experiment*

[1] *Doc. dr, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

# 1. UVOD

Recikliranje betonskog otpada je jedno od održivih rešenja za nekontrolisano iskorišćavanje prirodnih resursa i rastuće probleme sa deponijama građevinskog otpada. Rezultat procesa je agregat od recikliranog betona koji se trenutno dominantno koristi za podloge puteva i nekonstruktivne betonske elemente. Sa stanovišta zaštite resursa, smanjenja energije i razvoja ekološke svesti, bilo je važno istražiti da li se beton na bazi recikliranog agregata može koristiti za elemente armiranobetonskih konstrukcija. Predmet istraživanja u disertaciji čiji su predstavljena u ovom radu su elementi konstrukcije, tačnije gredni nosači napravljeni od betona na bazi recikliranog agregata (RAC) i njihovo ponašanje pod dejstvom kratkotrajnog opterećenja do loma savijanjem ili smicanjem.

Opšti, širi cilj sprovedenog istraživanja je definisanje smernica za primenu betona na bazi recikliranog agregata u grednim konstrukcijskim elementima, čime bi se sa tehničke strane pružio podsticaj otvaranju velikog polja za primenu recikliranog agregata, što bi bio napredak u promociji održivog razvoja u građevinarstvu. Konkretno posmatrano, na bazi postojećih i sopstvenih eksperimentalnih ispitivanja planirano je ostvarenje sledećih ciljeva:

- formiranje baze podataka koja se odnosi na konstrukcijske betone na bazi recikliranog agregata i njihovu primenu u elementima armiranobetonskih konstrukcija,
- sistematizaciju postojećih znanja koja se odnose na osnovna fizičko-mehanička svojstva betona sa recikliranim agregatom, a koja su važna za razmatranje fenomena u ponašanju elemenata konstrukcija; definisanje karakterističnih odnosa između posmatranih svojstava kod betona sa recikliranim i uporednog betona sa prirodnim agregatom; uočavanje parametara koji utiču na pojedina svojstva betona sa recikliranim agregatom,
- sistematizaciju postojećih znanja koja se odnose na ponašanje grednih armiranobetonskih elemenata od betona sa recikliranim agregatom pod kratkotrajnim opterećenjem,
- eksperimentalno ispitivanje ponašanja armiranobetonskih greda od betona sa recikliranim agregatom pod kratkotrajnim opterećenjem, u fazi eksploatacije i fazi loma, u funkciji:
    a. procenta zamene prirodnog agregata recikliranim,
    b. procenta armiranja grede podužnom i poprečnom armaturom,
- testiranje mogućnosti primene modela ponašanja koji važe za grede od klasičnog betona (NAC) na grede od betona sa recikliranim agretagom (RAC), kroz poređenje rezultata dobijenih sopstvenim eksperimentalnim ispitivanjima i numeričkih rezultata određenih veličina (graničnog momenta i sile loma, ugiba, momenta savijanja pri pojavi prsline) određenih primenom propisa koji važe za klasične betonske grede,
- donošenje opštih zaključaka o stanjima granične nosivosti i upotrebljivosti greda sa recikliranim agregatom, uzimajući u obzir numeričke podatke iz sopstvenih i drugih eksperimentalnih ispitivanja.

# 2. ANALIZA POSTOJEĆIH ISTRAŽIVANJA

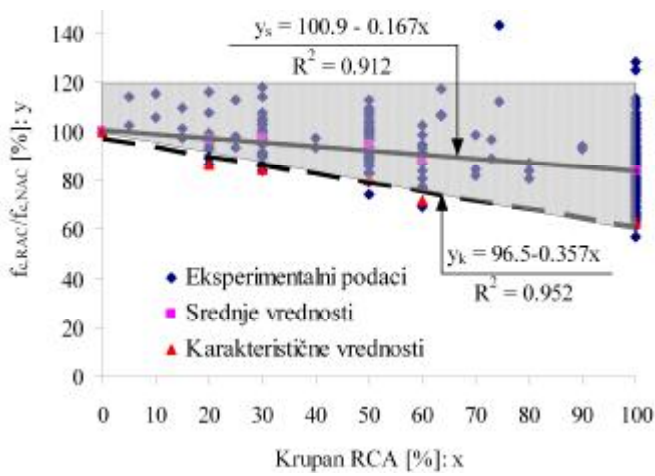
Pregled postojeće literature sastoji se iz tri dela. Osnovni deo čine radovi koji se odnose na eksperimentalno ispitivanje ponašanja elemenata konstrukcija napravljenih od betona sa recikliranim agregatom. S obzirom da osnovne razlike u ponašanju NAC i RAC greda pod opterećenjem postoje zbog razlika u izvesnim fizičko-mehaničkim svojstvima betona sa i bez recikliranog agregata, prvi deo pregleda literature odnosi se na bazična fizičko-mehanička svojstva RAC betona. Treći deo pregleda literature odnosi se na postojeću tehničku regulativu

(propise, standarde, pravilnike, preporuke itd.) iz oblasti recikliranog agregata i betona na bazi recikliranog agregata.

U prvom delu rada, formirana je baza podataka i obavljena statistička analiza o mehaničkim svojstvima RAC betona u odnosu na uporedne betone sa prirodnim agregatom (NAC). Baza postojećih istraživanja formirana je pretraživanjem web baza ISI Web of Knowledge i SciVerse SCOPUS. Predmet analize bila su ona svojstva koja mogu bitno da utiču na ponašanje greda od betona sa recikliranim agregatom pri eksploatacionom opterećenju i lomu. To su čvrstoća betona pri pritisku, čvrstoća pri zatezanju, modul elastičnosti, naponsko-deformacijski dijagram i čvrstoća prianjanja betona i armature.

Čvrstoća pri pritisku RAC betona zavisi od velikog broja parametara, a u radu su detaljno analizirani uticaj čvrstoće pri pritisku originalnog betona, kao i uticaj primenjene frakcije i količine recikliranog agregata. Takođe, u cilju istraživanja mogućnosti poboljšanja svojstava RAC betona i eventualne primene u sopstvenim eksperimentalnim istraživanjima, analiziran je uticaj mineralnih dodataka u RAC mešavinama.

Uticaj količine recikliranog agregata (procenat zamene prirodnog) i vrste recikliranog agregata (samo krupan ili samo sitan) analiziran je koristeći numeričke podatke iz formirane baze eksperimentalnih ispitivanja. Defomosana je oblast poverenja ili oblast očekivanih vrednosti odnosa čvrstoća pri pritisku RAC i uporednih NAC betona, Slika 1. Time je za svaki procenat zamene krupnog prirodnog agregata recikliranim definisana minimalna i maksimalna očekivana vrednost odnosa čvrstoće pri pritisku RAC i uporednog NAC betona spravljenog sa istim efektivnim vodocementnim faktorom. Primenom linearne regresione analize uspostavljena je zavisnost prosečnih i karakterističnih vrednosti čvrstoća pri pritisku RAC ($f_{c,RAC}$) i uporednog NAC betona ($f_{c,NAC}$) u funkciji količine krupnog recikliranog agregata, Slika 1.




*Slika 1. Odnos čvrstoće pri pritisku RAC i NAC betona u funkciji količine krupnog recikliranog agregata*

Na osnovu dijagrama zaključeno je da RAC betoni sa 100% krupnog recikliranog agregata imaju prosečno za 16%, a RAC sa 50% zamene krupnog prirodnog agregata recikliranim prosečno za 8% nižu čvrstoću pri pritisku, u odnosu na uporedni NAC. Karakteristična vrednost odnosa čvrstoća pri pritisku RAC i NAC, sa 5% fraktila, iznose 78.6% i 60.8%, za

betone sa 50% i 100% krupnog RCA respektivno. Maksimalna vrednost odnosa čvrstoća pri pritisku RAC i uporednog NAC betona, bez obzira na procenat zamene krupnog prirodnog agregata recikliranim, iznosi 120%, tj. gornja, maksimalna očekivana vrednost čvrstoće pri pritisku RAC betona u odnosu na čvrstoću pri pritisku uporednog NAC, veća je do 20% bez obzira na procenat zamene krupnog prirodnog agregata recikliranim,

Pregledom literature zaključeno je da čvrstoća pri pritisku RAC betona zavisi od čvrstoće pri pritisku originalnog betona - ukoliko je čvrstoća originalnog betona veća ili ista od ciljane čvrstoće novog RAC, tada će čvrstoća betona na bazi recikliranog agregata biti ista ili veća od čvrstoće uporednog NAC betona. Takođe je zaključeno da uticaj kvaliteta originalnog betona opada sa povećanjem efektivnog vodocementnog faktora novog betona, tj. sa snižavanjem zahtevane marke RAC betona - čvrstoća pri pritisku RAC spravljenog sa relativno visokim vodocementnim faktorom (većim od 0.55), praktično ne zavisi od čvrstoće pri pritisku originalnog betona.

Na metodološki sličan način su analizirane i druga mehanička svojstva pomenuta u tekstu gore, ali se zbog prostornog ograničenja ovde neće detaljno navoditi. Izdvajaju se samo zaključci:

- Zamena cementa silikatnom prašinom u betonskim mešavinama, u iznosu od 10%, dovodi do povećanja čvrstoće pri pritisku RAC i povećanja prosečnog odnosa čvrstoća RAC i uporednog NAC,
- Primena mineralnih dodataka tipa letećeg pepela ili zgure ne doprinosi povećanju čvrstoće pri pritisku RAC betona,
- Očekivana vrednost odnosa čvrstoća pri zatezanju cepanjem RAC i uporednog NAC je između 0.8 i 1.1, bez obzira na količinu krupnog recikliranog agregata, tj. očekivana vrednost čvrstoće pri zatezanju cepanjem je do 20% manja i do 10% veća od čvrstoće pri zatezanju cepanjem uporednih NAC, bez obzira na količinu krupnog recikliranog agregata,
- RAC betoni sa 100% krupnog recikliranog agregata imaju prosečno za 18.2%, a RAC sa 50% zamene krupnog prirodnog agregata recikliranim prosečno za 8.3% manji modul elastičnosti, u odnosu na uporedni NAC,
- Karakteristična vrednost osnosa modula elastičnosti RAC i NAC, sa 5% fraktila, iznose 80% i 60,3%, za betone sa 50% i 100% krupnog RCA respektivno,
- Čvrstoća prianjanja betona sa recikliranim agregatom i armature dominantno zavisi od tipa armature (glatka ili rebrasta), a mnogo manje od tipa i količine recikliranog agregata; dužina sidrenja rebraste armature u RAC100 betonu ista je kao kod NAC betona iste čvrstoće pri pritisku,
- U odnosu na uporedni NAC, naponsko-deformacijski dijagram betona sa recikliranim agregatom karakteriše blaži nagib uzlazne grane i do 20% veća dilatacija pri maksimalnom naponu,
- Nagib silazne grane naponsko-deformacijskog dijagrama RAC, vrednosti dilatacija pri lomu i duktilnost RAC do sada nisu nedvosmisleno utvrđeni zbog relativno malog broja eksperimentalnih ispitivanja i uticaja merne opreme.

U disertaciji je kroz pregled literature pokazano da istraživanja koja se odnose na ponašanje RAC greda pri savijanju i smicanju ima relativno malo, a još manje u obliku da se rezultati mogu preuzeti i dalje analizirati. Istraživanja koja se odnose na uporednu analizu ponašanja RAC i NAC greda pri savijanju i smicanju bazirana su na različitim definicijama uporednih betona (betoni iste čvrstoće pri pritisku ili zatezanju, betoni istog vodocementnog faktora, iste

zapremine cementnog maltera) što kompromituje donošenje opštih zaključaka o sličnostima i razlikama RAC i NAC greda opterećenih poprečnim silama. Sve ovo, dalo je povod za sveobuhvatna sopstvena eksperimentalna istraživanja, obavljena na tri nivoa- reciklirani agregat, beton na bazi recikliranog agregata i grede od betona sa recikliranim agregatom.

# 2. SOPSTVENA EKSPERIMENTALNA ISTRAŽIVANJA

Osnovni cilj eksperimentalnog ispitivanja bio je poređenje ponašanja pri savijanju i smicanju grednih nosača od betona sa različitim sadržajem agregata od recikliranog betona (RCA) u mešavini (0%, 50% i 100%.). Osim vrste agregata, parametar je bio i količina podužne i/ili poprečne armature u gredama, dok je čvrstoća pri pritisku kod sva tri betona trebalo da bude ista. Ovo je bio osnovni zahtev pri projektovanju betonskih mešavina. Ideja je bila da se analizira efekat količine recikliranog agregata u betonu, dok bi čvrstoća pri pritisku bila eliminisana kao parametar. Imajući u vidu nedostatak pouzdanih algoritama za projektovanje sastava betonskih mešavina koje sadrži reciklirani agregat, a pogotovo postavljeni uslov istih čvrstoća pri pritisku, opredeljenje je bilo da se sprovedu sopstvena prethodna istraživanja materijala. Prethodna eksperimentalna ispitivanja su obavljena u dve faze. Prva je bila ispitivanje fizičko-mehaničkih svojstava agregata čiji je cilj bio upoznavanje sa strukturom zrna recikliranog agregata na makro nivou i prikupljanje neophodnih podataka za projektovanje betonskih mešavina. Cilj je takođe bio i uočavanje razlika u svojstvima prirodnog i recikliranog agregata koje bi potencijalno predstavljale objašnjenje za fenomene uočene tokom ispitivanja betona i greda koje sadrže reciklirani agregat. Druga faza prethodnih ispitivanja odvijala se na nivou betona kao materijala, u okviru kojeg je, na osnovu rezultata prethodne faze i iskustva sa klasičnim betonom, spravljen niz probnih betonskih mešavina sa različitim sadržajem RCA. Na osnovu rezultata ispitivanja i sprovedenih analiza, određene su recepture betona sa 0%, 50% i 100% RCA koje su korišćene prilikom betoniranja grednih nosača.

## 2.1 AGREGAT

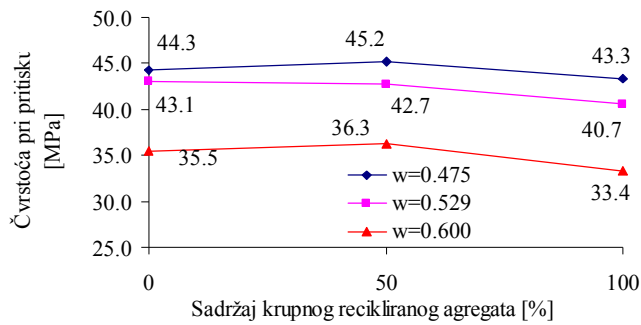
Ispitani prirodni agregat u svemu zadovoljava tehničke uslove za primenu u betonima. Analizirajući rezultate ispitivanja fizičko-mehaničkih svojstava prirodnog i recikliranog agregata, zaključeno je da je upijanje vode praktično jedino svojstvo koje se bitno razlikuje kod ove dve vrste agregata. Ipak, upijanje vode recikliranog agregata je u granicama od 3.7% do 4.6%, što se može smatrati prihvatljivim za proizvodnju konstrukcijskog betona sa recikliranim agregatom. Ove vrednosti upijanja su u okviru vrednosti definisanih standardima za RCA. Neki istraživači su preporučili da maksimalno upijanje RCA koji se primenjuje u konstrukcijskim betonima bude 3%, ali da može da bude i do 5%. Ostala svojstva RCA zadovoljavaju uslove kvaliteta za prirodni agregat, osim drobljivosti recikliranog agregata frakcije 16/31.5 mm koja je za oko 10% veća od maksimalno dozvoljene za prirodni agregat. Imajući u vidu navedene činjenice, može se smatrati da je primenjeni reciklirani agregat dobrog kvaliteta.

## 2.2 BETON NA BAZI RECIKLIRANOG AGREGATA

U fazi projektovanja sastava betona sa recikliranim agregatom i testiranja odnosa fizičko-mehaničkih svojstava RAC i NAC betona sa istim ekvivalentnim vodocementnim faktorom, ukupno je ispitano 99 probnih tela. Na osnovu sprovedenih teorijskih i eksperimentalnih

istraživanja zaključeno je da se projektovanje sastava betona sa recikliranim agregatom može bazirati na metodologiji poznatoj kod NAC betona, gde se mase komponentih materijala sračunavaju iz zapreminske jednačine. Pri tome, neophodno je znati zapreminsku masu RC agregata u površinski suvom vodom zasićenom stanju i upijanje vode. Kao efikasan način za kontrolu ugradljivosti i obradivosti mešavina koje sadrže RC agregat usvojen je postupak dodavanja izvesne količine vode sračunate iz kapaciteta upijanja RC agregata na količinu potrebnu za hidrataciju cementa, tj. ostvarivanje efektivnog vodocementnog faktora. Opisana metodologija obezbeđuje zahtevanu konzistenciju u uslovima uobičajenog vremena proteklog od proizvodnje do ugradnje betona, a s obzirom na utvrđenu brzinu upijanja vode recikliranog agregata, procena je da se ciljana konzistencija može postići već nakon 10 minuta od spravljanja betona. Prema rezultatima, zapreminske mase u svežem i očvrslom stanju betona sa 50% i 100% krupnog recikliranog agregata su za 2% i 4% respektivno manje od zapreminske mase uporednog betona sa prirodnim agregatom.

Betoni sa 50% RCA imali su istu ili čak veću čvrstoću pri pritisku u odnosu na betone sa prirodnim agregatom spravljenih sa istom količinom cementa i sa istim efektivnim vodocementnim faktorom. Ovo se tumači kao posledica efikasnog međusobnog pakovanja uglastih zrna recikliranog i zaobljenih zrna prirodnog agregata. Betoni sa 100% RCA imali su do 6% manju čvrstoću pri pritisku u odnosu na uporedni NAC, Slika 2. I ostala mehanička svojstva RAC betona su uporediva i kompetitivna sa svojstvima uporednih NAC - Čvrstoća na zatezanje cepanjem betona sa 50% do 100% RCA kreće se u granicama od ±7,5% u odnosu na uporedne NAC, modul elastičnosti betona sa 50% RCA bio je isti ili veći u odnosu na modul elastičnosti uporednog NAC, dok je modul elastičnosti betona sa 100% RCA bio je 5% do 7% manji od modula elastičnosti uporednog NAC..




*Slika 1. Čvrstoća betona pri pritisku u funkciji količine krupnog recikliranog agregata i vodocementnog faktora*

## 2.3 ISPITIVANJA NA GREDNIM NOSAČIMA I ANALIZA REZULTATA

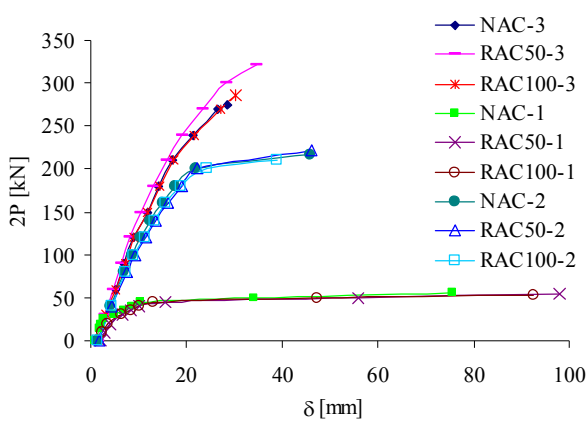
Rezultati ispitivanja svojstava agregata i probna ispitivanja fizičko-mehaničkih svojstava serija RAC i NAC betona poslužili su kao ulazni parametar za projektovanje sastava 3 betonske mešavine sa 0%, 50% i 100% recikliranog agregata krupne frakcije, iste projektovane čvrstoće pri pritisku. Ukupno je do loma ispitano 18 greda, statičkog sistema prosta greda, raspona 3.0 m. Od toga, napravljene su 3 serije od po 3 grede sa različitom količinom podužne armature (0.28%, 1.46% i 2.54%). Koncept ispitivanja postavljen je tako da se faznim povećanjem opterećenja dođe do loma nosača usled savijanja u sredini raspona. Takođe,

napravljene su 3 serije od po 3 grede od betona sa 0%, 50% i 100% krupnog RAC i sa različitom količinom poprečne armature (0%, 0.14% i 0.19%), predviđenih za ispitivanje smičuće nosivosti. Izvršeno je poređenje zavisnosti sila-pomeranje, slika prslina, ugiba, dilatacija u betonu i armaturi, oblika loma i graničnih nosivosti greda od klasičnog i RAC betona, bazirano na sopstvenim i drugim rezultatima ispitivanja. Testirana je mogućnost primene savremenih propisa koji se odnose na NAC betone na gredne RAC elemente, kroz poređenje analitičkih predikcija i eksperimentalnih vrednosti momenta savijanja pri pojavi prve prsline, ugiba, graničnih momenata savijanja i granične smičuće sile. Takođe, izvršeno je poređenje sopstvenih i drugih rezultata eksperimentalnih ispitivanja osnovnih parametara nosivosti greda koje su dominantno izložene savijanju ili smicanju.

### 2.3.1 Lom nosača savijanjem

Sve ispitane grede opterećivane su sa dve koncentrisane sile u trećinama raspona. Dilatacije u zategnutoj armaturi merene su pomoću mernih traka u tri preseka –u preseku u sredini raspona i presecima na mestu delovanja koncentrisanog opterećenja. Dilatacije u betonu su merene pomoću senzora VWSG (Vibrating Wire Strain Gauges). Ugibi greda mereni su pomoću induktivnih i mehaničkih ugibomera u ukupno 7 preseka na rastojanjima od po 50 cm duž grede počevši od oslonačkih preseka.

Krive kojima je uspostavljena zavisnost sila (2P) - ugib (δ) za grede sa različitim procentom armiranja i vrstom betona, prikazane su na Slici 3. Nezavisno od vrste betona, uočavaju se tri različita odgovora-ponašanja greda: duktilno, sa izraženim tečenjem podužne armature i velikim ugibima- kod greda sa minimalnim procentom armiranja; krto sa malim deformacijama i lomom pre početka tečenja podužne armature- kod greda sa maksimalnim procentom armiranja i 'srednje' duktilno sa umerenim ugibima i umerenim tečenjem podužne armature kod greda sa srednjim procentom armiranja. Razlike u vrednostima sila loma, tj. graničnim nosivostima u okviru grupa greda sa istim procentom armiranja, nezavisno od tipa betona (NAC, RAC50, RAC100) tj. procentualnog učešća recikliranog agregata, mogu se smatrati zanemarljivim.



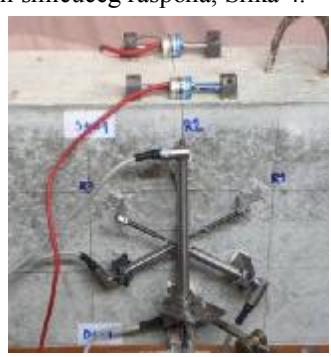

*Slika 3. Dijagrami sila (2P) - ugib (δ) za ispitane grede na savijanje*

U okviru dela istraživanja koje se odnosi na ispitivanje ponašanja grednih nosača pri savijanju napravljenih od betona sa različitim sadržajem recikliranog agregata, ukupno je ispitano do loma 9 greda i 36 betonskih uzoraka (kocki i cilindara). Numerički podaci prikupljeni su sa ukupno 336 mernih mesta na grednim nosačima. Na osnovu obrađenih rezultata doneti su sledeći zaključci:

- Betoni NAC i RAC50 napravljeni su sa istim količinama cementa i sa istim efektivnim vodocementnim faktorima, a pri tome su imali praktično iste čvrstoće pri pritisku, koje su bile neznatno veće od projektovane čvrstoće. Konzistencija ovih mešavina takođe je bila ista,
- Beton RAC100 iste čvrstoće pri pritisku i konzistencije kao i NAC, spravljen je sa oko 3% više cementa u odnosu na NAC,
- Veličina površi loma kao i nivo destrukcije betona pri lomu greda pri savijanju značajno je uslovljen količinom recikliranog agregata. Sa povećanjem količine recikliranog agregata raste veličina površi loma, a veći je i nivo destrukcije betona,
- Nisu uočene značajne razlike u ugibima NAC i RAC greda sa istim procentom armiranja za eksploatacioni nivo opterećenja. Izvesne razlike uočene su u gredama sa minimalnim procentom armiranja, zbog nešto ranijeg otvaranja prslina, odnosno manjeg sadejstva zategnutog betona i armature između prslina kod RAC greda,
- U okviru grupa greda sa istom podužnom armaturom, srednje rastojanje i širina prslina za nivo eksploataciong opterećenja mogu se takođe smatrati sličnim, imajući u vidu relativno grubu procenu širine prslina,
- Linearna raspodela dilatacija po visini preseka u fazi pred fazu loma dokazuje da važi Bernulijeva hipoteza ravnih preseka bez obzira na količinu recikliranog agregata u betonu,
- Nema značajnih razlika u dilatacijama u betonu i armaturi između NAC i RAC greda sa istim procentom armiranja, za sve nivoe opterećenja.

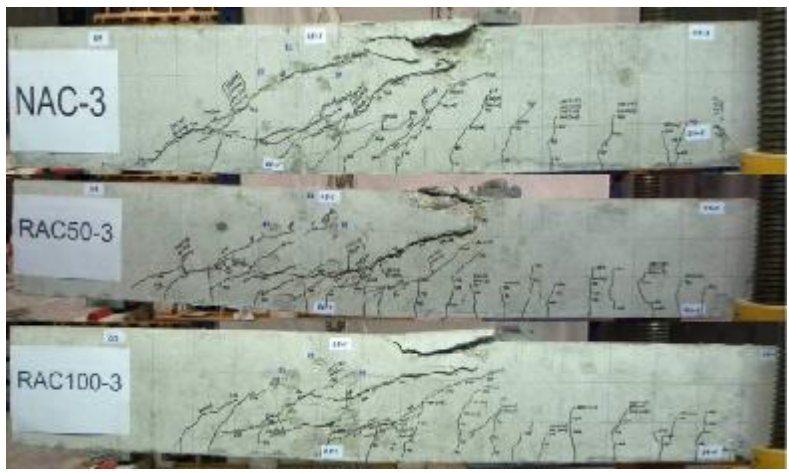
### 2.3.2 Lom nosača smicanjem

Dispozicija ispitivanja greda sa smičućim oblikom loma bila je ista kao i kod greda ispitivanih na lom savijanjem- sve grede su bile pravougaonog poprečnog preseka (b/d=20/30 cm), ukupne dužine 3.5 m, raspona 3.0 m, opterećene koncentrisanim silama u trećinama raspona. Osim na podužnoj, merne trake postavljene su i na poprečnoj armaturi-uzengijama. Merene su i dilatacije u betonu, ugibi, kao i pravci i vrednosti glavnih dilatacija pomoću rozete deformacije postavljene u sredini smičućeg raspona, Slika 4.



*Slika 4. VWSG senzori, ugibomer i rozeta deformacije*

Beležene su sile pri formiranju vertikalnih prslina od savijanja, sile pri formiranju prve kose prsline, kao i vrednost granične sile loma. Na osnovu merenih veličina sračunati su odnosi sile loma i sile pri formiranju kose prsline kao indikatora duktilnosti greda, kao i normalizovana smičuća nosivost. Analizirani su oblici loma kod greda od različitog betona armiranih istom količinom poprečne armature, Slika 5.




*Slika 5. Lom greda sa poprečnom armaturom većom od minimalne*

Na svakoj od 9 ispitanih greda mereno je po 18 podataka. Osim ispitivanja grednih nosača na lom smicanjem, u ovoj fazi nastavljeno je sa ispitivanjima na nivou materijala kroz standardno testiranje čvrstoća pri pritisku, pri zatezanju savijanjem i smicanjem, statičkog modula elastičnosti, ali i primenom nedestruktivnih metoda- merenje brzine ultrazvučnih talasa i merenje rezonantne frekvencije, u cilju određivanja dinamičkog modula elastičnosti i dinamičkog Poasonovog koeficijenta kod RAC i uporednih NAC betona. Ukupan broj probnih tela u ovoj fazi ispitivanja bio je 95. Zaključci su:

- Beton sa 50% krupnog recikliranog agregata spravljen sa istim efektivnim vodocementnim faktorom i istom količinom cementa kao i beton sa prirodnim agregatom, ima veću čvrstoću pri pritisku, manji modul elastičnosti i sličnu čvrstoću pri zatezanju od uporednog betona,
- Beton sa 50% krupnog recikliranog agregata spravljen sa istim efektivnim vodocementnim faktorom i istom količinom cementa kao i beton sa prirodnim agregatom, ima zapreminsku masu u svežem i očvrslom stanju koja je za 2% manja u odnosu na uporedni beton sa prirodnim agregatom,
- Adhezija između zrna agregata i nove cementne paste veća je kod betona sa recikliranim u odnosu na betone sa prirodnim agregatom, bez obzira na količinu recikliranog agregata u RAC betonu,
- Korelacija između veličina utvrđenih nedestruktivnim metodama ispitivanja (brzina ultrazvučnih talasa ili rezonantna frekvencija) sa mehaničkim karakteristikama (čvrstoće pri pritisku) preko strukturnih karakteristika (kompaktnost, zapreminska masa), kod betona sa RC agregatom je slaba i može dovesti do pogrešnih zaključaka,

- Beton sa 50% krupnog recikliranog agregata spravljen sa istim efektivnim vodocementnim faktorom i istom količinom cementa kao i beton sa prirodnim agregatom, ima veću čvrstoću pri pritisku, manji modul elastičnosti i sličnu čvrstoću pri zatezanju od uporednog betona,
- Beton sa 50% krupnog recikliranog agregata spravljen sa istim efektivnim vodocementnim faktorom i istom količinom cementa kao i beton sa prirodnim agregatom, ima zapreminsku masu u svežem i očvrslom stanju koja je za 2% manja u odnosu na uporedni beton sa prirodnim agregatom,
- Adhezija između zrna agregata i nove cementne paste veća je kod betona sa recikliranim u odnosu na betone sa prirodnim agregatom, bez obzira na količinu recikliranog agregata u RAC betonu,
- Korelacija između veličina utvrđenih nedestruktivnim metodama ispitivanja (brzina ultrazvučnih talasa ili rezonantna frekvencija) sa mehaničkim karakteristikama (čvrstoće pri pritisku) preko strukturnih karakteristika (kompaktnost, zapreminska masa), kod betona sa RC agregatom je slaba i može dovesti do pogrešnih zaključaka,
- Grede od betona sa recikliranim agregatom, bez obzira na količinu RCA, bez poprečne armature, imaju manju duktilnost u odnosu na grede sa prirodnim agregatom, dok duktilnost greda koje imaju poprečnu armaturu ne zavisi od količine RC agregata u betonu,
- Razlike u ugibima greda od betona sa 0%, 50% i 100% RCA sa istom količinom poprečne i podužne armature, pri eksploatacionom opterećenju u okviru su granice od 10%,
- Širina prslina, kao i mehanizam loma greda usled smicanja sa istom količinom poprečne armature ne zavisi od količine, tj. procentualnog sadržaja recikliranog agregata u betonskim gredama; raspored prslina takođe je sličan, ali je kod RAC greda između dominantnih kosih prslina primetno formiranje serija manjih (tanjih i kraćih) prslina;
- Dilatacije u betonu i podužnoj armaturi kod greda od betona sa 0%, 50% i 100% RC agregata sa istom količinom poprečne armature, mogu se smatrati istim,
- Dilatacije u uzengijama kod RAC50 i RAC100 greda manje su u poređenju sa dilatacijama uzengija kod NAC greda. Ovo ukazuje na manji doprinos uzengija, a veći doprinos "agregat interlock" mehanizma u prenošenju smicanja kod greda sa recikliranim agregatom,
- Normalizovane granične sile loma kod greda od betona sa 0%, 50% i 100% recikliranog agregata i istim procentom armiranja poprečnom armaturom, praktično su iste.

# 3. ANALIZA EKSPERIMENTALNIH REZULTATA

U uvodnom delu ovog poglavlja dat je prikaz osnovnih mehanizama ponašanja greda u eksploataciji i pri lomu, koji su osnova savremenih propisa u ovoj oblasti. S obzirom da propisi koji se odnose na konstrukcije od betona sa recikliranim agregatom praktično ne postoje i da se u radu testira mogućnost primene propisa za klasične armiranobetonske konstrukcije na RAC gredama, prikaz mehanizama loma greda usled savijanja i smicanja, kao i modela ponašanja odnosi se na grede od klasičnog betona. Komentarisana je mogućnost ispunjavanja proračunskih pretpostavki koje važe kod klasičnog betona i u slučaju betona sa recikliranim agregatom. U centralnom delu ovog poglavlja izvršena je analiza sopstvenih eksperimentalnih rezultata ispitivanja ponašanja greda od betona sa recikliranim agregatom i to na dva načina.

Kao prvo, izvršeno je testiranje dobijenih rezultata u smislu poređenja određenih veličina sa proračunskim vrednostima tih veličina dobijenih na osnovu postojećih pravilnika, propisa ili softvera koji se baziraju na savremenim modelima ponašanja armiranobetonskih elemenata. U drugom delu, izvršeno je proširenje sopstvene eksperimentalne baze podataka sa podacima iz drugih istraživanja u cilju donošenja opštijih zaključaka o veličinama koje definišu ponašanje elemenata konstrukcije u eksploataciji i nosivost grednih elemenata od betona na bazi recikliranog agregata.

Iz analize u kojoj su upoređivane računske i eksperimentalne vrednosti momenta pri pojavi prsline, ugiba i graničnih nosivosti na savijanje i smicanje, mogu se doneti sledeći zaključci:

- Nezavisno od izabranog propisa (BAB'87, EC2, ACI), odnosi eksperimentalnih i proračunskih vrednosti momenta savijanja pri pojavi prsline manji su kod RAC nego kod NAC greda, što ukazuje da se kod RAC greda pojava prslina od savijanja dešava pri nižem opterećenju nego što predviđa proračun za NAC grede,
- Manje konzervativnu predikciju prema svim analiziranim propisima, tj. približnije računske i eksperimentalne vrednosti momenata pri formiranju prslina ($M_{cr,rač}$ i $M_{cr,exp}$) daju analizički izrazi bazirani na čvrstoći pri zatezanju savijanjem koja se sračunava na osnovu čvrstoće pri pritisku, u odnosu na rezultate dobijene preko čvrstoće pri zatezanju cepanjem,
- Proračun momenta savijanja pri pojavi prsline kod RAC greda treba bazirati na čvrstoći pri zatezanju cepanjem jer se na taj način, prema svim testiranim propisima, dobijaju vrednosti koje su na strani sigurnosti, tj. nešto manji momenti savijanja u odnosu na eksperimentalno utvrđene,
- Nezavisno od izabranog propisa, odnosi eksperimentalnih i proračunskih vrednosti graničnih momenta savijanja kod NAC i RAC greda praktično su isti; prilikom proračuna graničnog momenta savijanja RAC greda mogu se primeniti postojeći propisi za NAC elemente konstrukcija uz postizanje iste tačnosti kao kod NAC greda,
- Proračun ugiba RAC greda pod kratkotrajnim opterećenjem moguće je sprovesti prema algoritmima propisa za NAC grede uz postizanje iste tačnosti,
- Uzimanje u obzir efekata ranog skupljanja betona značajno unapređuje preciznost proračuna ugiba pod kratkotrajnim opterećenjem kod NAC i RAC greda,
- Odnosi proračunskih i eksperimentalnih vrednosti granične sile smicanja kod RAC greda manji su od 3% do 6% u odnosu na iste odnose kod NAC greda, bez obzira na količinu poprečne armature; proračun granične sile smicanja iz propisa za NAC grede moguće je sa sličnom tačnošću primeniti na RAC elemente konstrukcija,
- Najbolje predikcije granične nosivosti na smicanje RAC greda bez poprečne armature, tj. najbolje ocenjeni doprinos betona smičućoj nosivosti daje propis Evrokod 2,
- Najbolje predikcije granične nosivosti na smicanje RAC greda sa poprečnom armaturom daju domaći propis BAB87 i *fib*-ov Model Propisa,
- Ponašanje RAC greda u oblasti granične nosivosti na smicanje moguće je precizno modelirati pomoću softvera *Response*; modifikovana teorija polja pritisaka uspešno se može primeniti na RAC gredne elemente konstrukcija.

Na osnovu baze podataka koju osim sopstvenih čine i rezultati istraživanja drugih istraživača, mogu se doneti sledeći zaključci:

- U odnosu na uporedne NAC grede napravljene od betona sa istim efektivnim vodocementnim faktorom, kod RAC greda dominantno opterećenih na savijanje, sa količinom krupnog recikliranog agregata u iznosima od 50% do 100% prosečno je:

- 10% manji moment savijanja pri pojavi prvih prslina, što je u korelaciji sa 10% nižom čvrstoćom pri zatezanju RAC betona u poređenju sa NAC
- 19% veći ugibi pri eksploatacionom kraktotrajnom opterećenju
- 5% veći granični moment savijanja

- U odnosu na uporedne NAC grede sa istim procentom armiranja podužnom i poprečnom armaturom, kod RAC greda dominantno opterećenih na smicanje, sa količinom krupnog recikliranog agregata u iznosima od 50% do 100% prosečno je:
  - 2% manji normalizovani napon smicanja pri pojavi prve kose prsline
  - 6% veći normalizovani granični napon smicanja
  - veća duktilnost greda armiranih poprečnom armaturom, pri čemu duktilnost raste sa povećanjem količine poprečne armature.

# 4. ZAKLJUČAK

Rad na izradi doktorske disertacije obuhvatio je ispitivanje recikliranog agregata, betona na bazi recikliranog agregata i grednih nosača napravljenih od takvog betona. Iz statističke analize baze podataka proistekle su analitičke zavisnosti odnosa osnovnih mehaničkih svojstava kod RAC i uporednih NAC betona. Izvršen je pregled literature koja se odnosi na dosadašnja istraživanja ponašanja armiranih RAC grednih nosača i utvrđen prostor za dalja istraživanja. Na osnovu sopstvenog eksperimentalnog istraživanja zaključeno je da betoni sa 50% krupnog RCA mogu imati iste čvrstoće pri pritisku i modul elastičnosti kao i uporedni NAC spravljen sa istim efektivnim vodocementnim faktorom, dok za RAC sa 100% krupnog RCA istih svojstava treba primeniti 3% više cementa. Analizom sopstvenih i drugih eksperimentalnih podataka zaključeno je da se gredni RAC nosači ponašaju slično uporednim NAC nosačima pri eksploatacionom i graničnom opterećenju. Moguće je primeniti aktuelne propise i na RAC grede, ali su predikcije manje konzervativne nego kod NAC greda. Po pitanju granične nosivosti na savijanja i smicanje, svi podaci i analize ukazuju da nema bitne razlike između NAC i RAC elemenata bez obzira na količinu krupnog recikliranog agregata u betonu. Prezentovane analize i zaključci potvrđuju da je primena RAC u armiranobetonskim gredama tehnički izvodljiva, komparativna i kompetitivna primeni betona od prirodnog agregata. Time je sa tehničke strane pružen podsticaj otvaranju velikog polja za primenu recikliranog agregata, što predstavlja napredak u promociji održivog razvoja u građevinarstvu.

**ZAHVALNOST**

Istraživanja prezentovana u doktorskoj disertaciji finansijski je pomoglo Ministarstvo za nauku Republike Srbije kroz učešće istraživača u izradi tehnoloških projekata TR-16004 (2008-2010) pod nazivom: "*Istraživanje savremenih betonskih kompozita na bazi domaćih sirovina, sa posebnim osvrtom na mogućnosti primene betona sa recikliranim agregatom u betonskim konstrukcijama*" i TR-36017 (2011-2015) pod nazivom: "*Istraživanje mogućnosti primene otpadnih i recikliranih materijala u betonskim kompozitima sa ocenom uticaja na životnu sredinu, u cilju promocije održivog građevinarstva u Srbiji*".

**LITERATURA**

[1] Granična nosivost armiranobetonskih grednih nosača od betona sa recikliranim agregatom / I. Ignjatović // Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu / 2013, Beograd.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Goran Tadić[1], Duško Bobera[2], Zoran Luković[3]*

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

***Rezime:***

Pokretni (rasklopni) most „Port Milena“ u Ulcinju, Crna Gora, je pušten u saobraćaj 20-tog maja 2013. Dispozicija mosta je vrlo kompleksna sa komplikovanim statičkim i dinamičkim proračunom i dimenzionisanjem za različite materijale, statičke sisteme, ravnotežna stanja, položaje stalnih i privremenih konstrukcija u prostoru tokom gradnje i eksploatacije, sa fundiranjem u podzemnoj vodi pod pritiskom, seizmičkim proračunom po Evrokodu 8, korišćenjem multi-modalne spektralne analize za seizmičku zonu IX° MCS. Most se tokom faza gradnje, pod probnim opterećenjem i u eksploataciji ponašao u skladu sa projektovanim stanjima.

*Ključne reči: rasklopni most, građenje, fundiranje, beton, čelik, potiskivanje*

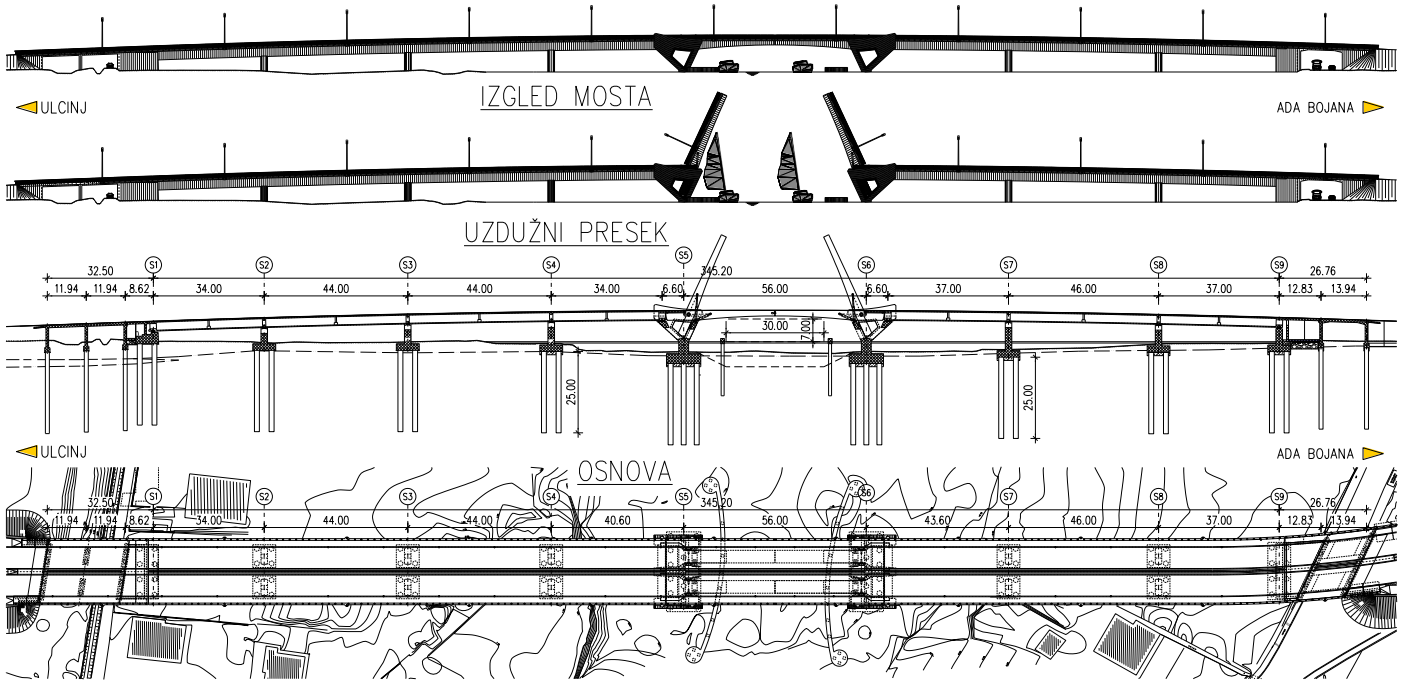
## FORMATION & DEVELOPMENT OF PRELIMINARY SOLUTION AND CONSTRUCTION OF BASCULE BRIDGE “PORT MILENA“

***Summary:***

Movable (bascule) bridge “Port Milena” in Ulcinj, Montenegro, was opened for traffic in 20th May 2013. The General arangement is very complex with complicated structural static and dynamic analysis and design for different materials, static systems, equilibrium states, positions of fixed and temporary structures in the space during construction and operation, with foundation in groundwater under pressure, with seismic analysis according to Eurocode 8, using multi-modal spectral analysis for seismic zone IX° MCS. The bridge has acted in accordance with the designed states for construction sequences, under test load and now, in service.

*Key words: bascule bridge, construction, foundation, concrete, steel, launching*

[1] Dipl. građ. inž., Vodeći projektant, DB Inženjering d.o.o., Beograd
[2] Dipl. građ. inž., Vodeći projektant, DB Inženjering d.o.o., Beograd
[3] Dipl. građ. inž., Vodeći projektant, DB Inženjering d.o.o., Beograd




Slika 1 – Dispozicija mosta

# 1. UVOD

Na Kongresu konstruktera na Zlatiboru, 2010 godine, detaljno je prikazan Idejni i Glavni projekat mosta „Port Milena“ *(Slika 1)*. Most je više od godinu dana u funkciji, a cilj ovog rada je da iznese nastajanje i razradu idejnog rešenja i da prikaže proces gradnje.

Investitor je bila Vlada Crne Gore, Direkcija za saobraćaj i pomorstvo. Sa njihove strane posao je sve vreme vodio Dušan Kokić, dipl. građ.inž, koji je, pored mnogih drugih obaveza, bio posvećen ovom poslu i čija je pomoć bila neprocenjiva pri projektovanju i gradnji.

Idejni i Glavni projekat su rađeni u Birou za inženjering i projektovanje „DB Inženjering“ iz Beograda, vodeći projektant je bio Goran Tadić, odgovorni projektant betonskog dela konstrukcije sa statičkim proračunom fundiranja, stubova, prednapregnutih i armirano betonskih nosača, potiskivanja i seizmike Duško Bobera, a odgovorni projektanti čeličnog dela konstrukcije Zoran Luković, koji je radio i statički proračun, i Goran Tadić. Promenu nivelete trase radi prilagođavanja metodi gradnje postepenim navlačenjem i trodimenzionalne prikaze mosta radio je Radivoje Mileusnić, uz pomoć Milana Čučkovića, oba dipl. građ. inženjeri. Veliki doprinos je dala Isidora Gavrilović, svim crtežima Idejnog i dobrim delom i Glavnog projekta. Projektu su značajan doprinos dali Miloš Gligorijević, Vladimir Đerman, Miroslav Radnić, Bojan Stojičić i Ana Veljković. Sve koleginice i kolege su diplomirani građevinski inženjeri. Idejni projekat elektro-hidraulike radio je Dragan Nauparac, a Idejni projekat sistema centralnog zabravljivanja sekcija mosta Danilo Babić, oba diplomirani inženjeri mašinstva.

Tehničku kontrolu Idejnog i Glavnog projekta radio je Univerzitet u Podgorici, građevinski inženjeri, prof. dr. Radenko Pejović za betonsku konstrukciju i fundiranje, prof. dr Duško Lučić i prof. dr Biljana Šćepanović za čeličnu konstrukciju i prof. dr Radan Durković za Idejni projekat elektro-hidraulike.

U aprilu 2010 na međunarodnom tenderu građenje je dobilo „Primorje“ iz Ajdovščine, Slovenija. Menadžer projekta je bio Darko Marković, građ. inž., a odgovorni inženjer Faruk Mehović, dipl. građ. inž. Podizvođač za čeličnu konstrukciju i elektro-hidrauliku bio je „Montovar“ Nikšić a odgovorni inženjeri Branko Halužan, Darko Šarančić i Ladislav Palir (za hidrauliku), svi diplomirani mašinski inženjeri.

Pri građenju, nadzorni organi raznih struka su bili iz preduzeća „Građevinski nadzor“ iz Podgorice, a vodeći u timu Krstić Milan, dipl. ing. građ.

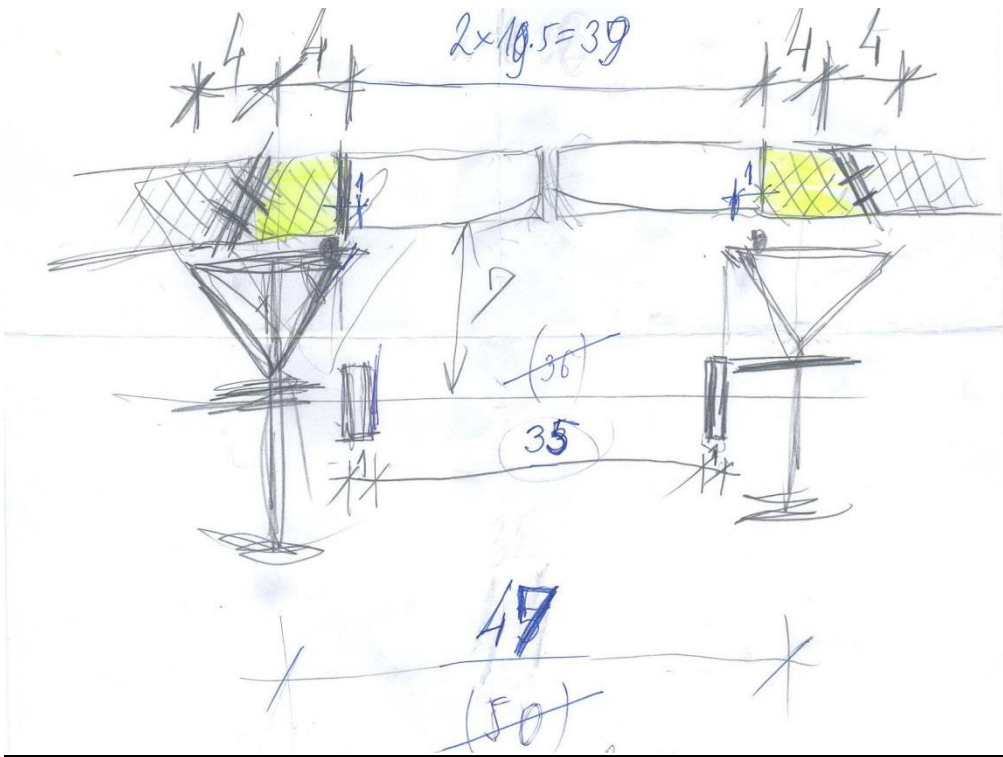
# 2. NASTAJANJE I RAZRADA IDEJNOG REŠENJA MOSTA

DB Inženjering je izradu Idejnog i Glavnog projekta dobio početkom aprila 2009, na međunarodnom tenderu u vrlo jakoj konkurenciji 7 ponuđača iz regiona i iz nekoliko evropskih država. Iskustvo na mostovima koji se otvaraju i zatvaraju za saobraćaj je malo u regionu. Jedan je čelična rešetka na lokaciji Osor, koji se okreće na ručni pogon oko vertikalne ose (zaokretni most) i povezuje Cres i Mali Lošinj. Drugi je povlačni most 7 x 14,00 m na ušću Cetine kod Omiša, gde se otvor 14,00 m raspona oslobađa tako što se jedan nosač pomera poprečno a drugi uzdužno na osovinu mosta. U Grčkoj, na Korintskom kanalu, postoji tzv. „potopljivi“ most, varijanta podiznog mosta. Već je postojala prva verzija Idejnog projekta pokretnog mosta Port Milena. Gredna konstrukcija mosta je kompletno bila čelična, ali je procenjena vrednost mosta prelazila 40 miliona €, pa je Investitor zato tražio novi projekat, gde vrednost mosta ne bi prešla 20 miliona €.

Sa prve verzije projekta odmah je sa papira unesen uzdužni profil i situacija u CAD crtež, kako bi sagledali moguće raspone, njihovu kombinaciju, moguće uštede ali, što je najvažnije, koncept mosta i načina otvaranja uz zadovoljenje upotrebnih, estetskih i ekonomskih zahteva.

Prvo prelistavanje dostupne literature i traženje podataka na internetu je, zbog kratkog roka i ne baš previše nađenih informacija, trajalo samo jedno popodne, do duboko u noć. Američki standardi i praksa na projektovaju i građenju pokretnih mostova su dostupniji na Internetu, ali smo morali da potražimo i one iz Evrope, gde su tada građeni moderni pokretni mostovi.

Prva ideja, bačena jedne subote na papir, pokazuje sličnost sa konačnim rešenjem *(Slika 2)*:




*Slika 2 – Ideja za most Port Milena skicirana 11. aprila 2009.*

Uz prve, opširne diskusije i odbacivanja drugih tipova pokretnih mostova, krenulo je crtanje varijante preklopnog mosta. Ideja o postepenom potiskivanju je nastala iz činjenice da je deo za odizanje, zbog manje potrebne hidrauličke opreme, već bio predviđen da bude od čelika i mogao je, posle učvršćivanja za osnovnu betonsku konstrukciju, da preuzme ulogu čeličnog kljuna, normalno korišćenog pri tom sistemu gradnje. Prva zamisao je bila da se dve nezavisne konstrukcije potiskuju sa dve obale u suprotnim smerovima i da se sretnu nad vodotokom. Na kraju je, iz razloga ekonomičnosti, preovladala ideja da se potiskivanje vrši samo sa ulcinjske strane i dve „ukrućene“ čelične konstrukcije pokretnog dela mosta „putuju“ sa dve betonske konstrukcije, od kojih ona usmerena ka Adi Bojani na svom početku ima pričvršćen laki čelični kljun za smanjenje momenata savijanja konstrukcije kao konzole.

Konsultacija sa poznatim predstavnikom našeg graditeljstva, Dragomirom Lukićem, dipl. građ. inž., koji je izvršio kontrolu ravnoteže težina pokretnog dela mosta na par strana i dao pozitivno mišljenje o rešenju, uverila nas je da smo na pravom putu.

Sagrađeni rasklopni most preko zaliva „Port Milena“, u nastavku ulcinjskog Bulevara prema Adi Bojani, uklopio se u okolno naselje, ribolovno područje, postojeće saobraćajnice i postao sastavni deo budućeg rešenja celog kompleksa, uključujući marinu za jahte. Most je znatno povećao kapacitet drumskog saobraćaja i omogućio povećani gabarit za planirani saobraćaj plovnih objekata u zalivu. Sa dva stuba oblika harfe most označava ulaz u buduću marinu i daje mu vizuelno prepoznatljiv i jedinstven izgled.

Most se sastoji iz tri glavna dela:

- Prethodhno napregnuta okvirna armirano betonska sandučasta konstrukcija na četiri polja iz smera Ulcinja, sa teorijskim rasponima 34,00 + 2 x 44,00 + 34,00 = 156,00 m, konstantne visine od 3,00 m *(Slika 3);*

- Čelična sandučasta konstrukcija centralnog dela mosta, raspona 2 x 26,50 = 53,00 m preko koga se odvija saobraćaj, parabolično promenjive visine od 3,00 m iznad srednjih stubova do 1,77 m u sredini raspona za prolaz plovila *(Slika 4)* i dva kontratega na krajevima od po 7,00 m, podvučenih ispod kolovozne ploče*;*

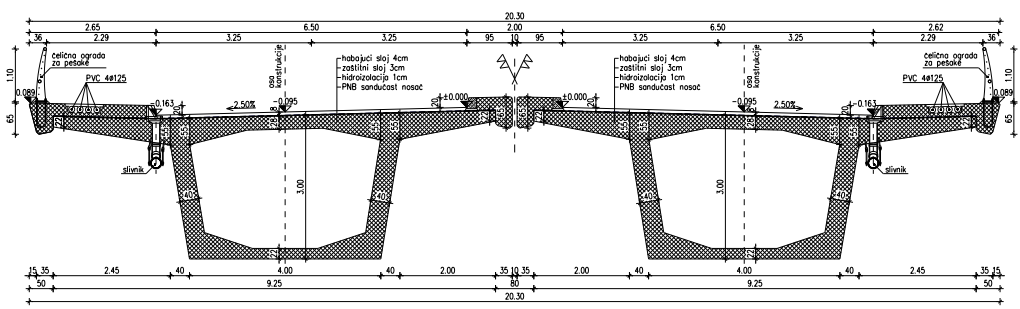
- Prethodhno napregnuta okvirna AB sandučasta konstrukcija na tri polja iz smera Ade, sa teorijskim rasponima 37,00 + 46,00 + 37,00 = 120,00 m, konstantne visine od 3,00 m *(Slika 3).*

Most je u vertikalnoj kružnoj krivini radijusa R = 1500 m i poprečnom nagibu od 2,5 %. Na mestima ukrštaja nisu produženi glavni rasponi mostovske konstrukcije, već su projektovane nezavisne mostovske konstrukcije. Na taj način je obezbeđena veća slobodna visina iznad puta, te je omogućen prolaz merodavnih vozila ispod bulevara, saglasno sa propisanim uslovima.

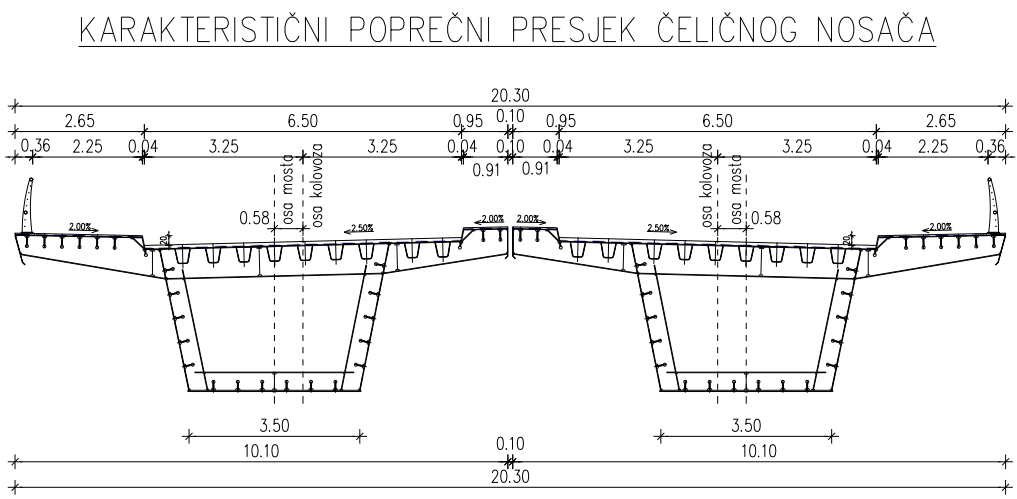
Na mostu su projektovani i izvedeni sledeći elementi poprečnog profila:

- kolovoz..... 2 x 6,50 = 13,00 m
- staze za pešake (sa ogradom i vencem).. 2 x 2,65 = 5,30 m
- razdelni pojas..... = 2,00 m

Ukupno: 20,30 m




*Slika 3 – Karakteristični poprečni presek betonskog nosača*




*Slika 4 – Karakteristični poprečni presek čeličnog nosača – centralni raspon*

# 3. GRAĐENJE

Pripremni radovi su startovali 15. novembra 2010. godine prijemom geodetskog snimka i karakterističnih tačaka trase i temelja stubova i zidova mosta.

## 3.1 Izrada šipova i iskop temeljnih jama

Temelji stubova glavne konstrukcije, okvirnih konstrukcija Ulcinj i Ada Bojana, kao i radionice za betoniranje i potiskivanje segmenata fundirani su na 2250 m šipova prečnika 1500 mm i 840 m prečnika 1200 mm. Bušenje tla za izradu armirano betonskih šipova vršeno je svrdlastom garniturom Bauer BG 24, koja je, zbog pomalo neočekivanih karakteristika zemljišta, bila na granici operativnog kapaciteta. Naime, na dubini od 21,0 do 26,0 m, umesto očekivanih krupnozrnih peskova, se pojavila teško do srednje gnječiva glina. To je prouzrokovalo zakašnjenje u radovima od 63 dana:

- Usporeno bušenje i izvlačenje cevi iz bušotine,
- Iako su neke bušotine bile zacevljene bar 1,00 m pod dnom bušotine i ako su bile pune vode do kote terena, dešavalo se prodiranje peska pod slojem gline na dubini od 25,0 m.
- Pojedine bušotine je bilo potrebno spustiti na veću dubinu, sa većim zacevljenjem, većim trenjem po omotaču cevi, crpljenjem veće količine vode i zahtevnijim betoniranjem.
- Zbog mekog površinskog zemljišta, pod garniturom za bušenje bilo je potrebno praviti platoe od nasutog kamenitog materijala i betonskih ploča.



*Slika 5 – Osiguranje jame za izradu naglavne grede šipova Y stubova*

Pri iskopu za izradu naglavnih greda šipova Y stubova korišćeni su zagati od razuprtih Larsen talpi *(Slika 5)*. U prvoj fazi korišćen je bager CAT 323 D do kote – 4,00 m. Zbog razupirača, dublji iskop je rađem manjim bagerom nosivosti 1,5 t, koji je materijal deponovao na mestu koje je bilo pristupačno većem bageru.

### 3.2 Stubovi, potporni zidovi i pristupne saobraćajnice

Potpornu konstrukciju sačinjavaju dva obalna stuba, pet međustubova oblika platana i dva srednja stuba Y oblika. Stubovi Y oblika imaju funkciju nošenja dva kraka čeličnog pokretnog mosta sa elektro-hidrauličkom opremom u svim položajima okretanja, kao i susedne sandučaste betonske gredne konstrukcije. Prostor ispod kolovozne ploče na obe obale, između obalnih stubova i okvirnih konstrukcija, služi za smeštaj ostatka elektro-mašinske opreme.

Y stubovi su bili zahtevniji za izvođenje od ostalih, pa su za njih formirane četri grupe radnika, koje su radile od 7 do 23 h *(Slika 6)*. Prva grupa je pripremala oplate po izvođačkim crtežima, druga ih je montirala na već pripremljene „Staxo“ skele, a treća grupa su bili armirači koji su montirali armaturu. Četvrta grupa je zatezala i premazivala oplatu i pripremala oplatu i armaturu za pregled od strane nadzora. Gradnja ovih stubova je bila podeljena u sedam faza, odozdo na gore. Kosi i horizontalni kraci Y stubova su naknadno prednaprezani.

Sagrađeni su i armirano betonski potporni zidovi za zaštitu od nasipa kuća na strani prema Adi, dužine 150,00 m levo i 10,00 m desno i pristupna saobraćajnica sa obe strane mosta.



*Slika 6 – Skela i oplata Y stubova*

### 3.3 Betonski nosači

Za potrebe izrade i pomeranja leve i desne gredne kostrukcije izgrađene su dve radionice. Pošto je gredna konstrukcija mosta u vertikalnoj krivini, a na mestu radionice u uzdužnom nagibu 4,3 %, ona se, umesto potiskivanja, „vuče“ metodom beskonačnog vučnog vijka i šupljeg hidrauličkog cilindra od krajnjeg stuba S1 (Ulcinj) ka krajnjem stubu S9 (Ada Bojana). Klasična metoda pomoću hidraulike za dizanje i potiskivanje nije bila primenljiva zbog velikog nagiba i, samim tim, velike vertikalne komponente sile potrebne da se savlada sila trenja. Šipke sa navojem tipa „Freyssibar“ se odupiru o donju površinu gredne konstrukcije preko posebnog čeličnog elementa za upinjanje, a na drugoj strani kroz šuplje hidrauličke cilindre postavljene pred krajnjim stubom. Sistem rada u radionici za betoniranje i potiskivanje omogućava da se, posle betoniranja jednog segmenta, oplata spusti pomoću hidrauličnih cilindara i time omogući neometano pomeranje segmenta ka sledećem položaju.

Čelični lansirni kljun je povezan sa početkom betonskog sanduka ankernim blokom prednapregnutim „Freyssibar“ vijcima Ø 36 mm *(Slika 7)*. Prosečni takt je bio 24,40 m za prvih pet betonskih segmenata ka Adi Bojani i 22,57 m za zadnjih sedam segmenata na ulcinjskoj strani. Leva i desna polovina betonskog sanduka su tako građene iz po 12 taktova ukupne dužine 220,00 m a čelična konstrukcija na dužini 66,98 m. U fazi navlačenja AB sanduci su bili centrično prednapregnuti kablovima u gornjoj i donjoj ploči. Za fazu

eksploatacije su dodatno prednapregnuti kablovima za pokrivanje eksploatacionih opterećenja, smeštenim van preseka konstrukcije, nad osloncima u gornjoj, a u polju u donjoj zoni unutrašnjosti sanduka.

Gradnja AB preseka je išla u dve faze: prvo su se betonirali donja ploča i rebra, a zatim i gornja ploča. Pojedinačni segment je završavan za sedam dana, od ponedeljka do nedelje:

1. Postavljanje armature i kablova donje ploče i rebara, zatvaranje oplate i betoniranje;
2. Demontaža oplate rebara, postavljanje oplate, armature i kablova gornje ploče;
3. Nastavak postavljanja armature i kablova gornje ploče, zatvaranje oplate i betoniranje;
4. Nega betona;
5. Nega betona, demontaža spoljne oplate i opuštanje unutrašnje oplate gornje ploče;
6. Prednaprezanje kablova, povlačenje takta;
7. Povlačenje takta, čišćenje radionice za pripremu sledećeg segmenta.

Izrada armirano betonskih ploča okvirnih konstrukcija na krajevima mosta, livenih na skeli i oplati na licu mesta, tekli su standardno, uz usmeravanje saobraćaja na druge pravce.




*Slika 7 – Lansirni kljun na početku betonskog nosača*

### 3.4 Čelični nosači

Iako teži za izvođenje, sandučasti presek za krake čeličnih nosača mosta se pokazao idealnim za vezu sa takođe sandučastim presekom prethodno napregnutog armirano betonskog nosača i prijem torzionih opterećenja, posebno u slučaju otkazivanja jednog hidrauličkog cilindra za odizanje i spuštanje.

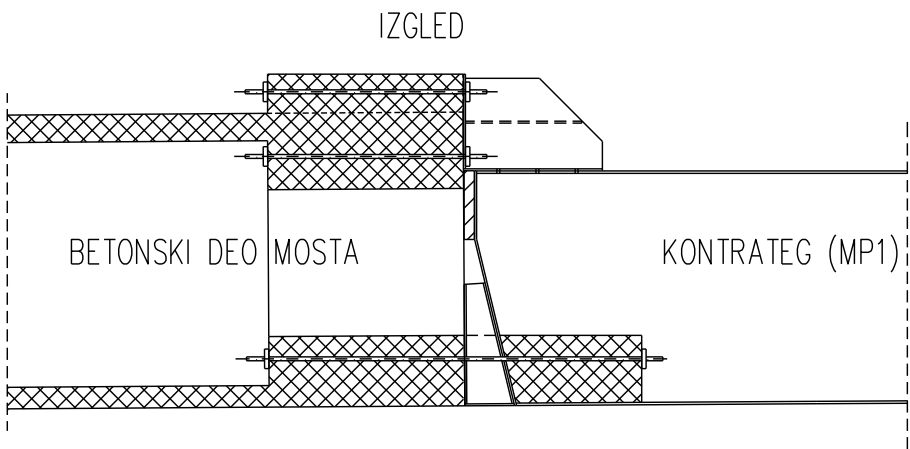
Raspon mosta, tj. razmak između oslonaca čelične konstrukcije iznosi 53,0 m, dok je ukupna dužina čeličnog mosta 67,0 m. Odnos raspona konzola je 26,5 sa prednje strane i 7,0 m sa zadnje strane, gde se postavlja kontrateg. Most je projektovan tako da se na delu gde je postavljen kontrateg ne odvija saobraćaj. Na ovom delu saobraćaj se odvija preko AB ploče debljine 50 cm koja je uklještena u bočne delove stuba Y stuba (stubovi S5 i S6).

Rotiranje konstrukcije se obavlja pomoću hidrauličkih cilindra koji su u toku eksploatacije mosta neopterećeni i postavljeni u zatvorenom položaju. Prilikom otvaranja mosta cilindar, koji je zglobno vezan za čeličnu konstrukciju sa jedne strane i betonsku konstrukciju sa druge strane, se izvlači, potiskujući konstrukciju ka gore. Ugao rotacije mosta je 65°, što je dovoljno da se ostvari projektovani plovidbeni gabarit, a ne zahteva elektro-mašinsku opremu velikih dimenzija i snage. Radi zajedničkog rada obe konstrukcije, na sredini mosta predviđeno je zaključavanje mosta pomoću specijalnog hidrauličkog uređaja za zabravljivanje.

Oslanjanje konstrukcije je konzolno na betonsku podkonstrukciju preko trna prečnika Ø440 mm i radijalnog sfernog ležišta, dok je sa zadnje, gornje strane kontratega urađen oslonac koji prenosi reakciju na donju stranu AB kolovozne ploče, uklještene u Y stub.

Čelična konstrukcija je izrađena u fabrici Montavara u Nikšiću, odakle je dovožena kamionima na gradilište. Ukrupnjavanje konstrukcije na montaži je rađeno zavarivanjem.

Zbog usvojenog načina montaže, postepenim potiskivanjem, bilo je potrebno obezbediti kontinuitet čelične konstrukcije tokom montaže. Privremena veza između dve sekcije čelične konstrukcije urađena je pomoću čeličnih nosača zavarivanjem, dok je veza kontratega i betonske konstrukcije urađena pomoću „Freyssibar“ šipki i dodatnom čeličnom konstrukcijom koja je imala zadatak da izjednači visine betonske konstrukcije i kontratega, a u isto vreme da omogući prijem sila koje se javljaju tokom postepenog potiskivanja konstrukcije *(Slika 8)*.




*Slika 8: Privremena veza betonske konstrukcije i kontratega*

Obzirom da je čelična konstrukcija promenljive visine, tokom montaže je bilo potrebno obezbediti čeličnu potkonstrukciju, koja je morala da prati vertikalnu krivinu donje ivice betonskog nosača *(Slika 9)*.



*Slika 9 – "Zaključana" čelična konstrukcija sa privremenom podkonstrukcijom za navlačenje*

Zbog ograničene širine samo centralni delovi sandučaste konstrukcije i kontratega su „putovali" zaključani sa betonskom konstrukcijom, dok su konzole i bočna proširenja kontratega montirana naknadno.

### 3.4 Postepeno navlačenje

„Primorje" je sagradilo značajan broj mostova metodom postepenog potiskivanja, u slučaju mosta „Port Milena" bolje reći metodom postepenog navlačenja, sa različitim odnosom visine nosača i maksimalnog raspona *(Tabela 1)*.

| Br. | Ime mosta | Max. raspon | Visina preseka | Odnos H/L (%) | Odnos L/H |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Bandera | 33,6 | 2,50 | 7,44 | 13,44 |
| 2 | Ribnik | 37,6 | 2,85 | 7,58 | 13,19 |
| 3 | Glinščica | 38,0 | 3,00 | 7,89 | 12,67 |
| 4 | Tržiška Bistrica | 40,2 | 3,20 | 7,95 | 12,58 |
| 5 | Dobra | 51,0 | 4,00 | 7,84 | 12,75 |
| 6 | Dobruša | 58,1 | 4,20 | 7,22 | 13,84 |
| 7 | Dole | 32,0 | 2,80 | 8,75 | 11,43 |
| 8 | Polance-Podgrič | 45,1 | 3,30 | 7,32 | 13,66 |
| 9 | Barnica | 45,0 | 3,30 | 7,33 | 13,64 |
| | **Prosečno** | | | **7,70** | **13,02** |
| | | | | | |
| **10** | **Port Milena** | **49,4** | **3,00** | **6,08** | **16,45** |

***Tabela 1 - Odnos visine nosača i maksimalnog raspona na izvedenim mostovima***

Ovo je jedini slučaj da se rasklopni most, kombinovan od dve betonske i dve čelične konstrukcije zajedno navlačio (uz pomoć čelične podkonstrukcije zbog oblika čeličnih kraka).

Oprema korišćena za građenje postepenim potiskivanjem (navlačenjem) je:

- Betonska radionica – platforma sa skelom i oplatom, čeličnim roštiljem i hidrauličkom opremom za spuštanje skele i oplate;
- Oprema za prednaprezanje segmenata i cele rasponske konstrukcije;
- Oprema za postepeno potiskivanje, tj. navlačenje u našem slučaju;
- Čelična konzolna konstrukcija – kljun;
- Uređaji za pridržavanje glavne rasponske konstrukcije;
- Klizna privremena ležišta sa teflonskim ulošcima na stubovima;
- Bočne hidrauličke vođice na stubovima.

Pri navlačenju korišćeni su hidraulički cilindri, koje su se odupirali o armirano betonske elemente stubova, a kroz rupe u tim elementima prolazile su „Freyssibar“ šipke s navojem, koje su vukle celu grednu konstrukciju mosta. Proces je godinama poboljšavan i gradnja je tako ubrzavana. Prvobitno korišćenu opremu „Primorje“ je prodavalo drugim kompanijama. Najveće poboljšanje dobijeno je „otvorenom“ maticom i „otvorenom“ podloškom, koje služe za predhvatanje „Freyssibar“ šipke i nalaze se u kavezu sa držačem šupljeg hidrauličkog cilindra. Pred svakim povratnim hodom bilo je potrebno proveriti da li je:

- prstenasta stezaljka M pravilno zagrlila „otvorenu“ maticu,
- prstenasta stezaljka P pravilno zagrlila „otvorenu“ podlošku,
- podloška dobro nalegla na donju ploču,
- matica dovoljno dobro nalegla u podlošku.

Pri predhvatanju, u fazi prelaza spojnice kroz kavez, potrebno je potezanje izvesti tako da se matica može jednostavno preneti sa jedne na drugu stranu spojnice *(Slika 10)*. Boja, naneta na Freyssibar šipke, upozorava na dolazak spojnice.




*Slika 10 – Kavez sa držačem hidrauličkog cilindra*

### 3.5 Demontaža privremenih veza i dovođenje čelične konstrukcije u konačni položaj

Projektanti mosta su pratili ceo tok izgradnje mosta, obilazili teren, davali detaljne crteže privremenih konstrukcija i veza, kontrolisali svaku fazu projekta.

Takođe su geodetski podaci o konstrukciji redovno dostavljani na analizu i u dogovoru sa Izvođačem i Nadzornim organom davana su rešenja za novonastale situacije.

Zbog ograničenog prostora za rad, tehnoloških razloga i obezbeđenja stabilnosti čelične konstrukcije u pojedinim fazama, projektanti su razradili detaljnu metodologiju faza demontaže konstrukcije nakon završenog potiskivanja konstrukcije, kao i svih potrebnih operacija da bi se most pustio u saobraćaj.

### 3.6 Hidroizolacija i završni sloj na mostu

Na betonskoj konstrukciji mosta urađena je hidroizolacija sa bitumenskim trakama, preko koje je nanesen asfalt u dva sloja, ukupne debljine 7 cm.

Na čeličnoj konstrukciji ugrađen je premaz trgovačkog naziva Bridgemaster, proizvođača Stirling Lloyd iz Engleske. Ovaj premaz je na bazi metil metakrilatne smole, koji je u isto vreme i hidroizolacija i završni sloj. Bridgemaster se sastoji od prajmera, veziva od smole, agregata i završnog premaza. Razlika na kolovozu i na pešačkim stazama je u debljini veziva od smole i prečnika agregata, tako da je ukupna debljina na kolovozu oko 10 mm, a na pešačkim stazama oko 6 mm. Na kolovozu je primenjen sistem za teški saobraćaj (V600).

Projektantski uslov je bio da se ovakav sistem ranije primenio na sličnom objektu.

## 4. ZAKLJUČAK

Šta reći na kraju o mostu „Port Milena“? Možda sledeće:

- Prvi je pokretni most na Balkanu tipa „Bascule bridge“, gde se dva mostovska konzolna nosača dižu rotacijom oko horizontalnih osovina radijalnih ležišta na stubovima.
- Prvi i za sada jedini pokretni most u svetu građen zajedničkim potiskivanjem betonske i čelične gredne konstrukcije mosta.
- Nalazi se na retkoj lokaciji Jadranskog mora izloženoj mogućem dejstvu cunami talasa u slučaju zemljotresa, osetljivoj zbog peščanog tla veoma velike dubine.
- Komandno mesto i elektro-mašinska oprema za dizanje pokretnog dela mosta su u unutrašnjosti dva standardna stuba na obe obale, pored postojećih saobraćajnica što, racionalnošću rešenja, ovaj most izdvaja od velike većine pokretnih mostova.
- Dva skladno oblikovana centralna mostovska stuba oblika harfe i lučni intrados pokretne čelične gredne konstrukcije prikladno obeležavaju ulaz u planiranu marinu za jahte sa jarbolima neograničene visine.
- Oblik harfe centralnih stubova je usklađen sa njihovim raznovrsnim funkcijama: gradnja postepenim potiskivanjem nosača sa jedne obale, prilaz za održavanje, smeštaj kontrategova, hidrauličkih klipova, radijalnih i zaustavnih ležišta u različitim položajima pri pokretanju pokretnih krakova mosta.
- Problemi betoniranja šipova u podzemnoj vodi pod pritiskom prevaziđeni su blagovremenom saradnjom projektanata i izvođača.
- Rešenja tipa hidroizolacije i asfalta na čeličnoj konstrukciji direktno izloženoj suncu, koja se naginje do 65°, uspešno su nađena saradnjom projektanata, izvođača i proizvođača odgovarajućih materijala.

- Ugovorena cena građenja, sa radijalnim sfernim ležištima, vantipskim dilatacijama, elektro-hidrauličkom i mašinskom opremom, dugim hidrauličkim crevima pod pritiskom, opremom za monitoring saobraćaja, potpornim zidovima i delom trase na nasipu je 13.903.764,07 € (bez PDV-a), od čega je građevinski deo samog mosta 11.770.432,70 €, što za 8.418,0 $m^2$ površine mosta daje jediničnu cenu 1.398 €/$m^2$, manju nego kod većine mostova u regionu građenih preko vodenih površina.
- Most se idealno uklopio u okruženje *(Slika 11)*.



*Slika 11 – Most u okruženju sojenica sa ribarskim priborom - kalimerama*

**LITERATURA**


[1] DB Inženjering: *Idejni Projekat Mosta preko Port Milene u Ulcinju, Beograd, 2009*

[2] DB Inženjering: *Glavni Projekat Mosta preko Port Milene u Ulcinju, Beograd, 2009*

[3] Terry L. Koglin: *„Movable bridge Engineering“, 2003*

[4] ECCS: *5th International Symposium on Steel Bridges, Barcelona, 2003*

# UVODNA IZLAGANJA

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Aleksandar Bojović[1], Zlatko Marković[2], Antonio Mora [3], Luciano Casasola [4], Dimitrije Aleksić [5], Marko Pavlović [6], Milan Spremić [7], Novak Novaković[8]*

## ŽELEZNIČKO-DRUMSKI MOST U NOVOM SADU – RACIONALNOST KONSTRUKCIJE MOSTA

***Rezime:***
Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu je u toku gradnje. Most ima dva koloseka, dve drumske trake i dve pešačke staze i širok je 31,440 m. Razmaci stubova su 27+178,5+220,5+ 48 m, pa je ukupna dužina mosta 474 m. Na dva centralna raspona su čelični lukovi sa zategom, dijagonalnim vešaljkama i spregnutom kolovoznom konstrukcijom. Konstrukcija mosta (glavni noseći sistemi, vešaljke i kolovozne konstrukcije) je vrlo racionalna po količini materijala i koštanju izgradnje.

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

## RAILWAY ROAD BRIDGE IN NOVI SAD – RATIONALITY OF THE BRIDGE STRUCTURE

***Summary:***
The construction of Railway Road Bridge across the Danube in Novi Sad is in progress. The bridge is designed for two railway tracks, two road lanes and two footpaths, with total width of 31,440 m. The distances of the piers are 27+178,5+220,5+48 m and total bridge length is 474 m. On the cetral two spans are steel tied arches with network hangers and composite decks. In the article is presented the rationality of the bridge structure – main bearing systems, hangers and deck structures – according to steel material quantities and total construction costs.

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

[1] dipl.ing.građ, odgovorni projektant; tehnički direktor, DEL ING DOO, Beograd, Jastrebovljeva 25.
[2] Prof. dr dipl.ing.građ, projektant, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73.
[3] MScCE, rukovodilac izgradnje mosta, JV Azvi-Taddei-Horta Coslada, Novi Sad, Kej skojevaca bb.
[4] MScCE, pomoćnik rukovodioca izgradnje mosta, JV Azvi-Taddei-Horta Coslada, Novi Sad, Kej skojevaca bb.
[5] dipl.ing.građ, projektant; direktor, DEL ING DOO, Beograd, Jastrebovljeva 25.
[6] dr dipl.ing.građ, projektant, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73.
[7] dr dipl.ing.građ, projektant, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73.
[8] dipl.ing.građ, projektant; DEL ING DOO, Beograd, Jastrebovljeva 25.

# 1 UVOD

Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu je u toku gradnje, *slika 1*, *slika 2*. Most se nalazi na lokaciji prethodnog drumsko-železničkog mosta (1961-1999), srušenog u vazdušnim napadima 1999. Most je na trasi međunarodne magistralne pruge broj 2, Beograd - Novi Sad – Subotica - Državna granica – Budimpešta.

Most gradi italijansko-španski konzorcijum firmi AZVI-Taddei-Horta Coslada na osnovu ugovora sa investitorom – Železnicama Srbije. Gradnju mosta finansiraju Delegacija Evropske komisije za Republiku Srbiju, AP Vojovodina i Grad Novi Sad. Pregled ušesnika izgradnje videti u t. 4.

Projektanti i rukovodioci izgradnje mosta su objavili više radova o mostu u domaćoj i inostranoj stručnoj javnosti, (videti literaturu [2] do [6]), u kojima su izloženi razni aspekti Glavnog projekta mosta [1], izrade i montaže konstrukcije. U ovom uvodu će se stoga samo ukratko ponoviti osnovne karakteristike Projektnog zadatka i samog mosta. U narednim poglavljima članka biće reč o racionalnosti konstrukcije i minimalnom koštanju mosta – aspektima koji su u prethodnim člancima o mostu samo ukratko i generalno pomenuti.



*Slika 1 –Železničko-drumskog mosta u Novom Sadu: vizuelizacija i u izgradnji.*

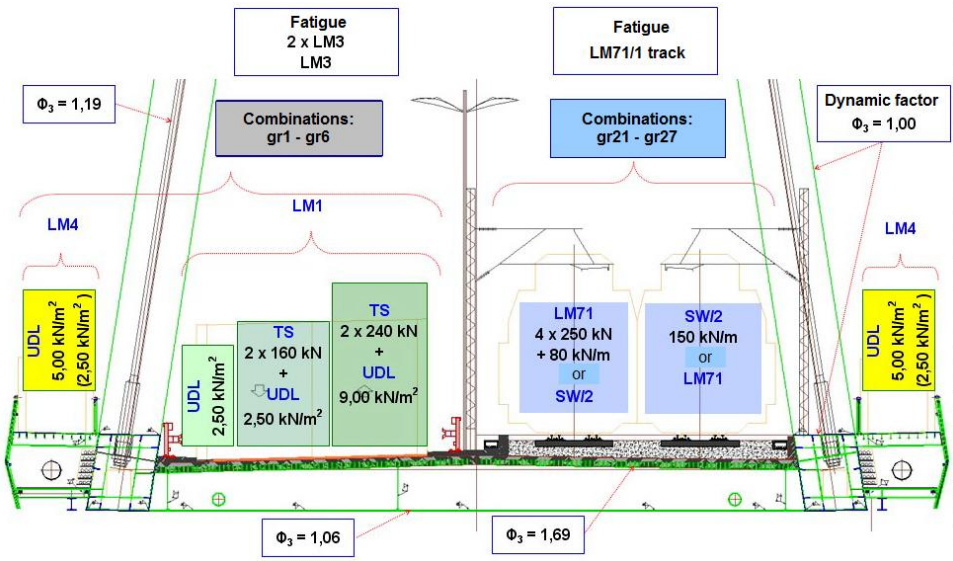
## 1.1 Projektni zadatak

Projektni zadatak sastavljen od strane Železnica Srbije sadržao je sledeće osnovne zahteve:

- lokacija mosta: lokacija starog mosta, na trasi međunarodne magistralne pruge broj 2 Beograd - Stara Pazova – Inđija – Subotica - državna granica – Budimpešta;
- saobraćaj na mostu: 2 koloseka + 2 drumske trake + 2 pešačke staze, *slika 2*;
- sistem konstrukcije: lučni, čelični; (ovo je bio urbanistički uslov);
- brzine vozova: putnički 160 km/h, teretni 120 km/h; vertik. ubrzanje konstr. $a_V \leq 1{,}3 m/s^2$;
- saobraćajnice: razmak koloseka = 4,20 m, drumske trake = 2 x (3,50+0,35) m;
- instalacije na mostu: dve vodovodne cevi 2 x $\Phi$610 mm, razni električni i telekomunikacioni kablovi, rasveta javna i dekorativna, saobraćajna signalizacija, sistem za odvodnjavanje;
- fundiranje: iskoristiti temelje starog mosta u meri koliko je to moguće;
- norme za projektovanje: vodeća norma Smernice Nemačkih železnica Ril 804:2003 [9] i sa njima u vezi norme serije DIN-Fachbericht 101 do 104 izdanje 2009, tj. odgovarajuće

aktuelne Evropske norme serija EN 1990, EN 1991, EN 1992, EN 1993, EN 1994 i EN 1998.

Posebno važan uslov, postavljen 2009. prilikom izrade Idejnog projekta je bio da most ne sme da košta više od 60 miliona EUR, uprkos velikom saobraćajnom opterećenju, veličini raspona i izuzetno strogim tehničkim uslovima pomenutih normi za projektovanje. Ovakav uslov inače nije nikad postavljen, ili je to bilo izuzetno retko, za gradnju bilo kog mosta u Srbiji.




*Slika 2 – Saobraćajna opterećenja, opterećenja za proračun zamora i dinamički koeficijenti komponenata konstrukcije mosta.*

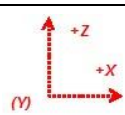
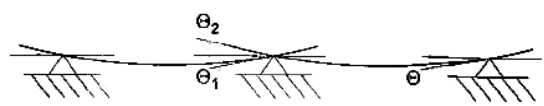
### 1.2 Osnovne tehničke karakteristike mosta

Osnovne tehničke karakteristike mosta, *slika 1*:

- Razmak osa stubova *1-2-3-4-5*, od desne ka levoj obali: 27,0+178,5+220,5+48,5 m.
- Statički sistem - četiri nezavisne proste grede, raspona i razmaka: 25,3 + (1,7) + 177,0 + (3,0) + 219,0 + (1,7) + 45,3 = 474,0 m. Širina svih mostova je $B$ = 31,440 m.
- Prilazni mostovi na desnoj i levoj obali: Konstrukciju mostova čine dve bočne čelične grede (preseka jednakog preseku zatega lučnih mostova) i centralna spregnuta greda. Grede su spojene poprečnim nosačima spregnutim sa armiranobetonskom kolovoznom pločom $t_c$ = 300 mm.
- Mostovi preko Dunava: Dva lučna mosta sistema punih lukova sa zategama, raspona 177,00 m i 219,00 m i visina lukova $H$ = 34,0 m i 42,0 m, gde je $L/H$ = 5,21. Vešaljke su kablovi u dijagonalnom rasporedu, nepovezane na mestima ukrštanja i na međusobnom osnom razmaku od $e$ = 300 mm. Kolovozna konstrukcija je spregnuta – poprečni nosači sa armiranobetonskom kolovoznom pločom $t_c$ = 300 i 400 mm. Kolovozna ploča je takođe spregnuta i sa zategama u horizontalnoj ravni, povećavajući tako krutost mosta u horizontalnoj ravni.

- Materijali konstrukcije: čelik klase S355 po EN 10025-2:2004 i vrlo male količine S460 po EN 10025-3:2004, kablovi od paralenih strukova zatezne čvrstoće žice $f_u \geq 1860$ N/mm$^2$, beton kolovozne ploče klasa C35/45 i C40/50 po EN 206:2000, armaturni čelik B500B ili B500C po EN 10080:2005.
- Sve četiri mostovske konstrukcije su izuzetno krute. Krutost konstrukcija diktirana je strogim zahtevima DIN-Fachbericht 101:2009 i to pre svega ograničenjima uglova rotacija na osloncima, odnosno zbirnih rotacija dveju susednih mostovskih konstrukcija. Izračunate vrednosti deformacija date su *tabelom 1*. Ovde treba naglasiti da je uslov o ograničenju ugiba mosta pod železničkim opterećenjem od *L*/800 ili čak *L*/600 uveliko nadvladan uslovom ograničenja rotacija ili zbira rotacija dve susedne mostovske konstrukcije. Da bi se ispunio uslov ograničenja rotacija ugibi moraju da budu mnogo manji od *L*/800, gde je *L* raspon mosta.

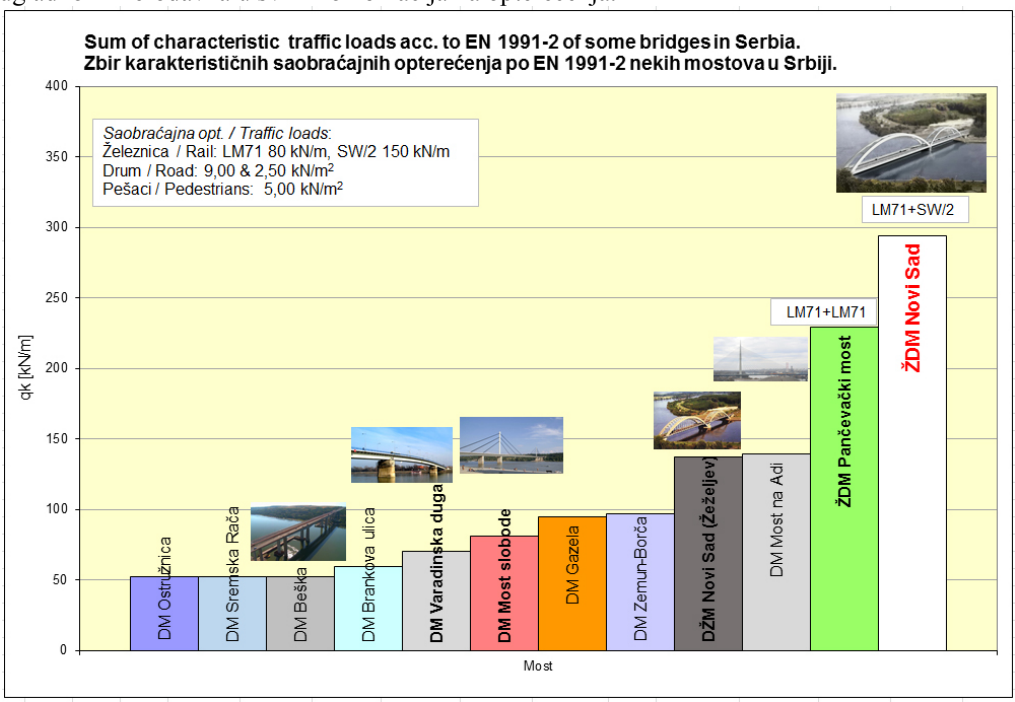
***Tabela 1: Pregled deformacija mostovskih konstrukcija prema [1].***

| *Deformacija* | *Most 1-2A*<br>*L =25,3 m* | *Most 2-3A*<br>*L = 177,0 m* | *Most 3B-4*<br>*L = 219,0 m* | *Most 4B-5*<br>*L = 46,3 m* |
|---|---|---|---|---|
| *Železnica:*<br>*Ugibi od*<br>*LM71/Kolosek 2* | *max* $\delta_Z$ *= 5 mm*<br>*= L/5060*<br>*< L/800* | *max* $\delta_Z$*= 53 mm*<br>*= L/3345*<br>*< L/800* | *max* $\delta_Z$*= 65 mm*<br>*= L/3388*<br>*< L/800* | *max* $\delta_Z$*= 11 mm*<br>*= L/4118*<br>*< L/800* |
| *Rotacije na osloncima*<br>*LM71/Kolosek 2 +*<br>*+* $\Delta T_M$ | *Kod osa 2 i 2A:*<br>$\theta_1+\theta_2$*=2,3 mrad* | *Kod 3A i 3B, srednji stub:*<br>$\theta_1+\theta_2$*=3,7 mrad* | *Kod osa 3B i 4:*<br>$\theta_1+\theta_2$*=3,1 mrad* | *Uslov DIN-Fb 101:*<br>$\theta_1+\theta_2 \leq$ *5 mrad* |
| *Drum, uzvodna strana:*<br>*Ugibi od LM1* | *max* $\delta_Z$ *= 4 mm* | *max* $\delta_Z$*= 34 mm* | *max* $\delta_Z$*= 43 mm* | *max* $\delta_Z$*= 13 mm* |
| Oznake osa<br>i uglova rotacija |  |  | | |

Železničko-drumski most (ŽDM) u Novom Sadu je ujedno i most sa najvećim saobraćajnim opterećenjem u Srbiji. Ako, naime, za sve železničke i drumske mostove (DM) sa slike izračunamo vrednosti podeljenih opterećenja [kN/m] mosta, na osnovu širina kolovoza i pešačkih staza, odnosno broja koloseka, prema intenzitetima saobraćajnih opterećenja prema EN 1990:2002+A1:2005, dobiju se vrednosti dužnih opterećenja datim slikom – *slika 2*. Pri tom su osovinska opterećenja zanemarena, gde su osovinska opterećenja železnicom veća od osovinskih opterećenja tandemima osovina kod drumskih mostova.

Ovde treba dodati i izuzetno veliki intenzitet stalnih opterećenja mosta od $g_{2,k} = 223$ kN/m što je približno jednako zbiru težine konstrukcije ($g_{1,k}$) i stalnih opterećenja ($g_{2,k}$) Drumskog mosta Gazela! Iz slike je vidljivo da su saobraćajna opterećenja ŽDM u Novom Sadu dva puta veća od istih na Drumskom mostu na Adi i srušenom DŽ mostu u Novom Sadu („Žeželjevom“ mostu), 3 puta veća na Drumskom mostu Gazela, a čak 6 puta veća od saobraćajnih opterećenja Drumskog mosta kod Beške. Mogu se porediti jedino sa DŽM kod Pančeva, ali u

vreme projektovanja Pančevačkog mosta nije postojala teška šema opterećenja SW/2 koja je ugladnom merodavna u svim kombinacijama opterećenja.




*Slika 3 – Zbir karakterističnih vrednosti saobraćajnih opterećenja nekih mostova u Srbiji.*

# 2 RACIONALNOST KONSTRUKCIJE MOSTA

## 2.1 Opšte

Pomenuto je već da je koštanje izgradnje mosta bilo ograničeno još pre početka izrade Idejnog projekta, na 60 miliona evra. Ovo je bio uslov jednog od dva finansijera izgradnje mosta - Evropske agencije za rekonstrukciju, kasnije preimenovane u Delegaciju Evropske komisije za Republiku Srbiju. Razumljivo je odatle da je rešenje konstrukcije mosta (čije je koštanje oko 70% koštanja mosta u celini), kao celina i u svim svojim detaljima moralo da bude minimalno moguće uprkos izuzetno oštrim uslovima upotrebljivosti po DIN-Fachbericht 101:2009 i EN 1990:2002+A1:2005, rekordnim rasponima lučnih delova (177 i 219 m) i visokim intenzitetima stalnih opterećenja i saobraćajnih opterećenja. Cilj jevtine konstrukcije je dostignut Idejnin projektom, dok je Glavnim projektom [1] dodatno racionalizovan.

Glavne teme na postizanju racionalne konstrukcije mosta su bile:

- izbor statičkog sistema glavnog nosećeg sistema;
- izbor vrste vešaljki;
- izbor vrste kolovozne konstrukcije;
- ciljane količine čelika za noseće konstrukcije, lučne i gredne.

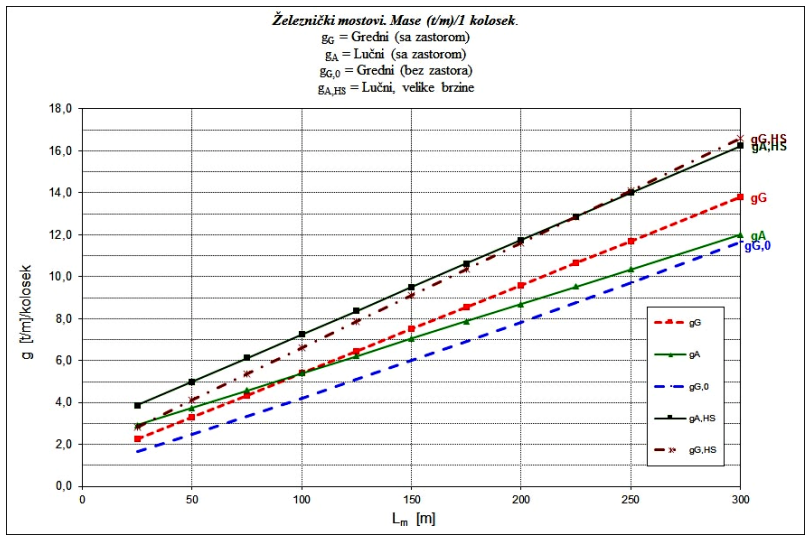
## 2.2 Statički sistem lučnih delova mosta

Urbanistički uslov grada Novog Sada je bio da most mora da bude lučni i čelični. Ovim zahtevom je izbor mogućih sistema noseće konstrukcije mosta unapred sužen. Namera urbanista je verovatno bila da obnovi nekadašnju vizuru mosta. Ovom prilikom zanemarimo prethodni uslov i razmotrimo primenljivost mogućih statičkih sistema železničko-drumskog mosta na rasponima od oko 180 i 220 m – *tabela 2*.

***Tabela 2: Teoretski mogući statički sistemi mosta, dela preko Dunava***

| *Statički sistem* | *Karakteristike i primenjivost* |
|---|---|
| Rešetkasta greda | Teoretski moguć sistem, bolje kao kontinualna greda nego dve proste grede.<br>Prednosti: klasična dobro poznata konstrukcija za projektovanje i izradu.<br>Nedostaci: Estetski na granici prihvatljivosti, veći utrošak čelika od lukova (*slika 4*), mnogo veći rad na radioničkoj izradi u odnosu na konkurentske sisteme. |
| Puna greda | Obzirom na veličine raspona i položaj nivelete pruge i puta u odnosu na gornju ivicu plovnog profila, neprimenljiv sistem sa saobraćajem na gornjem pojasu.<br>Varijanta sa saobraćajem kroz punu sandučastu konstrukciju – potpuno neprihvatljiva. |
| Most sa kosim kablovima | Teoretski moguć sa pilonom na srednjem stubu. Obzirom na veliku potrebnu krutost grede zbog uslova upotrebljivosti, primenljiv uz velike teškoće obzirom da je na raspolaganju samo 2,55 m visine grede. |
| Luk, uklješteni luk (*Slika 6*) | Ovo je bio statički sistem drumsko-železničkog mosta 1961-1999.<br>Osnovni uslov za ovakve mostove nije ispunjen – tlo koje može pouzdano da primi ogromne horizontalne reakcije oslonaca, veće od inače velikih vertikalnih. Na ravnom tlu Dunava i na mestu krivine reke sa velikom brzinom rečnog toka i do 3,5 m/s, neracionalno rešenje zbog velikih i skupih konstrukcija u fundiranju. [1)] |
| Luk sa zategom (*Slika 6*) | Racionalan sistem, široko primenjen u svetskoj praksi, u svim prilikama gde nema uslova za uklještene lukove. U slučaju ovog mosta, zatega zbog svoje male visine od 2,55 m može da bude samo to – element koji prima zatezanje ali ne i velika savijanja. Manji utrošak čelika u odnosu na rešetkaste grede, *slika 4*.<br>Sistem sa dijagonalnim vešaljkama je krući od sistema sa vertikalnim vešaljkama, krući takođe od grednih sistema i sistema sa kosim kablovima.<br>Nedostaci: Vrlo složen proračun i konstruisanje konstrukcije. Kod rešenja sa dijagonalnim vešaljkama: složena dispozicija vešaljki (da se izbegne pritisak pri bilo kojoj kombinaciji opterećenja, komplikovana geometrija konstrukcije a odatle i složenija izrada. |

[1)] 1965. godine prilikom velike poplave desilo se pomeranje oslonaca luka na desnoj obali, (zona stubova 1 i 2, *slika 6*), što je izazvalo velika oštećenja konstrukcije, a i sam opstanak mosta je doveden u pitanje, (v. [8]).




*Slika 4 – Utrošak čelika konstrukcije železničkih mostova po metru dužine koloseka, prema literaturi.*

Pokazalo se, dakle, da je odluka urbanista – da se zahteva lučni most, u ovom slučaju bila ispravna. Lučni most je estetski daleko prihvatljivji i lakši oko 10% u odnosu na rešetkasti. Povoljna okolnost je bila i ta što nije uslovljavan statički sistem luka.

U pogledu montaže mosta, obzirom na značaj Dunava kao velikog plovnog puta, moguća je praktično samo montaža sa vrlo velikim delovima konstrukcije, ili konstrukcijama u celini (spuštanjem ili guranjem), kako bi se sužavanje plovnog profila potpuno izbeglo, ili smanjilo na minimalnu meru. Prema ovom zahtevu je metod montaže grednog i lučnog mosta praktično izjednačen.

Lučni most sa zategom – sa vertikalnim ili dijagonalnim vešaljkama? Zahtev DIN-Fb 101:2009 o ograničavanju zbira rotacija $\theta_1+\theta_2 \leq 5$ mrad (*tabela 1*) doveo je do samo jednog kandidata – lučni most sa zategom i dijagonalnim vešaljkama, (videti detaljnije [2] i [3]).

Na koštanje čelične konstrukcije imale su direktan uticaj i druge odluke u projektovanju:

– Visina lukova, (odnos visine i raspona oba luka je $L/H$ = 5,21), direktno utiče na veličinu normalnih sila, ove na napone, a naponi na debljine limova sandučastih preseka: Limovi debljina $t \leq 50$ mm i pri iskorišćenju graničnih napona od oko 75% zadovoljavaju sa podklasama J2 i K2, dakle kao S355J2 i S355K2 po EN 10025-2:2004. Ovi čelici se lako nabavljaju na tržištu i jevtiniji su od termomehanički obrađenih čelika podklasa M i ML. Kod određivanja podklasa čelika treba zapaziti da je, prema uslovima Tehničkih specifikacija (koje se zasnivaju na EN 1090-2:2011, DIN 18800-7:2008 i dodatno na normama koje primenjuju Nemačke železnice – Ri804:2003, BN 918002:2000), potrebno da izvođač raspolaže kvalifikacijama zavarivanja za sve primenjene čelike i postupke zavarivanja. Ovi dokazi podobnosti su dugotrajni i skupi, pa pomenuto ograničavanje podklasa čelika ima i finansijski efekt na koštanje konstrukcije.
– Minimalno mogući broj podužnih i poprečnih ukrućenja lukova (*slika 5*) i zatega: Dužina podužnih ukrućenja meri se kilometrima. Svako je zavareno obostrano. Izuzetno je bitno

smanjiti njihov broj na minimum zbog smanivanja količina zavarivanja i vremena izrade konstrukcije, što – i jedno, i drugo – direktno utiče na koštanje konstrukcije. Broj ukrućenja direktno je povezan sa debljinama limova flanši i vertikalnih limova prevashodno lukova, drugim rečima sa dokazima sigurnosti na izbočavanje po EN 1993-1-5:2006+AC:2009, odnosno DIN-Fb 103:2009. Potrebno je, dakle, postići balans debljine limova preseka i broja podužnih i poprečnih ukrućenja. Na ovom mostu se pokazalo da je optimalan razmak poprečnih dijafrafmi 3,00 m, a broj podužnih ukrućenja 4 i 6 na lukovima raspona 177 m i 219 m.



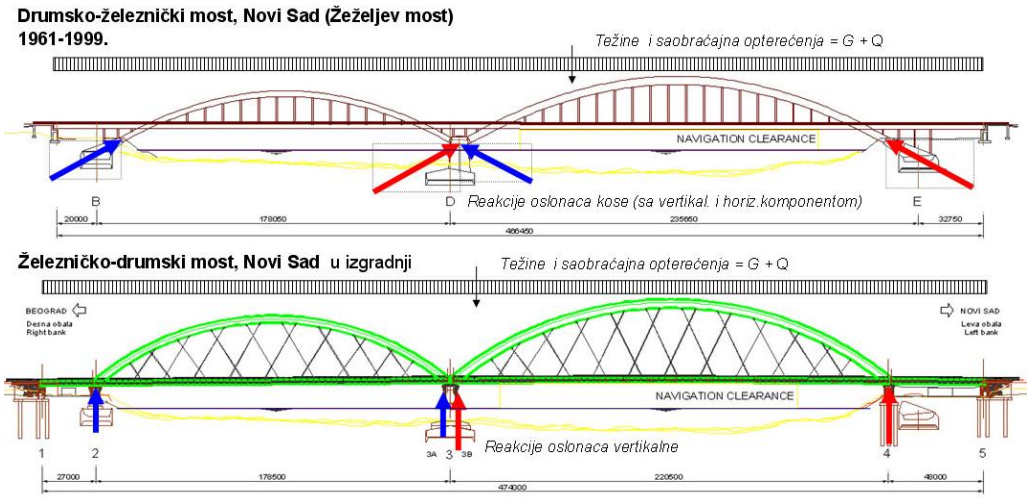
*Slika 5 – Lukovi lučnog mosta raspona 177 m u montaži.*

### 2.3 Izbor vešaljki lučnih mostova

U izboru pune vešaljke (od okruglog čelika ili kao limene), ili vešaljke od kablova, prednost je uveliko na strani vešaljki od kablova, (videti i [3]). Ova prednost se očituje u sledećem:

- veća kategorija zamora: $\Delta\sigma_C = 160{,}0$ N/mm$^2$ > $\Delta\sigma_C$ punih vešaljki;
- bez potrebe montažnog nastavljanja;
- bez potrebe za posebnim prigušivačima vibracija (osim standardnih na devijatorima kablova);
- bolje prilagodljivosti imperfekcijama konstrukcije lukova i zatega posle sastavljanja;
- mogućnosti zamene tokom eksploatacije mosta, zamenom pojedinih ili svih strukova kabla vešaljke.

Limene vešaljke, (primenjene inače na nekim manjim lučnim mostovima u Nemačkoj), nisu razmatrane kao mogućnost zbog svojih nepovoljnih aerodinamičkih osobina.




*Slika 6 – Stari (1961-1999.) i novi most: izgled i šema reakcija oslonaca.*

U pogledu koštanja vešaljke su morale da budu minimalno mogućeg preseka – određenog prema kriterijuma graničnog stanja nosivosti (ULS), graničnog stanja upotrebljivosti (SLS), zamora i aerodinamičkih stabilnosti – i minimalnog broja takođe. Ovde je takođe morao da se pronađe balans nekoliko suprotstavljenih uticajnih faktora. Manji broj vešaljki ima za posledicu smanjenje dinamičkog koeficijenta $\Phi_3$ vešaljki zbog njihovog povećanog razmaka, ali i povećanje momenata savijanja lukova i zatega, a time i njihovih preseka. Veći broj vešaljki ima, razumljivo, obrnut efekt. Finalno usvojeni razmaci su oni iz Idejnog projekta (lučnih mostova sa vertikalnim vešaljkama): $e$ = 9,00 m, osim dveju krajnjih gde je $e$ = 6,00 m, (*slika 6*). Ovakvim razmacima vešaljki dobijeni su umereni dinamički koeficijenti vešaljki $\Phi_3$ = 1,10 i 1,19, dok momenti savijanja lukova i zatega nisu poremetili njihovo opšte stanje napona – pritiska kod lukova i, naročito važno, zatezanja u zategama.

### 2.4 Izbor vrste kolovozne konstrukcije

Kolovozna konstrukcija – čelična, kao ortotropna ploča ili spregnuta?

U pogledu tehničkih prednosti i koštanja prednost je na strani spregnute kolovozne ploče, (videti detalnjije [2] i [3]). U slučaju ovog mosta kao lučnog sa zategom, gde je cela zona zatege, (dakle i armiranobetonska kolovozna ploča), u zoni zatezanja, specifičnost je beton u stanju zatezanja i vezani problem ograničenja širine prslina. Ovaj problem generalno može da bude vrlo veliki imajući u vidu ograničenja koje nameće DIN-Fachbericht 104:2009 za debljine i armiranje kolovozne betonske ploče železničkih lučnih mostova sa zategom.

Uslovi trajnosti armiranobetonske kolovozne ploče prema DIN-Fb 104:2009 su sledeći: 1) debljina ploče mora da bude $t_c \geq 300$ mm; 2) podužna armatura (u podužnom pravcu mosta, indeks L), prečnici i razmaci šipki, procenat armiranja: $d_{S,L} \leq 20$ mm, 100 mm $\leq e_L \leq$ 150 mm, eventualno potrebni srednji sloj armature može da bude $d_{S,L} \leq 25$ mm, $\mu_L \leq 0{,}7$ %/1 sloj; 3) poprečna armatura: $d_{S,T} \leq 16$ mm, 100 mm $\leq e_T \leq$ 150 mm, $\mu_T \leq 2{,}5$ %/1 sloj. Klasa betona je

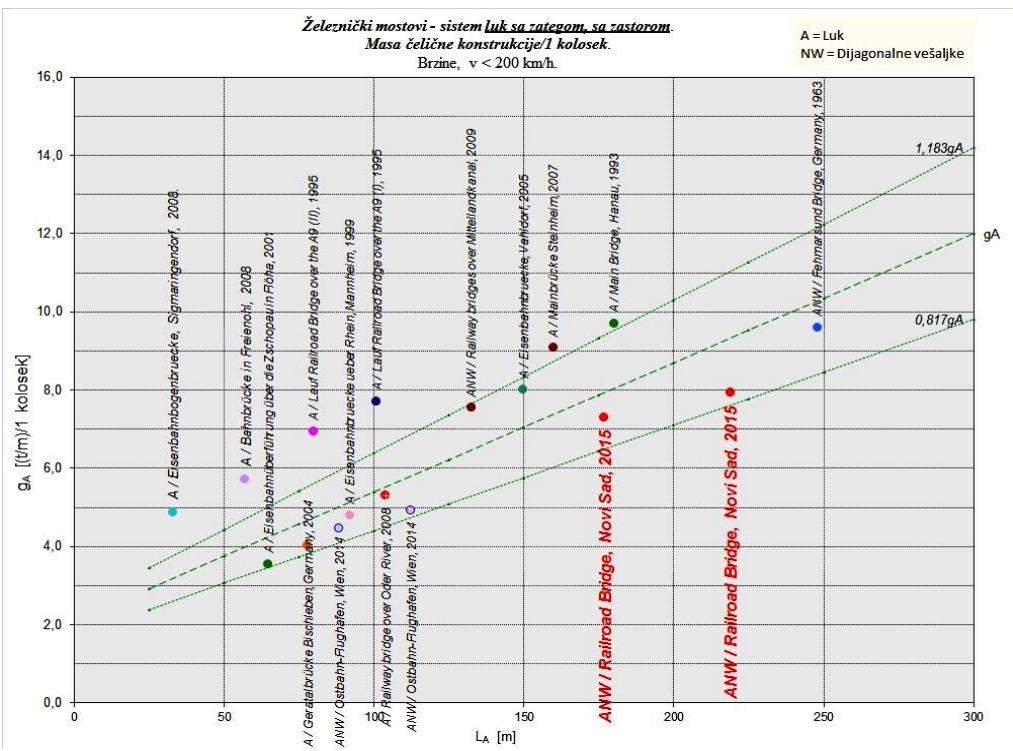
ograničena zahtevima Ril 804:2003, M.4301 kao: C25/30 ≤ Klasa betona ≤ C40/50 za beton liven na licu mesta.

Iz prethodnih uslova je očigledno da je sloboda projektovanja kolovozne ploče bila veoma ograničena, drugim rečima ako se ne postigne zahtevano ograničenje prslina $w_k$, čitava koncepcija kolovozne konstrukcije, a delom i mosta u celini, pada u vodu.

Zadatak je u Glavnom projektu [1] uspešno rešen u okviru svih pomenutih ograničenja.

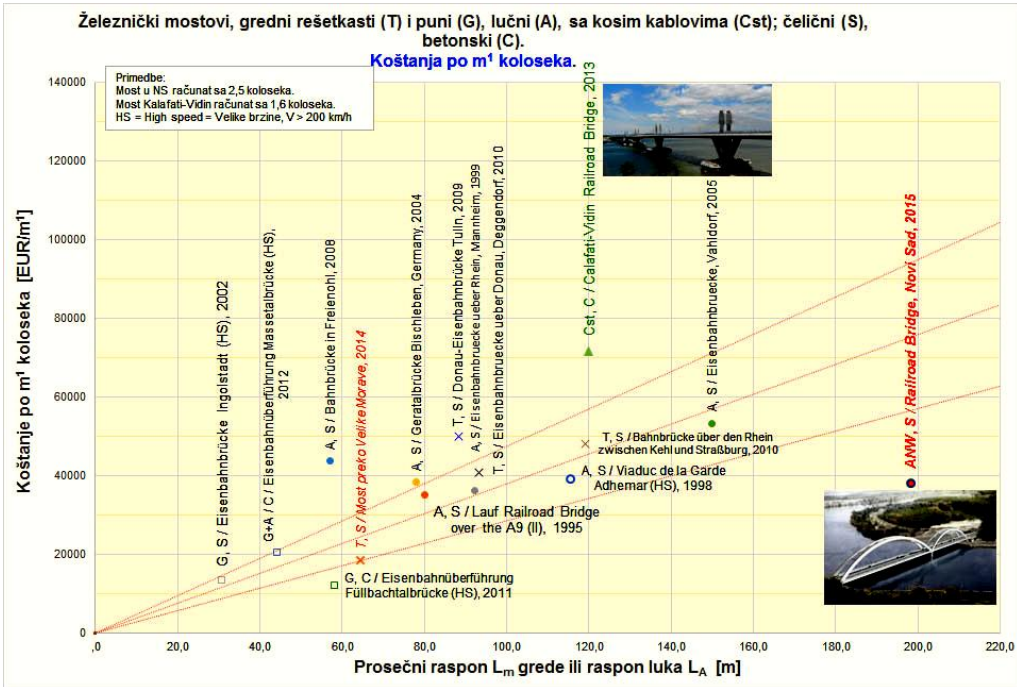
# 3 KOLIČINE MATERIJALA KONSTRUKCIJE I KOŠTANJE MOSTA

Količina materijala noseće konstrukcije mosta (čelika, kablova, betona, armature), po $m^2$ osnove mosta za drumske mostove i po $m^1$ koloseka za železničke mostove izuzetno je bitan pokazatelj racionalnosti i uspešnosti projekta jednog mosta uopšte. Odatle do nalaženja racionalne i očekivane cene izgradnje mosta je samo jedan korak. U razvijenim zemljama o ovome se izuzetno vodi računa. Statistike specifičnog utroška materijala izvedenih mostova rade se još od početka 20.veka u SAD, Japanu, Nemačkoj, Velikoj Britaniji.




*Slika 7 – Mase čelične konstrukcije lučnih mostova t/m koloseka, teoretske i izvedenih mostova*.

Obzirom da je Železničko-drumski most u Novom Sadu prevashodno železnički most, uporedimo najpre količine materijala sa očekivanim količinama iz literature [7], (*slika 4* i *slika 7*), a zatim i cenu izgradnje sa cenama izgradnje nekih savremenih izvedenih lučnih i grednih mostova u Nemačkoj, Francuskoj, Austriji i Bugarskoj (*slika 8*).




*Slika 8 – Koštanje po m[1] koloseka nekih izvedenih mostova u Evropi i ŽDM u Novom Sadu.*

Po količini čeličnog materijala ŽDM u Novom Sadu (računat sa 2,5 koloseka) je ispod očekivane prosečne vrednosti (*slika 7*). Po koštanju je oko 30% ispod minimalnog očekivanog koštanja prognoziranog Idejnim projektom mosta, *slika 8*. Reč je dakle o mostu koji uprkos tome što je svetski rekorder u rasponu (219 m) punih lukova sa zategom i dva koloseka, jeste izuzetno jevtin most. ŽDM u Novom Sadu je sa svojih 3.000 EUR/m$^2$ , odnosno oko 40.000 EUR/m koloseka, (u koje je ubrojana i demontaža Privremenog mosta i oprema za monitoring!) čak jevtiniji od nekih po rasponu uporedivih drumskih mostova u Srbiji, od kojih ima dva i više puta veće saobraćajno opterećenje, a od nekih i veće raspone.

Količine materijala: čelične konstrukcije 10.200 t, sekundarne čel. kon. 400 t, kablovi 200 t, beton konstrukcije mosta 3.800 m$^3$, armatura 1.200 t, moždanici sa glavom 77.000 kom.

# 4 UČESNICU IZGRADNJE MOSTA

Investitor: JP Železnice Srbije, Beograd.
Finansiranje: Delegacija Evropske komisije za Republiku Srbiju, AP Vojvodina, Grad Novi Sad.
Generalni izvođač: JV Azvi – Taddei – Horta Coslada.
Podizvođači za projektovanje: konstr. mosta – DEL ING DOO; stubovi – ENCODE DOO.
Podizvođač za sastavljanje konstrukcije mosta i centralni stub: Mostogradnja AD.
Podizvođač za kablove: VSL, Švajcarska.
Podizvođač za ležišta i drumske dilatacije: FIP, Italija.
Podizvođač za lansiranje: Mammoet, Holandija.

**LITERATURA**


[1] Railway Road Bridge across the Danube in Novi Sad. *Detailed Design of the Bridge Structure*.
DEL ING DOO, Belgrade, (as subcontractor of JV Azvi/Taddei/Horta Coslada).
Belgrade, November 2011.

[2] Bojović, A., Marković, Z. Mora, A., Blom, J., Aleksić, D., Pavlović, M., Spremić, M., Novaković, N., Janjušević, B.: *Glavni projekt novog Železničko-drumskog mosta u Novom Sadu*.
(Detailed design of the new Railway road bridge in Novi Sad).
Simpozijum 2012 Društva građevinskih konstruktera Srbije. Zbornik radova, str. 39-50.
Vrnjačka Banja, 19-21. septembar 2012.

[3] Bojović, A., Marković, Z., Mora, A., Casasola, L., Aleksić, D., Pavlović, M., Spremić, M., Novaković, N., Blom, J.: *Projekat i gradnja Železničko-drumskog mosta u Novom Sadu*.
Konferencija "Savremena građevinska praksa 2014", Zbornik radova str. 21 do 35.
Andrevlje, 22-23. maj 2014.

[4] Bojović, A., Marković, Z., Mora, A., Blom, J., Aleksić, D., Pavlović, M., Spremić, M. Novaković, N., Janjušević, B.: *Railway road bridge across the Danube in Novi sad – Design and construction*.
The Eight International Conference „Bridges in Danube Basin".
Timisoara – Belgrade, 4-5 October 2013.
Procedings, p.139-150. Springer Vieweg, Springer Fachmedien Wiesbaden 2013.

[5] Bojović, A., Mora, A., Marković, Z., Aleksić, D., Pavlović, M., Spremić, M.: *Railway road bridge across the Danube in Novi sad – Design and erection*.
37th IABSE Symposium Madrid, Spain, September 3-5, 2014
(U štampi u vreme pripreme ovog članka)

[6] Bojović, A., Mora, A., Marković, Z., Casasola, L.: *Railway road bridge in Novi sad – Design and construction*.
First international bridges conference – Chile 2014, Future challenges: design, construction and maintenance. Santiago – Chile, September 24 to 26, 2014
(U štampi u vreme pripreme ovog članka)

[7] Herzog, M.: *Stahlgewichte moderner Eisenbahn- und Strassenbrücken*.
Der Stahlbau, Heft 9/1975

[8] Folić, R., Vojinović, B., Vugrinčić, V,: *Some experiences in maintenance and repair of reinforced and prestressed concrete bridges in Yugoslavia*.
The Third International Conference „Bridges in Danube Basin", 1998. Procedings, p. 49-70.

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

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Zlatko Šavor[1], Marta Šavor Novak[2]*

# OCJENJIVANJE POUZDANOSTI POSTOJEĆIH MOSTOVA

***Rezime:***

Veliki broj mostova u svijetu davno je izgrađen, te je zbog društvenih i ekonomskih potreba njihove daljnje upotrebe neophodno provesti ocjenjivanje njihove pouzdanosti. U radu se, nakon kratkog pojašnjenja razina pouzdanosti na kojima su utemeljene današnje norme za proračun novih mostova, navode bitne razlike pri ocjenjivanju postojećih mostova u odnosu na proračun novih mostova, a to su veći troškovi ojačanja, složeniji proračun, mogućnost ispitivanja i pregleda, te mogućnost smanjenja poredbenog razdoblja. Zatim se daju osnovne značajke reprezentativnih inozemnih normi za to područje.

*Ključne riječi: pouzdanost, proračun, ocjenjivanje, postojeći mostovi*

# RELIABILITY ASSESSMENT OF EXISTING BRIDGES

***Summary:***

Many world bridges have been built a long time ago, and due to social and economic reasons of their further use, the safety assessment of their reliability is imperative. In the paper, after a short account of reliability levels in current codes that provide the basis for the design of the new bridges, essential differences in the safety assessment of existing bridges in comparison to the design of new bridges are stated, such as larger costs of strengthening, more complex analysis, possibility of in-situ investigations and inspections and possibility of reducing the reference period. Basic characteristics of representative foreign codes covering this field are given.

*Key words: reliability, design, assessment, existing bridges*

[1] dr.sc. Zlatko Šavor, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, Zavod za konstrukcije, Hrvatska
[2] dr.sc. Marta Šavor Novak, Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu, Zavod za tehničku mehaniku, Hrvatska

# 1 UVOD

Veliki broj mostova u svijetu izgrađen je prije pedesetak godina, a neki željeznički mostovi datiraju čak s kraja 19. stoljeća. Zbog društvenih i ekonomskih potreba njihove daljnje upotrebe neophodno je provesti ocjenjivanje njihove pouzdanosti, razmatrajući i neizbježno propadanje, koje se događa uslijed vremenskih procesa (npr. korozija, zamor) ili oštećenja konstrukcije uslijed nekih izvanrednih događaja. Kod postojećih mostova kombinacija agresivnih uvjeta izloženosti, neprikladne izvedbe detalja, zanemarivanje problema trajnosti, pogreške u izvedbi te podcjenjivanje važnosti održavanja mogu rezultirati ozbiljnim oštećenjima. Temeljni izazov za ekonomično očuvanje postojećih mostova je ocjena daljnjeg procesa propadanja pojedinih konstrukcijskih dijelova i preostalog životnog vijeka. Osnovno je pitanje da li odgoda određenog popravka neproporcionalno povećava ukupne troškove popravaka. Nadalje, tijekom dosadašnjeg životnog vijeka nazivna prometna opterećenja cestovnih mostova su bitno povećana, a za postojeće željezničke mostove često se traži uvođenje višeg razreda pruge na kojoj se most nalazi (kategorizacija). Osim toga zahtjevi na konstrukcije mostova danas nisu jednaki kao ranije zbog sve strožih normi i konstrukcijskih pravila, poglavito uvjetovanih zahtjevima na trajnost (npr. mnogo deblji zaštitni slojevi u betonu, ovisni o razredu izloženosti, dostupnost svih dijelova konstrukcije), te konstrukcije postojećih mostova, proračunane u skladu s nekadašnjim normama i konstrukcijskim pravilima ne zadovoljavaju danas zahtijevane razine pouzdanosti.

Evidentno je da je jedino ocjenjivanjem pouzdanosti postojećih mostova, utemeljenih na detaljnim ispitivanjima, moguće planirati učinkovito i ekonomično održavanje, sanacije, rekonstrukcije ili ako je potrebno zamjene konstrukcije mostova. Ocjenjivanje pouzdanosti konstrukcija postojećih mostova je po definiciji proces kojim se utvrđuje s kolikom je pouzdanošću postojeća konstrukcija mosta sposobna preuzeti sadašnja i buduća djelovanja ispunjavajući pri tome svoju osnovnu funkciju u preostalom životnom vijeku odnosno preostalom planiranom vremenu upotrebe.

Nakon kratkog pojašnjenja razina pouzdanosti, na kojima su utemeljene današnje norme za proračun novih mostova, navode se bitne razlike pri ocjenjivanju postojećih mostova u odnosu na proračun novih mostova, a to su veći troškovi ojačanja, složeniji proračun, mogućnost ispitivanja i pregleda, te mogućnost smanjenja poredbenog razdoblja (kraći preostali životni vijek). Zatim se navode bitne značajke reprezentativnih inozemnih normi za ocjenjivanje pouzdanosti postojećih mostova.

# 2 RAZINA POUZDANOSTI PRI PRORAČUNU NOVIH MOSTOVA

Osnovna norma za proračun novih građevinskih konstrukcija je Eurokod (EN 1990) [1], koji utvrđuje načela i zahtjeve za sigurnost, upotrebljivost i trajnost konstrukcija, opisuje osnove njihova proračuna i provjere, i daje smjernice za pitanja povezana s pouzdanošću konstrukcija. Upotrebljavaju se probabilistička modelska pravila navedena u [2] i [3].

Parcijalni koeficijenti za djelovanja $\gamma_F$ određeni su izrazom $\gamma_F = \gamma_f \gamma_{Sd}$, gdje $\gamma_f$ predstavlja nesigurnost reprezentativnih vrijednosti djelovanja, a $\gamma_{Sd}$ nesigurnost modela djelovanja i učinaka djelovanja.

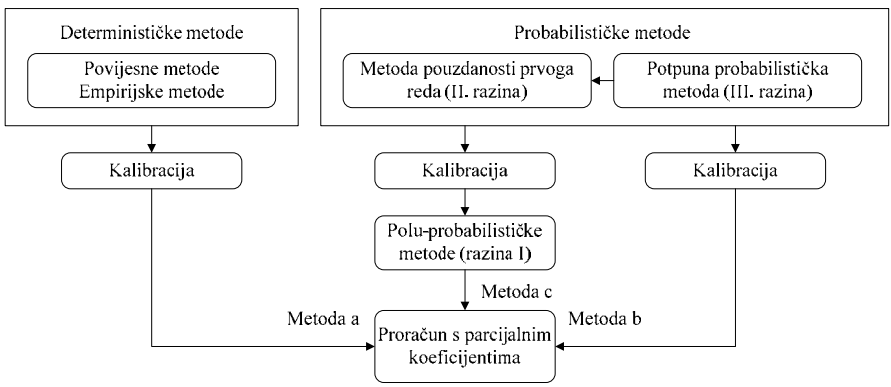
Parcijalni koeficijenti za otpornost $\gamma_M$ određeni su izrazom $\gamma_M = \gamma_{Rd} \gamma_m$, gdje $\gamma_{Rd}$ predstavlja nesigurnost modela otpornosti konstrukcije, a $\gamma_m$ nesigurnost svojstava materijala.

Numeričke vrijednosti parcijalnih koeficijenata $\gamma$ i koeficijenata $\psi$ mogu se načelno odrediti jednim od dvaju načina:

a) na osnovi kalibracije tijekom dugog iskustva tradicije građenja, što je *prevladavajuće načelo* za najveći broj parcijalnih koeficijenata $\gamma$ i koeficijenata kombinacija $\psi$ predloženih u eurokodovima,

b) na osnovi statističkog vrednovanja eksperimentalnih podataka i terenskih opažanja, što se može provesti u okviru probabilističke teorije pouzdanosti.

Metode za kalibraciju proračunskih jednadžbi s parcijalnim koeficijentima (granična stanja) i odnosi između njih prikazani su na sl.1.




*Slika 1 - Pregled metoda pouzdanosti [1]*

Radi razlikovanja pouzdanosti uspostavljeni su razredi posljedica (engl. ***c**onsequence **c**lass*, CC) razmatranjem posljedica sloma ili nefunkcioniranja konstrukcije. Razredi pouzdanosti (engl. ***r**eliability **c**lass*, RC), pridruženi odgovarajućim razredima posljedica smiju se definirati indeksom pouzdanosti $\beta$. Smatra se da proračun primjenom norme EN 1990 s parcijalnim koeficijentima danim u dodatku A i normama EN 1991 do EN 1999 općenito daje konstrukciju s vrijednošću $\beta$ većom od 3,8 za 50-godišnje povratno razdoblje.

# 3 OCJENJIVANJE NOSIVOSTI POSTOJEĆIH MOSTOVA

## 3.1 OPĆENITO

Važeće norme (eurokodovi) za proračun novih mostova utemeljeni su na konzervativnim pretpostavkama u svezi veličine djelovanja na njih i konstrukcijskog odziva na ta djelovanja.

Iako te norme za nove konstrukcije rezultiraju sigurnim i ekonomičnim mostovima, njihova primjena na ocjenjivanje postojećih mostova nije *optimalni* pristup. Zbog „nazivne“ redukcije nosivosti mostova koji su u upotrebi dugi niz godina, upotreba proračunskih kriterija za nove mostove pri ocjenjivanju njihove nosivosti može pokazati da mnoge od njih treba ojačati ili čak zamijeniti. No, izravni troškovi i troškovi investitora za poboljšanje ili zamjenu pojedinog postojećeg mosta su općenito vrlo visoki, a troškovi poboljšanja mreže mostova su preveliki. Zbog toga je potreban realniji pristup, koji se može ostvariti:

a) Smanjenje ciljanih vrijednosti indeksa pouzdanosti za postojeće mostove u usporedbi s novim mostovima

b) Primjenom naprednih proračunskih postupaka i metoda ocjenjivanja u usporedbi s pojednostavnjenim proračunskim postupcima na strani sigurnosti koji se upotrebljavaju pri proračunu novih mostova,
c) Ažuriranjem modela prometnog opterećenja utemeljenom na specifičnim podacima za određeni most i smanjenim razdobljima upotrebe,
d) Prikupljanjem dodatnih podataka o svojstvima gradiva mosta i njegovom odzivu na upotrijebljena djelovanja s pomoću nerazornih ispitivanja, mjerenja i monitoringa konstrukcije,
e) Provedbom pokusnih opterećenja za točniju ocjenu nosivosti mosta.

Primjena takvih naprednih postupaka je pokazala da u mnogim slučajevima jedan most koji nije zadovoljio uvriježene provjere sigurnosti u stvari može sigurno preuzeti upotrijebljena opterećenja, bez da je potrebno njegovo ojačanje ili zamjena.

Konstrukcije postojećih mostova često su napravljene od gradiva, koja su prema sadašnjim propisima nedovoljno kvalitetna s upotrijebljenim detaljima, koji su prema sadašnjim konstrukcijskim pravilima nedopustivi, tako da ih se danas ne bi prihvatilo, no pri ocjenjivanju i takve konstrukcije imaju određenu otpornost koju treba razmotriti. Bitni dio proračunskog ocjenjivanja je identifikacija kritičnih elemenata i presjeka, a osim naknadnog proračuna u skladu sa sadašnjim propisima, treba provjeriti i detalje bitnih dijelova konstrukcije i eventualne nedostatke, nastale tijekom izvedbe. Najvažnije ažuriranje pri provjerama naknadnim proračunom odnosi se na promjene normi i promjenu svojstava gradiva tijekom vremena.

U načelu se proračunsko ocjenjivanje pouzdanosti postojećih mostova provodi samo za granično stanje nosivosti, a ne i upotrebljivosti, jer se to stanje smatra provjerenim odgovarajućim pregledima stanja konstrukcije. No, ako je upotrebna funkcija konstrukcije promijenjena npr. ako na konstrukciju mosta djeluju veća prometna opterećenja, treba provjeriti i upotrebljivost, proračunom utemeljenim na ažuriranim djelovanjima i parametrima upotrebljivosti, upotrebljavajući uobičajeni format provjere (eurokodovi).

Bitne razlike pri ocjenjivanju postojećih mostova u odnosu na proračun novih mostova su veći troškovi ojačanja, složeniji proračun, mogućnost ispitivanja i pregleda i mogućnost smanjenja poredbenog razdoblja (kraći preostali uporabni vijek).

U zadnjih tridesetak godina objavljene su osnovna norma za probabilističko modeliranje [3], norma ISO-2394 [4], koja daje osnovna načela pouzdanosti konstrukcija, norma ISO-13822 [5], koja daje osnove proračuna pri ocjenjivanju postojećih konstrukcija, kao i probabilističko ocjenjivanje postojećih konstrukcija [2]. Objavljeno je i mnogo znanstvenih projekata kao npr. BRIME [6], COST345 [7], F08a [8] i SB-LRA [9], koji upotrebljavaju indeks pouzdanosti ili vjerojatnost sloma za naknadni proračun postojećih mostova u skladu sa sadašnjom praksom i za određivanje elemenata sigurnosti u normama za proračun, utemeljenih na vjerojatnosti, tako da je tradicionalno prihvaćena razina pouzdanosti ostvarena.

Posljedice sloma ovise i o vrsti sloma, kojeg se može klasificirati kao:
- Duktilni slom s rezervom kapaciteta čvrstoće zbog očvršćivanja
- Duktilni slom bez rezerve kapaciteta
- Krhki slom.

Naravno da konstrukcijski dijelovi kod kojih može do sloma doći bez upozorenja moraju biti proračunani za veću razinu pouzdanosti od onih kod kojih se prije sloma pojavljuje neka vrsta upozorenja, koja omogućuje da se poduzmu odgovarajuće mjere za izbjegavanje ozbiljnih posljedica.

Osnovna prednost probabilističkog ocjenjivanja je da se dobivena vjerojatnost sloma (ili zamjenski indeks pouzdanosti) može izravno usporediti s ciljanom vjerojatnošću sloma.

No, za ocjenjivanje nosivosti postojećih mostova u inženjerskoj praksi se mnogo češće upotrebljava metoda parcijalnih koeficijenata. U toj metodi razina pouzdanosti ne procjenjuje se izravno i tako može biti različita za mostove izvedene od različitih gradiva i izložene različitim djelovanjima.

Pri ocjenjivanju pouzdanosti postojećih mostova treba razmotriti da li je sustav konstrukcije „serijski" ili „paralelni". U serijskom konstrukcijskom sustavu sustav pojedinačnih elemenata je spojen u seriju u odnosu na njihovu funkciju. Slom pojedinog elementa izaziva slom čitavog sustava („najslabija karika"). U paralelnom konstrukcijskom sustavu pojedini elementi su spojeni paralelno u odnosu na njihovu funkciju. Do sloma cijelog sustava dolazi samo kad dođe do sloma više elemenata. Statički neodređeni sustavi su paralelni sustavi ako su elementi dovoljno duktilni. Ako paralelni sustav sadrži i idealno krhke elemente može doći do sloma kao kod serijskog sustava.

## 3.2 NORME ZA OCJENJIVANJE POUZDANOSTI POSTOJEĆIH MOSTOVA

### 3.2.1 Uvod

Kako upotreba važećih normi za proračun novih konstrukcija pri ocjenjivanju postojećih mostova nužno dovodi do krivih odluka i time do neekonomičnog znatno skupljeg održavanja, mnoge su zemlje izdale posebne norme za takvo ocjenjivanje, pa se nastavno navode osnovne značajke reprezentativnih inozemnih normi za to područje.

Kod većine europskih normi za ocjenjivanje pouzdanosti postojećih mostova [10], [11], [12], [13] i [14] smanjeni su parcijalni koeficijenti u odnosu na norme za proračun novih mostova uz *zadržavanje jednake razine pouzdanosti* kao kod proračuna novih mostova, temeljem uklanjanja nesigurnosti u tim koeficijentima s pomoću detaljnih ispitivanja izmjera i značajki gradiva mosta i utvrđivanja stvarnog prometa na mostu. Švicarska norma SIA 269 [10] je najcjelovitija i pokriva cijelo područje građevinskih konstrukcija, a austrijska norma ONR 24008 [11] važi samo za ocjenjivanje nosivosti postojećih cestovnih i željezničkih mostova.

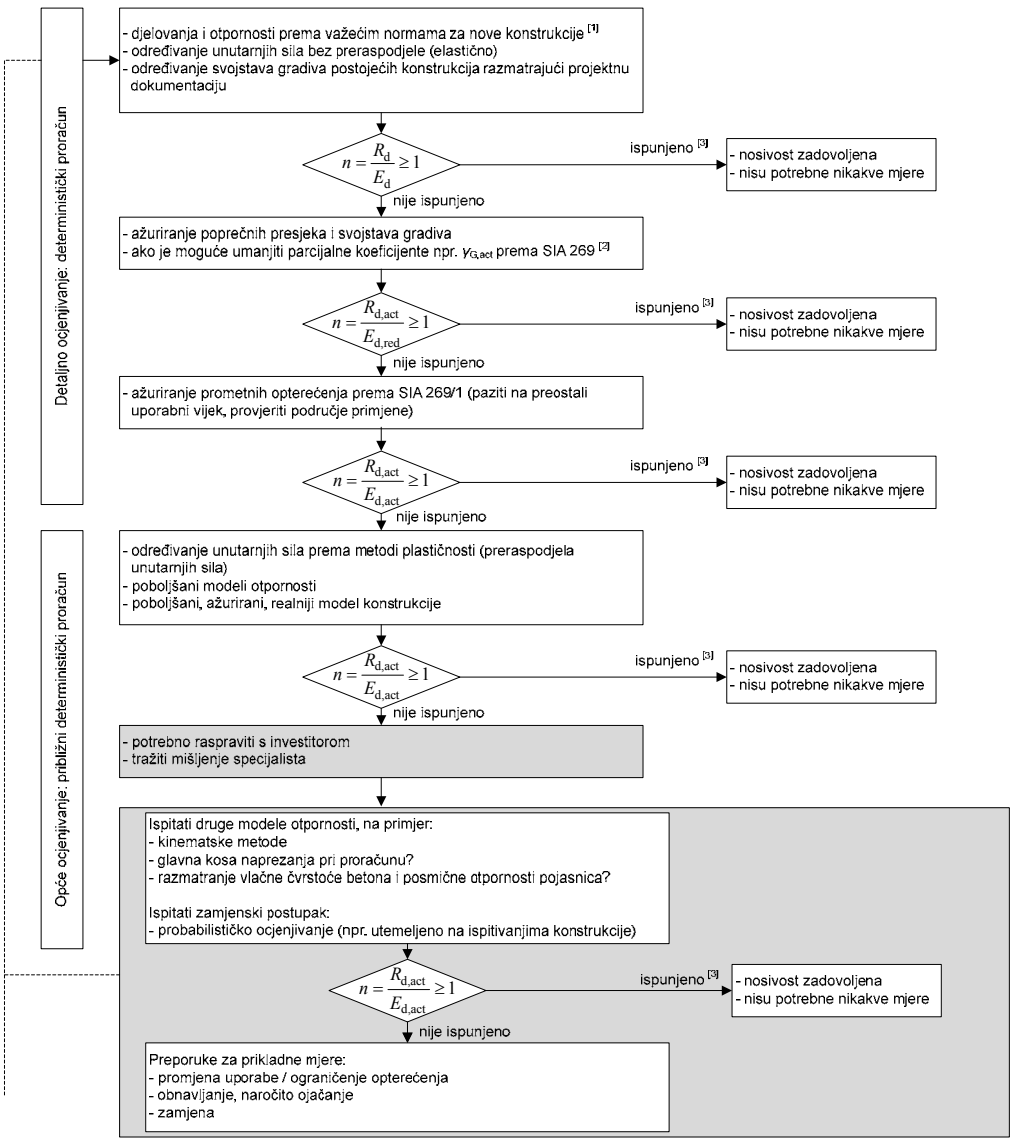
Druga je mogućnost definiranje smanjene razine pouzdanosti za postojeće mostove u odnosu na nove mostove, što je napravljeno u Nizozemskoj [15].

### 3.2.2 Švicarska norma SIA 269 [13]

Švicarske norme niza 269 imaju jednaku strukturu kao eurokodovi [16], [17], [18].

Temeljna norma SIA 269 ima naziv „postojeće građevine – osnova za ispitivanje i intervencije". Opisuje osnovna načela i postupke za razmatranje postojećih građevina, a dopunjena je nizom normi, u kojima se razmatraju specifične pojedinosti. Norma SIA 269/1 sadrži ažurirane (obnovljene) modele djelovanja i učinaka djelovanja, a norme SIA 269/2 do SIA 269/6 ((SIA 269/2 armirani beton, SIA 269/3 čelik, SIA 269/4 spregnute konstrukcije, SIA 269/5 drvo i SIA 269/6 zidane konstrukcije) daju podatke za ažuriranje gradiva, konstrukcijskih parametara i modela, koji vrijede za razne vrste konstrukcija, poglavito u svezi gradiva i konstrukcijskih sustava koji su se nekad upotrebljavali. Norma SIA 269/7 pokriva geotehničke aspekte specifične za postojeće građevine, a norma SIA 269/8 (zasad je izdana samo pred-norma) se odnosi na seizmičko inženjerstvo postojećih građevina.

U normi SIA 269 [10] prvo treba odrediti preostali upotrebni vijek i upotrebne uvjete s pomoću ispitivanja ili kad se planiraju intervencije. Sigurnost konstrukcije smatra se odgovarajućom, ako je provjerena zahtijevana razina numerički definirane pouzdanosti konstrukcije ili ako se mogućnost sloma konstrukcije drži pod kontrolom s pomoću dodatnih ili hitnih sigurnosnih mjera. Tijek proračuna ocjenjivanja prikazan je na sl.2 [16].




[1] razmatrajući važeće norme i pravilnike
[2] u skladu sa SIA 269 parcijalni koeficijent $\gamma_{G,act}$ =1,20 umjesto $\gamma_G$ =1,35 uz uvjet da su stalna djelovanja ažurirana u skladu sa SIA 269/1
[3] izvanredna djelovanja (udar, potres) razmotriti sa smanjenim vrijednostima u skladu s normom

*Slika 2 - Tijek postupka ocjenjivanja prema SIA 269 [16]*

Ako kvantitativne provjere nisu odlučne, može se provesti tzv. e*mpirijska analiza*, tj. može se pretpostaviti da je konstrukcija u zadovoljavajućem stanju ako se ponaša normalno, ako prometna opterećenja nisu povećana i ako ocjenjivanje vrednuje rizik prihvatljivim.

### 3.2.3 Austrijska norma za cestovne i željezničke mostove [11]

Postupak ocjenjivanja postojećih mostova u većini europskih normi detaljnije će se pojasniti na primjeru austrijske norme ONR 24008 [11].

Kod ocjenjivanja mogu se iskoristiti:

- aktiviranje rezervi nosivosti na strani djelovanja,
- aktiviranje rezervi nosivosti na strani otpornosti, uključujući formiranje proračunskog modela
- aktiviranje rezervi nosivosti pri upotrijebljenom konceptu sigurnosti.

Rezerve nosivosti na strani djelovanja su sljedeće:

- Prometovanje realnih vozila razmatrajući dinamički faktor umjesto normiranih vozila,
- Smanjenje brzine prometovanja (dinamički faktor),
- Propisivanje definiranih voznih trakova (prometovanje po sredini mosta),
- Raspodjela osovinskih opterećenja,
- Propisivanje povećanog razmaka između vozila,
- Proračun sa stvarno postojećom osi kolosijeka.

Rezerve nosivosti na strani otpornosti su:

- Utvrđivanje stvarnih svojstava materijala konstrukcije mosta,
- Upotreba elasto-plastičnih proračunskih modela umjesto elastičnih modela,
- Upotreba realističnijih (točnijih) modela pri proračunu od onih u izvornom proračunu.

Aktiviranje rezervi nosivosti pri upotrijebljenom konceptu sigurnosti postiže se tako da se kalibriraju novi parcijalni koeficijenti.

Proračunska provjera nosivosti provodi se na sljedeći način:

1. Utvrđivanje stanja mosta u okviru pregleda mosta,
2. Utvrđivanje značajki gradiva, iz projektnih podloga i ispitivanja na mostu ili uzimanja uzoraka,
3. Naknadni proračun razina 1, 2, 3 (ili 4).

Naknadni proračun razine 1 provodi se prema najnovijim važećim normama (eurokodovi) i treba biti ispunjen uvjet $E_d < R_d$.

Naknadni proračun razine 2 provodi se na jednaki način, ali s smanjenim parcijalnim koeficijentima za djelovanja $\gamma_F$, razmatranjem rezultata ispitivanja materijala pri proračunu otpornosti i razmatranjem definiranih izvanrednih prometnih opterećenja. Uvjet $E_d < R_d$ treba biti ispunjen.

Naknadni proračun razine 3 ima za cilj utvrditi optimalni odnos između troškova i pouzdanosti konkretnog postojećeg mosta i smanjiti troškove za održavanje i obnovu. Osnovni koncept je da razmatrani postojeći most *ne mora ispuniti* sve zahtjeve normi za proračun novih mostova, ali *opća razina pouzdanosti* definirana u tim normama mora biti *zadržana*. Upotrebljava se probabilistička ocjena u kojoj se razmatra konkretan postojeći most. Drugim riječima, definira se „norma“ koja se odnosi na razmatrani postojeći most i za modele opterećenja i za modele otpornosti.

Naravno da nije potrebno provesti naknadne proračune prema svim razinama. Ako proračun razine 1 ispunjava sve zahtjeve, ocjenjivanje mosta je time završeno i više razine 2,3 i 4 nije potrebno provjeriti.

### 3.2.4 Nizozemska norma NEN 8700 za cestovne mostove [15]

Za razliku od prije navedenih postupaka [10], [11], [12], [13], u nizozemskoj normi izvođenje modificiranih parcijalnih koeficijenata sigurnosti za naknadni proračun postojećih mostova ne počiva na smanjenju nesigurnosti s pomoću mjerenja na konstrukciji ili primjeni kompenzacijskih mjera, nego su izvedeni prilagođeni indeksi pouzdanosti $\beta$, na temelju kojih se onda pri jednakom postupanju sa stohastičkim veličinama na strani djelovanja i na strani otpornosti mogu odrediti promijenjeni parcijalni koeficijenti sigurnosti. Osnovna je ideja da se za postojeće mostove smiju dopustiti smanjeni indeksi pouzdanosti $\beta$. Razmatra se sigurnost za kraći proračunski životni vijek sa stajališta ekonomije i sigurnosti ljudi. Najveća dopuštena godišnja vjerojatnost za gubitak ljudskih života navedena je u ISO 2394 [4].

Za postojeće mostove se indeks pouzdanosti može reducirati do najviše $\beta_u = \beta_{new} - \Delta\beta_u$, ispod koje razine su postojeći mostovi nesposobni za upotrebu (engl. u*nfit for use*) i trebaju se odmah poduzeti hitne mjere, a temeljem grube ekonomske optimizacije postojećih konstrukcija je usvojeno $\Delta\beta_u = 1{,}5$.

Dodatno je uvedena još jedna razina pouzdanosti $\beta_{repair}$, za koju vrijedi $\beta_u < \beta_{repair} < \beta_{new}$. U pravilu postojeće konstrukcije bez bitnih nedostataka mogu ispuniti tu smanjenu razinu pouzdanosti. Na taj je način spriječeno da sve konstrukcije, koje su prema prijašnjim normama bile sigurne i koje su se dokazale u praksi, odjednom moraju biti ojačane ili zamijenjene. Kao ciljana vrijednost predloženo je $\beta_{repair} = \beta_{new} - \Delta\beta_{repair}$, gdje je $\Delta\beta_{repair} = 0{,}5$. Razmatranjem maksimalne godišnje vjerojatnosti sloma dobiveni su u ovisnosti o razredu posljedica indeksi pouzdanosti $\beta$ za nove i postojeće građevine (tablica 1) [19].

***Tablica 1 - Indeksi pouzdanosti β za nove i postojeće mostove [19]***

| **Razred posljedica** | **Poredbeno razdoblje (broj godina)** | **Novo (*new*)** | **Popravak (*repair*)** | **Nije za upotrebu (*unfit for use*)** |
|---|---|---|---|---|
| | | $\beta_{new}$ | $\beta_{repair}$ | $\beta_u$ |
| CC1 | 15 | 3,3 | 2,8 | 1,8 |
| CC2 | 15 | 3,8 | 3,3 | 2,5* |
| CC3 | 15 | 4,3 | 3,8 | 3,3* |
| * mjerodavna je maksimalna godišnja vjerojatnost sloma (sigurnost ljudi) | | | | |

***Tablica 2 - Prilagođeni parcijalni koeficijenti za mostove za stalnu težinu i prometno opterećenje u ovisnosti o razredu posljedica (veliki udjel stalne težine) [19]***

| **Razredba** | **Poredbeno razdoblje (broj godina)** | **Parcijalni koeficijenti** | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | **Razred posljedica 2 (CC2)** | | **Razred posljedica 3 (CC3)** | |
| | | $\gamma_G$ | $\gamma_Q$ | $\gamma_G$ | $\gamma_Q$ |
| Novo | 100 | 1,30 | 1,35 | 1,40 | 1,50 |
| Popravak | 15 | 1,25 | 1,20 | 1,30 | 1,30 |
| Nije za upotrebu | 15 | 1,10 | 1,10 | 1,25 | 1,25 |

Naknadni proračun ocjenjivanja postojećih cestovnih mostova provodi se u 4 razine (koraka). Proračun razine 1 utemeljen je na prilagođenim parcijalnim koeficijentima koji se za definirana poredbena razdoblja mogu izvesti na temelju vrijednosti $\beta$. U [19] su tako

primjenom probabilističkih metoda izvedeni parcijalni koeficijenti za stalno i prometno opterećenje, upotrebljavajući funkcije raspodjele za prometno opterećenje dobiveno WIM mjerenjima prometa na reprezentativnoj nizozemskoj autocesti za preostali životni vijek 15 godina (tablica 2).

U proračunu razine 2 dodatno se razmatra stvarna upotreba mosta koja se može razlikovati od projektirane. Za proračun razine 3 potrebna su mjerenja prometa. Proračun razine 4 utemeljen je na potpunom probabilističkom pristupu.

# 4 ZAKLJUČAK

Važeće norme (eurokodovi) za proračun novih mostova utemeljeni su na konzervativnim pretpostavkama u svezi veličine djelovanja i odziva konstrukcije, te primjena tih proračunskih kriterija pri ocjenjivanju nosivosti postojećih mostova može pokazati da mnoge od njih treba ojačati ili čak zamijeniti. Kako je to skopčano sa vrlo visokim troškovima treba razmotriti:

- smanjenje ciljanih vrijednosti indeksa pouzdanosti za postojeće mostove u usporedbi s novim mostovima,
- primjenu naprednih proračunskih postupaka i metoda ocjenjivanja u usporedbi s pojednostavnjenim proračunskim postupcima na strani sigurnosti koji se upotrebljavaju pri proračunu novih mostova,
- ažuriranje modela prometnog opterećenja utemeljenu na specifičnim podacima za određeni most (*individualni pristup*) i smanjenim razdobljima upotrebe,
- prikupljanje dodatnih podataka o svojstvima gradiva mosta i njegovom odzivu na upotrijebljena djelovanja s pomoću nerazornog ispitivanja, mjerenja i monitoringa konstrukcije
- provedbu pokusnih opterećenja za točniju ocjenu nosivosti mosta.

Primjena takvih naprednih postupaka je pokazala da u mnogim slučajevima jedan most koji nije zadovoljio uvriježene provjere sigurnosti u stvari može sigurno preuzeti upotrijebljena opterećenja, bez da je potrebno njegovo ojačanje ili zamjena.

U radu su navedene bitne značajke reprezentativnih inozemnih normi za ocjenjivanje pouzdanosti postojećih mostova. Naknadni proračun se u pravilu provodi u više razina (koraka) uz bitno načelo zadržavanja *jednake razine pouzdanosti kao kod proračuna novih mostova*, temeljem uklanjanja nesigurnosti u parcijalnim koeficijentima s pomoću detaljnih ispitivanja izmjera i značajki gradiva mosta i utvrđivanja stvarnog prometa na mostu. Jedino je u Nizozemskoj napravljena naprednija norma u kojoj izvođenje modificiranih parcijalnih koeficijenata sigurnosti za naknadni proračun postojećih mostova ne počiva na smanjenju nesigurnosti s pomoću mjerenja na konstrukciji ili primjeni kompenzacijskih mjera, nego su izvedeni prilagođeni indeksi pouzdanosti $\beta$, na temelju kojih se onda pri jednakom postupanju sa stohastičkim veličinama na strani djelovanja i na strani otpornosti mogu odrediti promijenjeni parcijalni koeficijenti sigurnosti.

Treba naglasiti da kod nas zasada takve norme ne postoje, te inženjeri u praksi za ocjenjivanje postojećih mostova najčešće upotrebljavaju današnje norme za nove mostove, što dovodi do nepotrebnih i skupih sanacija i rekonstrukcija. Zbog toga se preporuča da se što prije napišu i objave norme za to ekonomski i društveno izuzetno važno područje.

Detaljniji prikaz ove problematike može se naći u radu [20].

**LITERATURA**


[1] HRN EN 1990:2002+A1:2005+A1:2005/AC:2010: *Eurokod – Osnove projektiranja konstrukcija*, Europska norma, HZN, Zagreb, 2011.

[2] Diamantidis, D.: *Probabilistic Assessment of Existing Structures,* JCSS - Joint Committee of Structural Safety, RILEM, 2001.

[3] JSCC: *Probabilistic Model Code,* Joint Committee of Structural Safety, Zürich, 2001.

[4] ISO-2394: *General Principles on Reliability of Structures,* International Organization for Standardization, Geneva, 1998.

[5] ISO-13822: *Basis for Design of Structures – Assessment of Existing Structures,* International Organization for Standardization, Geneva, 2010.

[6] BRIME: *Guidelines for Assessing Load Carrying Capacity – Deliverable D10*, Bridge Management in Europe – IV FP, Brussels, 2001.

[7] COST 345: *Procedures Required for Assessing Highway Structures – Numerical Techniques for Safety and Serviceability Assessment*, European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research, Brussels, 2004.

[8] Rücker, W., Hille, F., Rohrmann, R.: FO8a Guideline for the Assessment of Existing Structures, *SAMCO Final Report,* 2006.

[9] SB-LRA: *Guideline for Load and Resistance Assessment of Railway Bridges – Advices on the Use Advance Methods*, Sustainable Bridges – VI FP, Brussels, 2007.

[10] SIA 269: *Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken,* Schweizerischer Ingenieur- und Architekten Verein, 2011.

[11] Austrian Standards: *ON Richtlinie 24008 – Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Strassenbrücken*, 2014.

[12] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung – Abteilung Strassenbau, *Richtlinie zur Nachrechnung von Strassenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie),* 2011.

[13] DB Netze: *Richtlinie 805 – Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken*, 4.Aktualisierung, 2008.

[14] Highways Agency: *Design Manual for Roads and Bridges, Highway Structures: Inspection and Maintenance – Assessment*, Vol. 3, Sec. 4, UK, 2006.

[15] Nederlands Normalisatie Instituut: *NEN 8700 (nl) - Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval – basic rules*, 2011.

[16] Bundesamt für Strassen ASTRA: *Überprüfung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke*, Schweizerische Eidgenossenschaft, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, 2012.

[17] Brühwiler, E., Vogel, T., Lang, T., Lüchinger, P.: Swiss Standards for Existing Structures, *Struct. Eng. Int.*, 2012; **22**(2): 275-280.

[18] Schellenberg, K., Vogel, T., Chèvre, M., Alvarez, M.: Assessment of Bridges on the Swiss National Roads, *Struct. Eng. Int.*, 2013; **23**(4): 402-410.

[19] Steenbergen, R.D.J.M., Vrouwenvelder, A.C.W.M.: Safety philosophy for existing structures and partial factors for traffic loads on bridges, *HERON,* 2010; **55**(2): 123-139.

[20] Šavor, Z., Šavor Novak M.: Ocjenjivanje pouzdanosti postojećih mostova, *EU fondovi i projekti prometne infrastrukture, Sedmi Dani prometnica,* Građevinski fakultet Sveučilišta u Zagrebu Zavod za prometnice, Zagreb, 2014: 291-323.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Viktor Markelj*[1]

## NEKI ASPEKTI PROJEKTOVANJA PEŠAČKIH MOSTOVA

***Rezime:***

U oblasti mostogardnje projektovanje pešačkih mostova zauzima posebno mesto. U saopštenju su prikazane glavne razlike u poređenju sa drumskim i železničkim mostovima. Osim toga predstavljeni su neki interesantni i vrlo različiti projekti pešačkih mostova, a kojima je zajedničko to, da su svi bili projektovani u inženjerskom birou Ponting doo iz Maribora, Slovenija.

*Ključne reči: pešački most, most za pešake i bicikliste, konstrukcije, projekat*

## SOME ASPECTS OF FOOTBRIDGE DESIGN

***Summary:***

In the field of bridge design and construction footbridges have a very special place. Main differences compared with road and rail bridges are presented in brief. Furthermore some interesting and very diverse case studies of footbridge are presented, having in common that they have all been designed in the design office PONTING d.o.o. Maribor, Slovenia.

*Key words: footbridges, pedestrian bridges, structures, design*

[1] Bridge designer, univ.dipl.ing.grad.,PONTING d.o.o., Maribor, Lecturer, Faculty of Civil Engineering, University of Maribor, Slovenia, viktor.markelj@ponting.si

# 1 INTRODUCTION

In the field of bridge design and construction footbridges (bridges for pedestrians and/or cyclists) represent a very special and characteristic branch of the profession.

Technically speaking, they have to take much lower loads than road and rail bridges, what makes them much lighter and more diverse in concept. This allows and calls for greater creativity and makes footbridges the subject of research also within other disciplines (architecture, urban planning, landscaping etc.), not only in sense of strict structural design. Sociologically speaking, experience of slowly crossing the footbridge is a much more personal, through direct contact with the structure, as at is when passing by in a moving vehicle with at higher speed. Therefore the engineer has to, devote much more attention to the detail and equipment design of a footbridge, than is usually prescribed and standardized in practice for road and rail bridges.

# 2 MAIN DIFFERENCES COMPARED WITH RAOD AND RAILWAY BRIDGES

The main differences between the footbridges and other bridges can be summarized in the following categories:

- loads
- geometry
- materials
- finishing, detailing and equipment
- costs

## 2.1 LOADS

The loads are defined by different national regulations, laws and specifications, which also in field of footbridges differ from each other. Since the Eurocodes are becoming the dominant regulation in field of structural bridge design, a brief comparison will be made on the basis hereof (EN 1991-2, 2002).

Footbridges are loaded with a characteristic uniformly distributed load qfk = 5.00 kN/m2. This load applies for short spans up to 10 m, for longer spans the characteristic load is smaller and is calculated according the following equation (1).

$$q_{fk} = 2.0 + \frac{120}{L + 30} \quad \left[kN/m^2\right] \quad \text{where L is the loading length} \quad (1)$$

$$2.5\ kN/m^2 \leq q_{fk} \leq 5.0\ kN/m^2$$

In case of a bridge with a continuous dense crowd expected loadings load Model 4 (crowd loading) defined, corresponding to qfk = 5 kN/m2, may be specified to cover the static effects of a continuous dense crowd where such a risk exists. In addition a concentrated load of Qfwk = 10 kN on a square surface of sides 0.10 m and a service vehicle with Qserv = 120 kN (can

also be defined by separate national annexes) should be considered in the footbridge design analyses.

The basic load for road bridges is the Load model 1 (LM1), which consists of concentrated loads presented with the tandem system (TS) and a uniformly distributed load (UDL). The concentrated loads are set on three traffic lanes 2 x 300 kN, 2 x 200 kN ter 2 x 100 kN. The uniformly distributed load of the first traffic lane is 9.0 kN/m2 and on all other traffic areas 2.5 kN/m2. Railway bridges are basically loaded with Load model 71 (LM71), where each track is loaded with concentrated loads 4 x 250 kN and uniformly distributed load 80 kN/m1 along the rest of the track.

Additional differences in load amount represent bridge widths as footbridges are usually much narrower than road and rail bridges. If we make a comparison among the common bridge deck widths from B = 4.0 m for footbridges to B = 14 m for road and rail bridges, for simply supported spans of varying lengths, we can see large load variations (Fig 1).

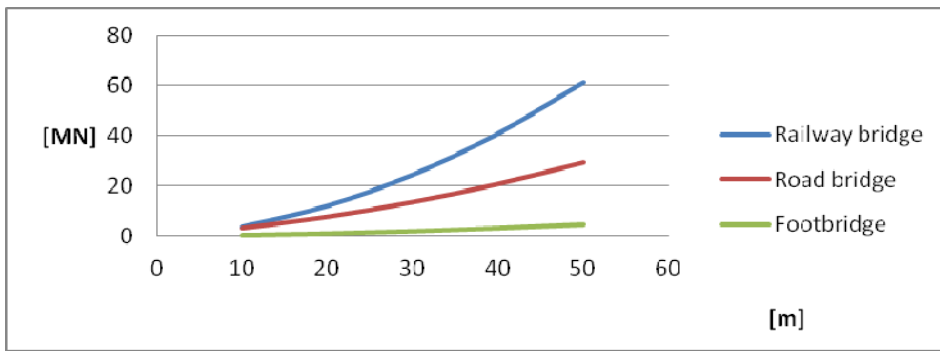



*Fig. 1: Bending moment (MNm) due to trafic load in relation to span length (m)*

## 2.2 GEOMETRY

Road and railway bridges are part of a complex and mostly continuous infrastructural network and have to comply with the geometry set on a larger and wider scale and meet the strict and fully determined geometric standards and regulations for road/rail layout and alignment. The main criteria for geometry of these bridges (roads and railways) is the characteristic travel speed, which is in general higher than 50 km/h, what makes road and railway bridges geometries more extended and less curved.

The travel speed for footbridges is not really relevant but one must consider, especially in urban areas, geometric rules for physically handicapped people and people in wheelchairs, what is often appointed as a Barrier-Free Construction. This field is covered by local, national and also international regulations (ISO 2008 eg.). In praxis for footbridges this means restrictions in longitudinal inclination mostly set at 5% and just conditionally and on short distances approved higher. Bridge accesses only by stairs are not allowed, there must be an alternative present in form of ramps and/or elevators. Footbridges in natural environment on hiking trails can be designed and build around these restrictions, here stairs and longitudinal inclinations also over 20% are not problematic or prohibited.

The most important geometric parameter for footbridges is the clear width on the bridge deck, which depends on the bridge basic function, traffic type and volume and on prescribed conditions for passing and meeting of bridge users (wheelchairs, cyclists, pedestrians). Most guidelines agree that a minimum clear width for combined traffic on footbridges (walking and cycling) can be considered to be 2.00 m to 2.50 m. (fib 2005). At the higher density of traffic in urban areas larger deck widths (3 m-7 m) are required, while footbridges on hiking trails can easily be much narrower (1 m). Most of footbridges shown in the literature (Baus and Schlaich 2007) (Idelberger 2011) have a clear width between 3 m and 4 m.

The bridge railings heights can also vary dependent on different national legislations. A trend of rising the height of the railings, in accordance with the increase in the average height of the population, can be noticed. In general the minimum height of the bridge railings is set with 1.10 m for mainly pedestrian traffic and 1.20 m for cycling traffic.

## 2.3 MATERIALS

For road and railway bridges reinforced and pre-stressed concrete are considered to be the most often used construction materials, while steel dominates the long-span bridge construction. Footbridges are a bit different. As these bridges can be constructed of almost any material, the most noticed structures are made of steel and wood because these materials allow better and more appropriate pedestrian detailing. Beside mentioned, for footbridges also materials (compound materials, various fiberglass, glass, aluminum and other stainless alloys) are used that are not suitable for heavy road and railway bridge construction.

Concrete structures are trying to inure within footbridges with thinner cross sections, that is, with the use of HPC (high performance concrete) or UHPC (ultrahigh performance concrete) in combination with the microfiber reinforcement. Also various material combinations, as for the bearing bridge structures and/or bridge deck structures are used more and more often.

## 2.4 FINISHING, DETAILING AND EQUIPMENT

Footbridges are felt in the scale of the user (pedestrian, cyclist), who can see and feel the details very close and even touch them. Therefore, details, accessories and finishing of footbridges are very important. The experience of walking the footbridge is affecting mainly by the selection of the walking surface, bridge railings concept and lighting of the structure.

The bridge deck must meet the load bearing criteria (possible concentrated wheel loads), it must be safe against slipping, it shall be able to drain the surface water and provide structural durability. In regards of the implementation we can distinguish between watertight bridge decks and decks where a proper separate draining system is needed.

Opened water permeable bridge decks:

- Open wooden bridge deck
- Bridge deck of steel gratings
- Bridge deck of different sections or lamella (steel, plastic, laminated, etc.)

Watertight bridge decks:

- Concrete or composite bridge deck slabs
- Steel orthotropic plates with epoxy- or asphalt cover
- Wooden laminated or glued panels

Railings, lightning and other details provide the ultimate experience of the footbridge. Detail guidelines and recommendations are given in different literature [6] or [7].

# 3 SOME CASE STUDIES

## 3.1. STUDENCI FOOTBRIDGE IN MARIBOR

In principle, the new footbridge over the river Drava in Maribor is a reconstruction of en existing old bridge where the supports (concrete/stone piers) have been preserved and strengthened while the old superstructure was entirely replaced with a new, completely different one. The history of the Studenci footbridge is very colourful. Originally it was constructed in the year 1885 with three simply supported truss girders and wooden supports in the riverbed. After severe damages during the flood in 1903 the bridge got new stone intermediate supports. During the WW II the bridge was destroyed and reconstructed by the army. In the year 1946 it was swept away by the flood again and two years later rebuilt again, the superstructure was replaced with a new one – with two welded-plated girders. After the completion of the hydro power plant in 1968 the water level was raised for about 5m. In the year 2007 the final reconstruction was carried out according to the winning design solution of the design competition from the year 2004.

**Design of the new footbridge**

Due to the construction economy it was necessary to use the existing supports of the old footbridge, thus dictating the spans of 3 x 42 = 126 m, and at the same time it was necessary to enlarge the clear opening of the existing navigation height under the bridge from 3.0 m to 3.6 m. Beside common requirements such as safety, durability and economy, the city of Maribor wanted to have also an unique and attractive new bridge, yet conformable to the environment.

The new structural design is a triangular steel truss as a primary longitudinal bearing structure (spine) along which a secondary transversal structure is raised (ribs). On both banks where there was no sufficient static height, the structure was raised upwards in relation to the bridge deck surface which is here divided into two parts. By a gradual rise of the deck the structure is disappearing under the floor, both walkways join and over the middle of the river araises a common surface for an unimpeded view to all sides and a peaceful chatter with friends.

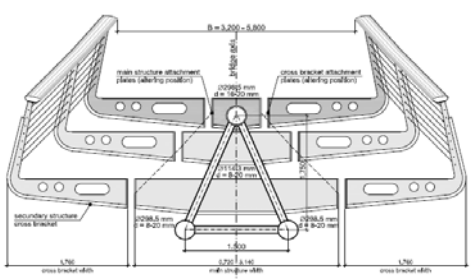


*Fig. 2. Cross Section*

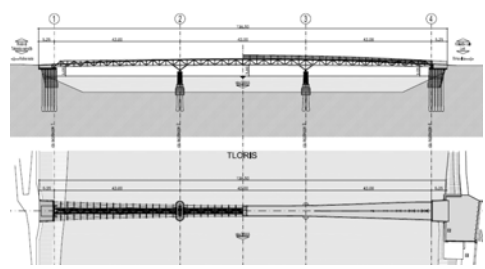



*Fig. 3. General scheme*

**Description of the footbridge and structure**

The footbridge axis is straight, the longitudinal alignment is in a convex vertical curvature R = 1045 m with a maximal slope of 5%. In the middle of the footbridge the deck width is 3.20 m, at both ends it is split into two parts of 2.40 m each, divided by a visible 1.00 m wide main structure, breaking through the deck.

The variation of the structure and deck alignment was solved by dividing the structure into two systems:

- **The spine – main steel structure** is a centrally positioned triangular truss of a constant structural height and width. Such geometry simplifies the workshop production, after assembly by welding of segments on site, the superstructure is erected in a simple way by launching over the existing structure. It is made of structural steel S355 and protected with anticorrosive coatings.
- **Ribs – secondary steel structure** is rising along the main structure and carries the bridge deck surface. It is erected by screwing after the erection of the main structure and is protected by hot galvanizing.

The main structure (spine) consists of three longitudinal pipes – one pipe for the upper flange and two for the bottom flange. The triangular cross section is constant on the outside, changing are only the pipe thickness and the position of the accessory piece for attaching the secondary structure (ribs). The axial distance between the upper and bottom pipes is 1.75 m which gives a total structural height of 2.05 m, the axial distance between the lower flanges is 1.50m. The longitudinal pipes are of diameter ∅=298.5 mm, wall thickness 8–20 mm, the diagonal and cross pipes are ∅=114.3 mm. The camber of the main structure is in a constant curvature R = 4000 m, the struts of the truss are not vertical but radial, so that the element lengths and mutual angles are equal along the total bridge length, which has made the construction a lot cheaper and simpler.

The secondary structure, supporting the wooden deck structure, is composed of transverse cantilever girders (ribs) and longitudinal stiffeners. The transverse cantilevers are at the same time railings balustrades and exactly the same throughout the whole length of the bridge. The deck is made of transversely placed profiled Bangkirai wooden boards. Exceptional is also the discreet footbridge lighting placed in a wide and comfortable handrail. The installed lighting power of LED diodes is only 1350 W.

**Construction**

The footbridge construction was also innovatory and for a very convenient price, as it uses the existing structure as a support for erection. The new superstructure was divided into two parts, the main longitudinal one and the secondary transverse one. The main structure – triangular truss have been welded from segments and progressively launched over the existing structure. After launching the new structure has been supported through the partly removed existing structure. Truss elements above the intermediate supports were erected and the bearings grouted. The old footbridge is hanged to the new structure what makes it possible for dismantling.




*Fig. 4 and 5: Finished Studenci footbridge in Maribor (Footbridge Award 2008)*

### 3.2 ŠKOCJAN CAVES FOOTBRIDGE

The new ‘’Marinič’’ Footbridge in the Škocjan Caves Park (Slovenia), together with belonging footpaths and other cave infrastructure, was rebuilt in 2010 on initiative of the Public Service Agency Škocjan Caves Park to expand their tourist activity and enable visits to the eastern parts of the caves, which has been closed to the public since 1965, when much of the existing cave infrastructure was destroyed by devastating floods. The bridge was originally built in 1891 as Concordia Bridge (under Austria) and between World Wars (under Italy) renamed to Bertarelli Bridge

The new bridge replaced the existing bridge of two steel I-sections and wooden deck, warren down, feared unstable supported and partially heavily damaged by falling icicles and rocks from vertical, over 100 m deep, rock wall above the cave entrance.






*Fig. 6 and 7: Existing damaged and unsutible bridge (- 2010)*

The new bridge is designed as curved, lightweight, rock anchored and transparent steel structure. The footbridge is almost 30 m long (span 27.0 m) and overcomes a height difference of 4.50 m between both end supports. Structural design and shape of the new bridge answer to all conditions given by the distinctive natural karst environment. The bridge deck is only 1.50 m wide and equipped with stainless steel footpaths and railings. With its curvature, towards the

cave entrance, the bridge avoids falling debris and unstable support conditions, and with its lightness preserves the fragile, natural, UNESCO protective ambience.

The total weight of the bridge structure amounts ca. 11.300 kg. The overall building cost of the bridge, together with the project documentation and management, reached not more than 298.000 EUR. On Footbridge Conference 2001 in Wroclaw this structure was awarded with Highly Commended (second place).





*Fig. 8 and 9: New ″Marinič″ bridge (2010)*

### 3.3 SCENERY FOOTBRIDGE FOR "CHRONICLE OF NARNIA"

In the summer of 2007, the Wald Disney production filmed the second part of blockbuster movie Chronicles of Narnia - Prince Caspian near the small mountain village of Bovec in Slovenia. For the attractive final scene the producers needed a ancient looking wooden bridge across the emerald green river Soča. The location was chosen due to its exceptional natural features of the Soča River Valley, which was consistent with other outdoor scenes, mostly filmed in New Zealand.

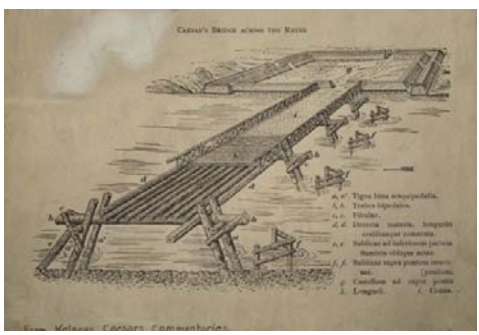


*Fig. 10: Caesar's bridge over the Rhine (in year 55 BC)*

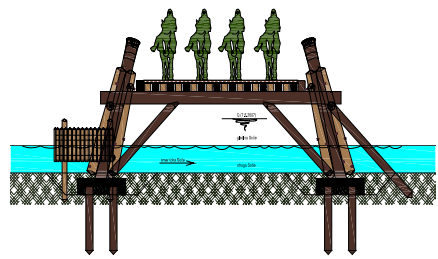


*Fig. 11. Cross section of scenery bridge*

Here the concept and technical characteristics of the temporary wooden bridge and its structure, which served as scenic element in the movie, will be briefly explained. The bridge was used for about 1 month and was then demolished and partly used for further sequence shoots in the studio. The bridge was 7 m wide and had 7 spans of 7 m, together with the abutments it was 60 m long. The bridge was constructed of wooden logs 46 cm in diameter and squared wooden trams 30/40 cm.

The basis for the idea of the bridge were the drawings showing the Cesar's Bridge over the Rhine River, which Cesar built on his imperial quest some years BC. The bridge basically consists of cross-frame supports and longitudinally laid, simply supported spans of wooden logs. Interesting here are mainly the cross frames, which use a system of shorter logs over the corners and driven beams to embed the longitudinal girder into the cross frame. In our design only supports shields and an additional supports for the water pressure are added.

The original design had to be modified a bit, some due to film screenwriter's demands, some due to constructional reasons and needs. Also the foundations were adjusted to the existing ground conditions of the Soča River bed (gravel with rocky solitaries) and to the needed construction deadlines. Due to these reasons prefabricated concrete foundations 2 x 2 m, with pier sockets were specially designed, two for each support. Due to high level of the groundwater and the risk of underflow, the foundations were set rather high and additionally supported with driven 3 – 4 m deep piles. The piles were at first designed as wooden piles, later, due to construction difficulties, the piles were substituted with old steel rail tracks.

Screenplay anticipated filming on the finished bridge, followed by partial removal of the bridge and filming the final scene of the bridge destruction. These scenes were filmed during the construction of the bridge. Reverse order of filming sequence was logical, since the demolition is much faster than erection of the bridge.

The design, coordination with the Client and the Authorities as well as gathering of permits took more than 6 months (November 2006 – May 2007), the construction took a good month (May 2007 – June 2007) and the filming took place in the first half of June. Just at the time of the filming the bridge was submitted to a high-water test as the flow rate of 07.05.2007, which was 97.4 m3/s reached considerably over the usual flow rate of 35 m3/s. The water level of usual 0.5 m rose to almost 2.0 m.





*Fig. 12 and 13: Scenery footbridge for "Chronicle of Narnia" (June 2007)*

### 3.4 OVERPASS IN MARIBOR

Overpass over Titova Street in Maribor is designed for leveled crossing of the new roundabout next to the existing railway overpass. The design of the new overpass had to take into account the current state of the site and leave the rail and road traffic undisrupted.

The footbridge is 52.5 m long and 3,75m wide, with 3.00 m clear opening. The structure is designed with three spans of 16.20 + 21.60 + 13.50 = 51.30 m, as one breaking unit with expansion joints at both end supports. The bearing steel structure consists of two longitudinal truss girders, 51.8 m long and 1.72 m deep. The upper and lower flanges of the truss girder are made of closed steel square sections 220 x 220 x 10 mm, struts are made of square sections 150 x 150 x 6 mm. The cross girders at supports are made of steel HEB 400 sections while the cross girders in span are HEB 160 steel sections, the gap of the cross girders amounts 2.70 m. The bridge deck is designed as a reinforced 15 – 21 cm deep concrete slab on a trapezoidal steel sheet formwork (HI-BOND system).

The intermediate supports consist of a concrete pier with two steel struts 260 x 260 x 16 mm, anchored in the concrete pier and welded to the bearing superstructure. The piers are supported with shallow foundations 2.50 x 1.50 x 1.00 m while the end abutments are deep founded on 6 6.0 m deep jet-grouting piles ∅80 cm.

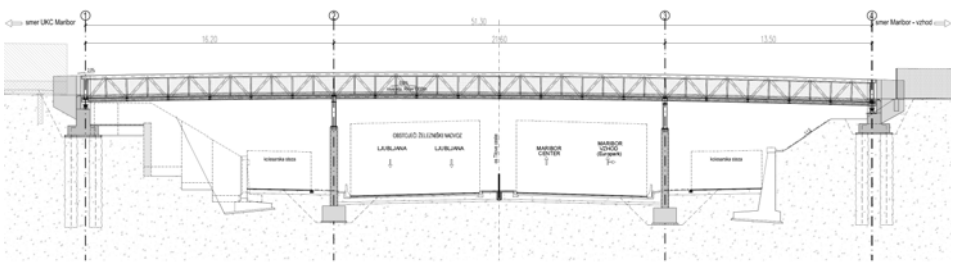



*Fig. 14. Longitudinal section thru the structure*

The bridge deck surface is asphalt. Interesting is the lighting of the bridge, made of LED equipped polycarbonate tubes which also serve as a railings handrail.





*Fig. 15 and 16: Overpass in Maribor (2013)*

### 3.5 FOOTBRIDGE OVER LJUBLJANICA IN CENTRE OF LJUBLJANA

For the replacement of a worn out wooden footbridge ″Ribja brv″ over Ljubljanica River in the center of Ljubljana, the municipality of Slovene Capitol, 2012 launched an open public anonymous design competition for a completely new pedestrian bridge. Among 53 submitted solutions, the first prize was given for the footbridge design proposed by Ponting d.o.o., Maribor and Arhitektura d.o.o., Ljubljana. Due to the immediate proximity of protected Architectural environment, Plečnik's riverside promenade, a minimalistic design concept for the new bridge convinced the jury and wins the design competition.

The length of the bridge is 29.4 m, the width 3.60 m. The structure is designed as an extremely slender steel beam with constant cross-section, only 50 cm deep at its deepest point. On the left bank the bridge leans, simply supported, on to the Plečnik's arcade structure of Makalonca Café, while on the other side the bridge is fixed, with use of a short hidden span, into the solid river bank. Static spans of the bridge amount 24.95 m + 3.70 m = 28.65 m (fig 17). The short hidden span on the right side is a concrete slab, which leans on the old retaining wall and new tension piles, and bridges the existing sewer. The composite transition from the slender steel structure to the concrete slab is achieved with use of welded nelson studs.

The cross-section of the bridge is shaped as a trapezoidal box, 50 cm deep in the middle and only 25 cm deep at sides (fig 18), giving the bridge an outstandingly feel of slenderness. For vibration damping, usual for such slender structure, we envisaged the use of a tuned mass damper (TMD) in the middle of the span.

The bridge equipment is, in terms of the overall design, chosen in s high-tech minimalistic concept. For the deck of the bridge aluminum with anti-slide cover (polyurethane with quartz sending) was used. The railings are made of glued, fully transparent safety glass and the aluminum handrail includes a high effective, linear LED lighting. The bridge is finished; the grand opening is planned for the end of September.

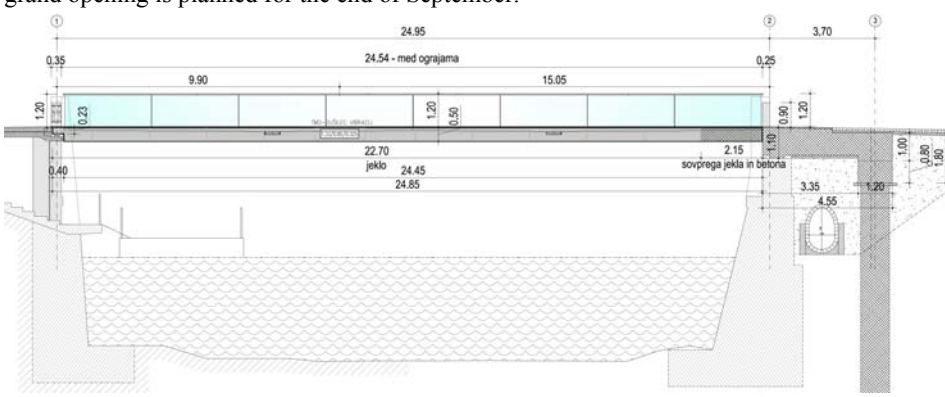



*Fig. 18. Longitudinal section thru the structure*

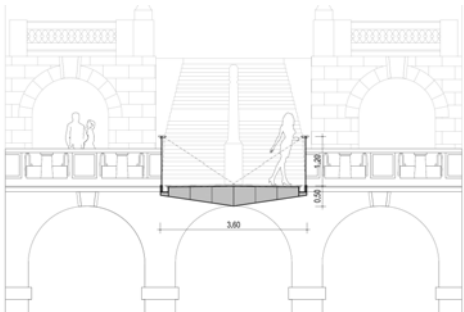





*Fig. 19 and 20: Cross cesttion and View of the Footbrodge (2014)*

### 3.6 FUTURE DRAW FOOTBRIDGE IN GDANSK

The last presented footbridge concept has not been constructed yet. It is a winning solution at the international design competition for the new drawbridge over the river Motława to Ołowianka Island in Gdansk, Poland. Ponting design office won in competition with 68 other competitors.

The new footbridge proposal designed to cross the river Mołtawa will be situated in the historical center of Gdansk – an extremely sensitive ambiance due to its historical significance and cultural heritage under high protection of different authorities.

The footbridge is 62,2 m long and 6 m – 8m wide. Main structural parts of the bridge are:

- Integral concrete structure on left bank (Old Town); L=15 m
- Movable steel structure in the middle of the river; L=41 m
- Concrete caisson as foundation and engine room (on the Ołowianka Island side); L=8 m
- Control building on the top of the engine room

Concrete structures are quite common, as is the control house. Therefore, we will not be described specifically here. Movable part of the footbridge is a single leaf bascule bridge. This is, due to their reliability, the shortest operation times and easy maintenance, the most often constructed type of movable bridges. It is open by turning about a horizontal axis (trunnion), which can be provided also as life time maintenance free detail. Span and weight of cantilevered flap allow us to open it without additional counter weight, what makes the structure even simpler. Rotation is powered by electro-hydraulic lifting mechanism, which is considered as most reliable drive for modern drawbridges.

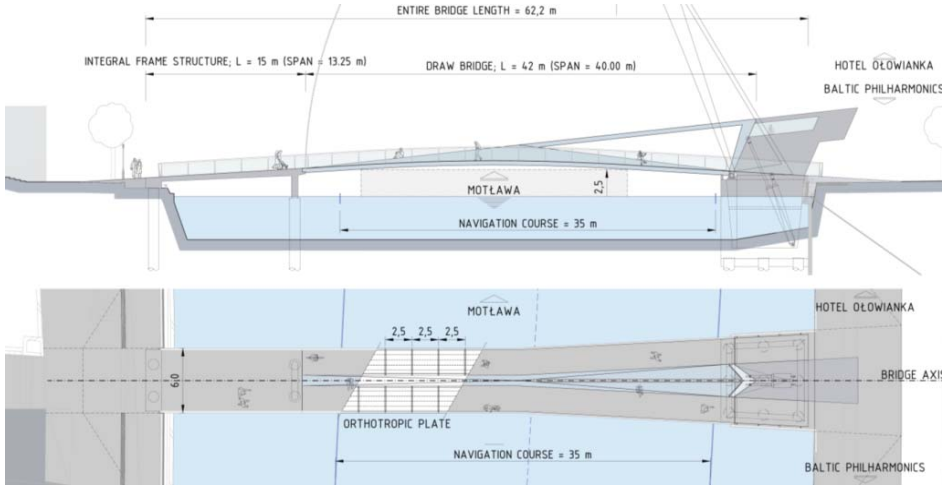



*Fig. 17. Bascule Footbridge in Gdansk – general layout and alignment*

Due to limited structure depth, special type of structure was adopted. Steel triangular shaped structure has a span of 40 m and a maximum structural height of 1.90 m (L/21), positioned partly above deck (from 0 to 1,50 m) and partly underneath (constant 0,40 m). Pathways are on both cantilevered sides of this longitudinal torque girder. The bridge deck is designed as an orthotropic, 10 mm thick, steel plate with longitudinal ribs connecting the cantilevered cross girders. Both, main steel girder and deck are made of steel S355 or fine grained steel S460. Structure is welded in shop, transported and erected on site.

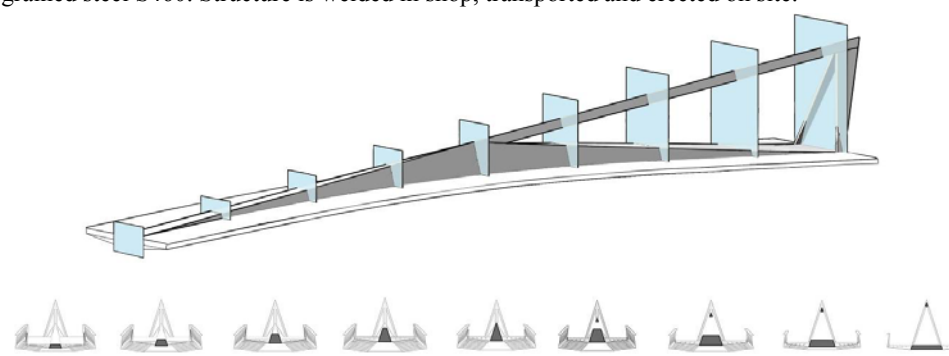


*Fig. 18. Main girder – cross sections*

In horizontal position (bridge in function and hydraulic off) structure acts almost as simply supported girder, while in lifting stage this is a stayed bascule bridge. From calculations can be seen, that the footbridge, though extremely slender body, would have enough damping for the comfort of pedestrians with just one TMP device (G = 10 kN) in the middle of the span.

Control building is set in axis of the bridge, direct on top of the foundation caisson with engine room. This provides undisturbed communication between control and maintenance

(down and up). Operator's room on the top provides excellent direct visual control of whole traffic on the footbridge as well as the river area nearby. In appearance the control building is some kind of reminiscent of the old port crane in Gdansk or poop deck on stern of old Baltic ships, adopting historical and implemented shapes of the old Baltic town and connecting them with the future.



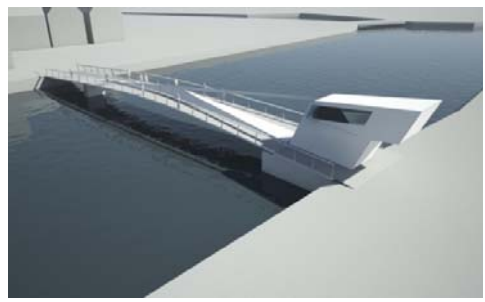


*Fig. 19 and 20 Future draw bridge in Gdansk – renderings –open / closed*

## 4 CONCLUSION

Footbridges can, as it is evident from the shown examples, vary widely in appearance and structural design. Therefore also the costs of the footbridges can be of much difference, so usually the cost per square meter of the bridge is compared (EUR/m2, USD/m2 …). When compared, the footbridges are often much more expensive than road bridges and even railway bridges. The main reason for higher cost against the road and railway bridges lies in a smaller surface area, but also in unique designs, usually as steel structures which are generally more expensive than common concrete structures. Draw footbridges, with additional sophisticated mechanic and electric gear and mechanisms, are usually standing out as most cost consuming.

While footbridges do not differ much in width, often a cost comparison of the length unit ((EUR/m, USD/m …) is used. For land-mark footbridges the literature [8] indicates a very wide cost range between the cheapest 10.256 €/m1 (Studenci footbridge in Maribor), up to more expensive 144.970 €/m1 (Millennium Bridge in London) and the most cost consuming 350.425 €/m1 (Gateshead Millennium draw footbridge).

As the closure to stated, we can make a comparison of the cost for presented case studies.

| **Footbridge** | L /m/ | B /m/ | A/$m^2$/ | Inv. /€/ | I (€/$m^2$) | I (€/$m^1$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Studenci footbridge in Maribor | 130 | 3.2–5.8 | 550 | 1.200.000 | 2.181 | 9.231 |
| Škocjan Cave Footbridge | 30 | 1.5 | 45 | 298.000 | 6.622 | 9.933 |
| Scenery footbridge for "Chronicle of Narnia" | 60 | 7.0 | 420 | 500.000 | 1.190 | 8.333 |
| Overpass in Maribor | 52.5 | 3.74 | 196 | 350.000 | 1.782 | 6.667 |
| Footbridge in Ljubljana | 29,4 | 3,6 | 106 | 663.000 | 6.256 | 22.550 |
| Draw Footbridge in Gdansk | 62 | 6.0-8.0 | 465 | 3.000.000 | 6.452 | 48.387 |

**REFERENCES**


[1] EN 1991-2: 2002 “Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges”, CEN European Committee for Standardization), 2002

[2] ISO/TC 59/SC 16 N N 63, 2008-12-12, “Building construction — Accessibility and usability of the built environment”, ISO draft of Standard, 2008

[3] FIB Task Group 1.2, “Guidelines for the design of footbridges”, Fib Bulletin 32, Lausanne 2005

[4] Baus U., Schlaich M., “Footbridges”, Birkhauser, Basel 2007

[5] Idelberger K., “The world of footbridges, Form the Utilirian to the Spectacular”, Ernst&Sohn, Berlin 2011

[6] Sterling N., “Equipements des passerelles”, Bulletin Ouvrages Metalliques No 4, OTUA 2005

[7] Keil A., “Pedestrian Bridges”, DETAIL Practice, Munich 2013

[8] Duguid B., “Benchmarking Cost and Value of Landmark Footbridges”, 4th International Conference Footbridges 2011, DWE Wroclaw, 2011

[9] Markelj V., “Footbridge Studenci over the Drava River in Maribor”, Structural Engineering International, Volume 20, November 2010

[10] Mlakar R., Markelj V., Rožič d., “Draw Footbridge over Motlawa River in Dgans (Poland)”, 5th International Conference Footbridges 2014, London, 2014

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Bratislav Stipanić[1], Zoran Florić[2]*

# REALIZACIJA PROJEKTA MOSTOVSKOG PRELAZA PREKO SAVE U BEOGRADU – MOST ADA SA PRILAZIMA

***Rezime:***

Novi mostovski prelaz preko reke Save u Beogradu, kao prvi sektor unutrašnjeg magistralnog poluprstena (UMP), čine: Most na Adi preko Save i tzv. Južni pristupni putevi (JPP) i severni pristupni putevi (SPP). Most na Adi ima 6 saobraćajne trake za drumski saobraćaj, 2 koloseka za laki šinski saobraćaj (budući beogradski metro BGM) i 2 pešačko-biciklističke staze. Most na Adi ima ukupnu dužinu 967 m i površinu kolovoza 43500 m². JPP sadrži 22 mosta (viadukta i rampi) sa ukupnom dužinom 3350 m i površinom kolovoza 36700 m². SPP sadrži 19 mostova (viadukta and rampi) ukupne dužine 2830 m i površine kolovoza 36300 m².

*Ključne reči: drumski mostovi, konstrukcije, realizacija projekta*

# PROJECT REALIZATION OF SAVA RIVER CROSSING IN BELGRADE -ADA BRIDGE WITH ITS APPROACH BRIDGES

***Summary:***

New Sava River Crossing, as first section of Belgrade Inner City Semi-Ring Road (ICSSR), consists of: Ada Bridge across Sava River and so-called South Approach Roads (SAR) and North Approach Roads (NAR). The Ada Bridge carries 6 lanes of vehicular traffic, 2 rail tracks for LRT (future Belgrade metro BGM) and 2 lanes of pedestrian/cycle-way. Ada Bridge has total length of 967 m and 43500 m² bridge deck area. SAR contains altogether 22 bridges (viaducts and ramps) with overall length of 3350 m and 36700 m² bridge deck area. NAR contains 19 bridges (viaducts and ramps) with overall length of 2830 m and 36300 m² bridge deck area.

*Key words: roadway bridges, structures, project realization*

[1] PhD, MSc, CEng, Faculty of Civil Engineering , University of Belgrade, Serbia, stipanic.bratislav@gmail.com
[2] PhD, MSc, CEng, Euro Gardi Group, Novi Sad, Serbia, officej@eurogardigroup.rs

# 1 INTRODUCTION

In order to reduce traffic congestion in Belgrade city and increase the capacity of the network, it was constructed Sava River Crossing with its approach bridges. The Sava River Crossing, as the first section of the Project named Belgrade Inner City Semi-Ring Road (with overall length of 17,5 km), consists of the main bridge across Sava River (Ada Bridge) and so-called South Approach Roads (SAR) and North Approach Roads (NAR).

As a part of the planned Inner City Semi-Ring Road (ICSRR), the Sava River Crossing serves for the distribution of traffic flows between diametric peripheral city zones, and operationally connected to the city highway, it shall allow diversions of highway flows to the Inner City Semi-Ring Road and vice versa.

The new Sava River Crossing significantly improves the link from the "old" Belgrade City (on the right bank) to New Belgrade (on the left bank). The new Sava River Crossing with its Approach Bridges is a major infrastructure project realized in Belgrade last years that significantly effects to the reduction of traffic jams of vehicular traffic in the city.

The Sava River crossing with its approach bridges was completed for roadway traffic by start 2014. The LRT traffic will be firstly introduced by tramway, that it is planned for the next years, and later by BGM. The works according to rest NAR Lot 1 is planned for 2015. The whole Project was financed by EBRD & EIB loans and partly by the client - City of Belgrade.

# 2 PROJECT OF INNER CITY SEMI-RING ROAD

The new Sava Bridge and approach roads will form the first stage of the first section (in the scope of the sector II) of the Inner City Semi-Ring Road (ICSRR).

Inside the continuously built Belgrade City area, according to General Plan of Belgrade until 2021, it is planned to form the Inner City Semi-Ring Road (ICSRR) around the wide central city zone that includes: old Belgrade centre, New Belgrade and centre of Zemun.

ICSRR, with overall length of 16 km, is divided in five sectors - from sector I to sector V (Fig. 1). ICSSR starts from west traffic artery T6, passing around the wide central city zone across Sava Bridge (in sector II/1) and 3 tunnels (in sectors II/2, IV and V), leading to Pancevo Bridge across the Danube on the north-east. The overall planned route of ICSRR contains 26 junctions – 10 on the left and 16 on the right bank of Sava River.

It was studied the transport and economic effectiveness and justification, of the construction of the first stage of Inner City Semi-Ring Road (ICSRR), in the feasibility study. It comprises the section defined as sector II/1 of ICSRR, which includes new Sava Bridge with both-sided approach roads. Two networks were compared: the existing one and the network with built first stage of ICSSR. The resulted traffic forecast is presented in Fig. 2.

Based on the detailed traffic and economic analyses, the conclusions follows.

1) Without finalization of the first stage of ICSRR it would soon come to a complete traffic collapse on the previous city network. Therefore, the first stage of ICSRR was urgent necessity.
2) First stage of ICSRR discharges Gazelle Bridge around 30% and it brings large traffic savings.
3) The evaluation showed a positive net present value.
4) First stage of ICSRR, as regards traffic, can act well for about ten years. In the meantime it will be necessary to continue to construct the next stages of ICSRR.

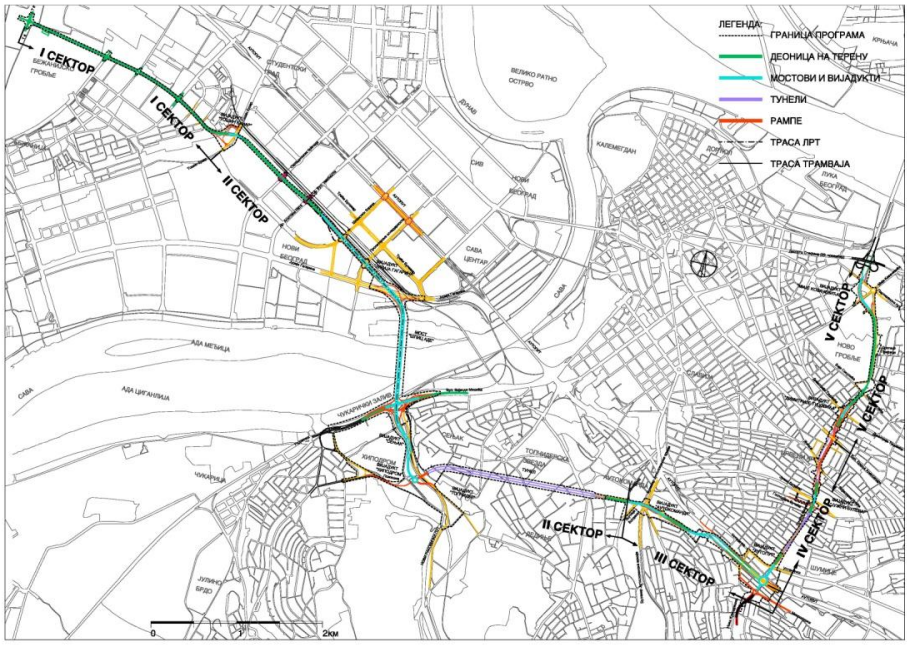



*Fig. 1: Project of ICSRR – Division in sectors*

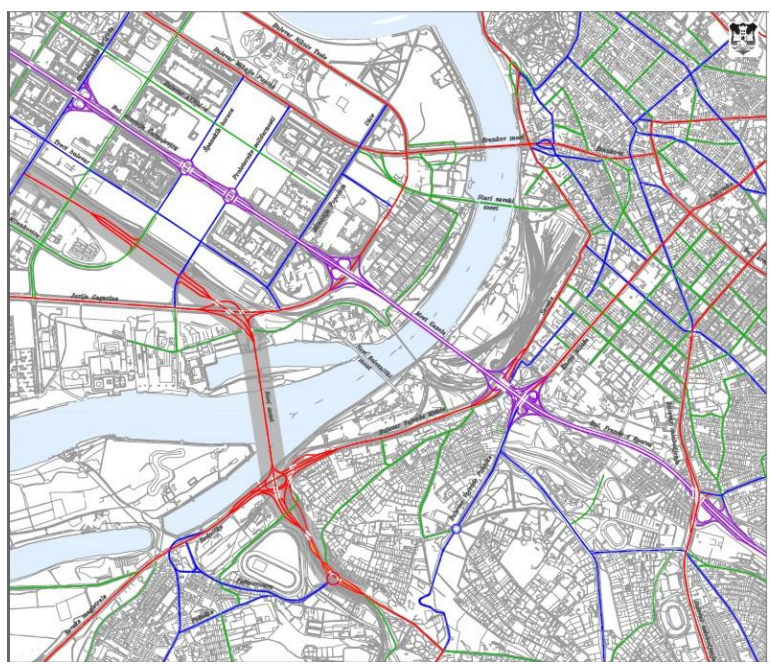


*Fig. 2: Traffic flow with first stage of ICSRR (Ada Bridge with approaches)*

The construction of the first stage of ICSRR is feasible regarding traffic and it is also economically justified. The next construction stages are necessary as well in the close future.

## 3 PROJECT REALIZATION OF ADA BRIDGE OVER SAVA RIVER

The Ada Bridge across Sava River is located in wide center zone of Belgrade, passing over the lower tip of Ada Ciganlija Island – popular recreation area. The bridge route from New Belgrade side overpasses the "winter storage" bay (130 m), left bank area (170 m), Sava River (350 m), the lower tip of Ada Ciganlija Island (50 m) and Cukarica Bay (180 m).

The international competition for concept design proposal was launched in 2004. The design office Ponting Maribor (with DDC Ljubljana & CPV Novi Sad), as it was awarded for concept design proposal, finalized the preliminary design in 2006. The Louis Berger Group Inc. (with local partner Euro Gardi Group Novi Sad), as the awarded Project Manager – Engineer, started in 2007. The consortium POOR-SCT-DSD, as the awarded design-build Contractor (FIDIC yellow book), started the works by middle 2008 and the final completion of all finishing works was by start 2012. The final design was prepared by LAP Stuttgart (with DCF Vienna engaged for foundation design). The project is co-financed by the EBRD loan and by the City of Belgrade's funds. The client is the City of Belgrade - Belgrade Development Land & Public Agency.

The main bridge across Sava River over Ada Island (so-called Ada Bridge) was constructed in the period 2008 – 2011. The Ada Bridge carries 6 lanes of vehicular traffic, 2 rail tracks for LRT (future Belgrade metro BGM) and 2 lanes of pedestrian/cycle-way. The bridge deck has a constant depth (4,75 m). The bridge has total length of 967 m, deck width of 45 m, that makes 43500 m² bridge deck area. The main bridge part is an asymmetric cable-stayed structure (steel main span of 376 m and concrete back span of 200 m), with a single concrete 200 m high pylon. The cable-stayed bridge (376+200 m) is prolonged in a continuous beam structure by 338 m length side spans (70+108+80+80 m) and 50 m end span. The bridge deck (45 m width) as a three-cell box (14,5 m width), having an orthotropic steel deck (main span) or pre-stressed concrete deck (back span & side spans), with cantilever parts supported by outer steel struts.

The bridge erection consisted of: both-sided deck launchings (back span 20000 t and side spans 30000 t) over temporary piers and one-sided cantilever erection of main span simultaneously with the installation of pair stays anchored in the pylon. The steel erection units (16 m length, 45 m width, 330 t weight) were lifted by derrick crane from barges, after preassembling at site from steel segments delivered by ship transport from CRSBG factory (China). All assembling and preassembling splices of steel bridge structure were welded at site.



*Fig. 3: Closure of Ada Bridge*

The bridge closure was carried out in August 2011, by inserting the last steel erection unit in main span (Fig. 3).



*Fig. 4a,b: Ada Bridge (by night & by day)*

It should be pointed out the following original achievements of Ada Bridge (Fig. 4a,b) design-build realization [1]:

- The unique single pylon (200 m high) in the form of sharp cone, with an integral upper part and a separated lower part "in two legs". The integral monolith connection of deck to pylon, as so-called pier table. The stay cable anchorage connections in the pylon and in the deck. The deep foundation of pylon, consisting of: pile cap (8 m thickness, 35 m diameter), 113 bored piles and outer cylindrical diaphragm wall (36 m diameter with 1 m thickness).
- The bridge deck (45 m width) as a three-cell box (14,5 m width), having an orthotropic steel deck (main span) or concrete deck (back span), with cantilever parts that are supported by outer steel struts. The transition deck parts with rigid connection - concrete to steel deck. The launchings of deck superstructure in back span (20000 t) and in the side spans (30000 t).

The Ada Bridge, with the direct accessing bridges – ramps, was open for vehicular & cycle/pedestrian traffic by 1st January 2012. It is planned that the Sava Bridge will be open for LRT traffic (firstly tramway lines and later Belgrade metro lines) in relatively near future.

## 4 PROJECT REALIZATION OF NORTH APPROACH ROADS - NAR

The so-called Project of North approach roads (NAR-Lot2), on the left bank of Sava River, was contracted according to FIDIC red book, where the final design was enabled by the Client – City of Belgrade (Figs. 5 & 6).

The construction works were carried out mainly by the Contractor Porr (Austria), especially after withdraw of two non-solvent contractor firms from Slovenia (SCT and Primorje). The Engineer was Louis Berger Group with Euro Gardi Group as local partner.

The construction works started in 2011, when by the end of year 3 direct access ramps to Ada Bridge were completed. The rest of NAR (Lot 2) structures were finalized in December 2013 and open for completely for traffic by start 2014.

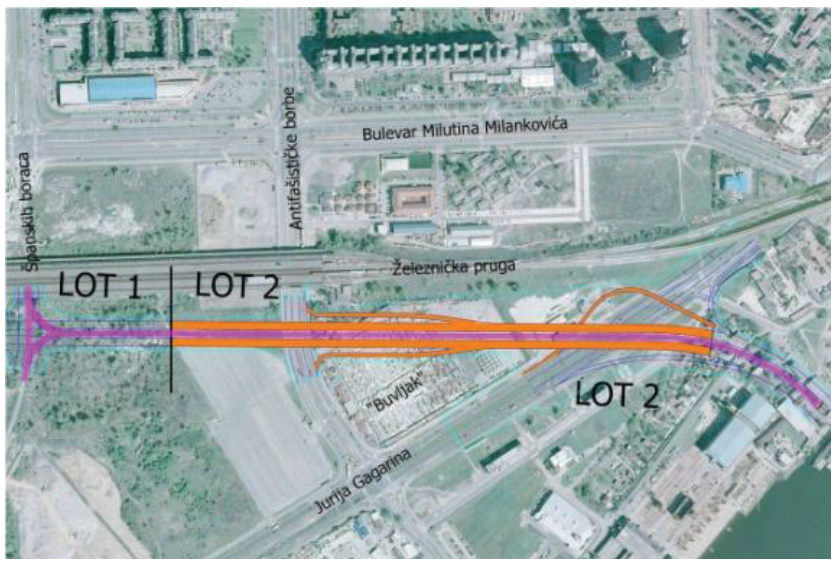



*Fig. 5: NAR – Plan view*



*Fig. 6: NAR - Visualization*

NAR project (Lot2) contains (Figs. 7 & 8):
- Two parallel roadway viaducts ICSRR, carrying 2x3 traffic lanes, having length 980 m each;
- Five access ramps to ICSRR, having total length 506 m;
- One double-track railway viaduct, firstly for tram traffic and later for light metro (BGM), having length 906 m;
- One embankment of reinforced soil for incorporation of tram/BGM line into the existing network, including the tram/BGM station.



*Fig. 7: NAR-Lot 2 – Viaducts with ramps*



*Fig. 8: NAR-Lot 2 – Viaducts with ramps (J.Gagarina interchange)*

NAR contains 19 bridge structures, with overall length of 2830 m and 36300 m² bridge deck area.

Both 980 m long ICSRR viaducts are divided in six independent bridge structures with 3-8 spans, varying from 24,0 m till 42.5 m, dictated by the existing obstacles needed to be over passed (streets or non-displaceable installations).

The most significant bridge structures is pair of 281 m long deck over J.Gagarina street (Fig 9a), with main span of 42,5 m and variable depth of 1,6-2,6 m. The all other viaduct superstructures (Fig. 9b) have a depth of 1,4 m (3-6 spans of 24-34 m).



*Fig. 9a,b: NAR-Lot 2 – Viaducts*

Although the construction of NAR was contracted according to FIDIC red book, i.e. with the final design enabled by the Client, the Contractor made the design modifications with reference to the point "Value engineering" of FIDIC contract conditions.

Consequently, the design was modified with respect to contractor's technology of works and the positions of piers were adopted to the exact installation locations, that made cost savings for the Client.

Furthermore the modifications in design resulted in more favorable architecture look of viaducts and lower maintenance costs because the classical concrete hinges are changed by fixed link and ICSSR viaducts were constructed as semi-integral type of bridge structures (deck: slab-type with 2 girders, deep foundation on bored piles).

Taking into account the site configuration, the construction works of superstructure were carried out by relatively simple scaffoldings – tube type scaffold mainly and heavy scaffold for the street flyovers.

The special building challenge were foundation works in leafy underground communal installations and construction works under frequent city traffic with minimum traffic closures.

The works according to next Lot 1, in the frame of North approach roads, are planned for next year 2015.

## 5 PROJECT REALIZATION OF SOUTH APPROACH ROADS – SAR

The so-called South approach roads (SAR), on the right bank of Sava River, link the Ada Bridge with: Radnicka interchange, Hippodrome interchange and the existing tram network (Fig. 10).

The construction works were carried out by the Contractor Porr (Austria) according to yellow FIDIC contract conditions. The Engineer was Louis Berger Group with Euro Gardi Group as local partner.

The works started in 2011, partly finished in 2012– 2013 and they were finalized in autumn 2013, when SAR is completely open for traffic.

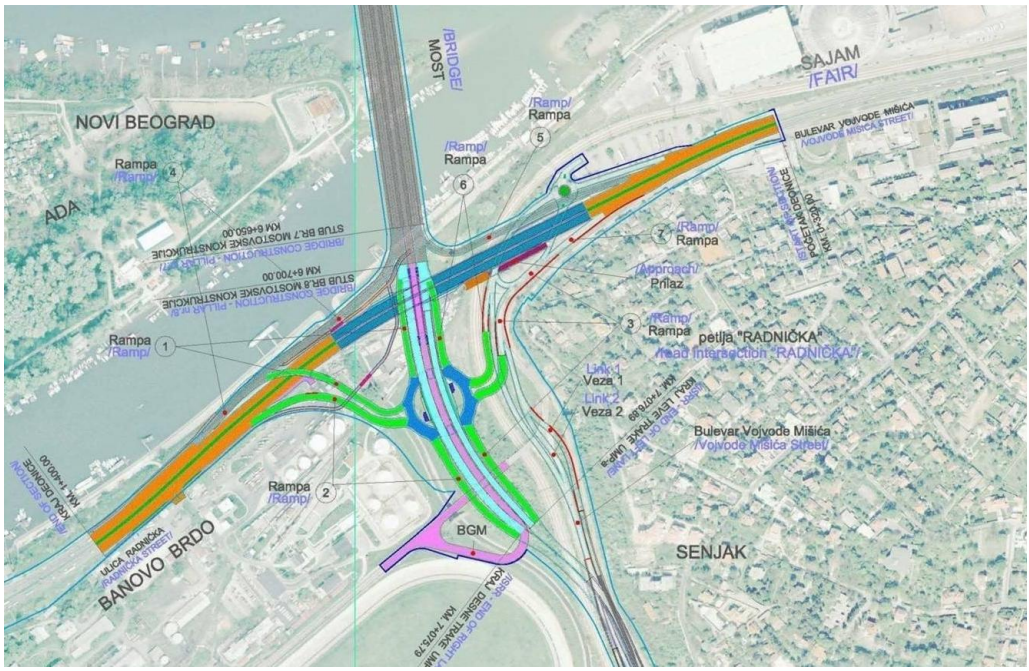



*Fig. 10: SAR – Plan view*



*Fig. 11: SAR – Viaducts with ramps*

The Radnicka interchange (Figs. 11 & 12) contains:

- Two parallel roadway viaducts ICSRR, carrying 2x2 traffic lanes, having length 380 m each;
- One viaduct for 2-track LRT, firstly for tram later for light metro (BGM), having

length 906m;
- The elevated ring for circle traffic flow, carrying 2 traffic lanes, having length 251m;
- Two overpasses (flyovers) in Radnicka street, carrying 2x3 traffic lanes over 5 rail tracks railways and Topcider River, having length 385m each;
- Eight access ramps to ICSRR, having total length 1012m.

SAR contains altogether 22 bridges (viaducts and ramps) with overall length of 3350 m and 36700 m² bridge deck area.



*Fig. 12: SAR – Radnicka interchange (visualization)*

Project realization of South approach roads (SAR) was more complex than NAR project, not only because of the complexity of bridge structures to be constructed but also due to the other contract conditions.

- The building works were contracted according to FIDIC yellow book – design & built contract. The preliminary – tender design was enabled by the Client.
- The building site was very limited by: Hippodrome area, Jugopetrol oil tanks complex and a distinguish Senjak residential area.
- In the building site area they were present: 4-tracks railway line, 1-track industrial railway line, 2-track tramway line and Topcider River.
- The interchange was built at the crossing place of very crowded Radnicka street with 5-tracks railway line, where the existing 2-track railway overpass and roadway underpass to be changed into two flyovers, carrying 3 traffic lanes each, with minimal disturbance of roadway traffic flow and with non-closure of railway traffic.

Both 980 m long ICSRR viaducts are divided in three independent semi-integral type bridge structures with 4-5 spans (27,7 - 31.5 m), with constant depth 1,6m (slab-type deck of pre-stressed concrete).

The 502m long LRT viaduct is divided in three independent semi-integral type bridge structures with 6 -7 spans (29,8 - 32,0 m), with constant depth 1,6m (slab-type deck of pre-stressed concrete)..

The 251m elevated ring is circle continuous beam-type bridge structure over 16 spans of 15,7 m each, 13,1m wide, with constant depth 1,45m. (slab-type deck of pre-stressed concrete).

The access ramps to ICSSR are semi-integral type bridge structures over 3-6 spans (28,8 – 33,5 m), with constant depth 1,45 m (slab-type deck of pre-stressed concrete)..

The most significant bridge structures is pair of about 385 m long flyover along Radnicka street, with main span of about 46m, with constant depth 1,6/1,7 m (slab-type deck of pre-stressed concrete).

During the execution of the works the different building technologies were applied, as well as scaffolding systems: tube scaffolds, heavy scaffolds and movable scaffolds.

The most complex building operation was the construction of pair of viaducts in Radnicka street across 5-tracks railway line, carried out to change the existing one-direction roadway overpass and underpass.

Because of limited height over the railway line the special scaffolding system was applied that enabled to construct the deck in main span in several steps (Fig. 13a-d), as follows.



*Fig. 13a-d: SAR – Radnicka interchange (construction stages)*

- Erection of special scaffold to carry the suspended formwork for deck concreting 1,5 m over the designed alignment.
- Lifting of scaffold mounted on the ground, reinforcing and cable works, concreting and pre-stressing.
- Dismounting of scaffold – concrete deck structure is carried by 16 strong tendon bars anchored in concrete deck.
- Devolvement of concrete deck structure to the designed alignment.

# 6 CONCLUDING REMARKS

It should be pointed out that the whole Project of Sava River crossing with its approaches (Ada Bridge project, NAR project & SAR project), was successfully realized due to exceptional engagement of all participants: Client (City of Belgrade - Belgrade Development Land and Public Agency), Investors (EBRD, EIB & City of Belgrade), Contractor (mainly PORR Austria, DSD Germany, SCT Slovenija, with its subcontractors including the design offices) and Engineer (Louis Berger Group, with local partner Euro Gardi Group).

The realization of the Project significantly reduced traffic jams in the city.

**REFERENCES**

[1] Stipanic B, Floric Z: *Sava Bridge Project –Accelerated Design-Build Realization*, Report of 18th Congress of IABSE Seoul 2012, IABSE, Zuerich, 2012, pp. 144-145

[2] Stipanic B, Floric Z: *Realization of Sava Bridge Crossing with its Approach Bridges as First Section of Belgrade Inner City Semi-Ring Road*, Report of IABSE Symposium Madrid 2014 "Engineering for Progress Nature and People", IABSE, Zuerich, 2014, pp. 586-587

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Nenad Ivanišević[1], Dragan Arizanović[2], Predrag Petronijević,[3] Miljan Mikić[4]*

# AKTUELNA STRATEGIJA REALIZACIJE IZGRADNJE AUTOPUTEVA U REPUBLICI SRBIJI

*Rezime:*

*U cilju ostvarivanja ekonomskog razvoja Republike Srbije neophodno je obezbediti odgovarajuću saobraćanu infrastrukturu, a naročito autoputsku. Završena je izgradnja druge trake na severnom kraku Koridora X (E-75) od Horgoša do Beograda, a u toku je izvođenje radova na istočnom kraku (E-80) od Niša do granice sa Bugarskom i južnom kraku (E-75) od Leskovca do granice sa Makedonijom. Takođe su u toku radovi na obilaznici Beograda. Radovi na E-763 ("Koridor 11") se izvode od Obrenovca do Preljine, a u pripremi je nastavak ovog puta prema Crnoj Gori kao i autoput na E-761 od Pojata do Preljine.*

*Ključne reči: izgradnja, autoputevi, Koridor X, Koridor XI*

# CURRENT STRATEGY FOR HIGHWAY CONSTRUCTION IN THE REPUBLIC OF SERBIA

*Summary:*

*In order to achieve the economic development of the Republic of Serbia, it is necessary to provide adequate traffic infrastructure, particularly highways. The second lane on the northern branch of Corridor X (E-75) from Horgoš to Belgrade has been completed, and the construction works on the eastern branch (E-80) from Niš to the Bulgarian border and on the southern branch (E-75) from Leskovac to the Macedonian border are ongoing. Works are also in progress on the Belgrade bypass. Works on the E-763 ("Corridor 11") are executed between Obrenovac and Preljina. Continuation of this road towards Montenegro is being prepared. Also preparations for the highway on the E-761 from Pojate to Preljina are ongoing.*

*Key words: construction, highways, Corridor X, Corridor XI*

[1] v.prof, dr, dipl.inž.građ, dipl.pravnik, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
[2] doc.dr, dipl.inž.građ, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
[3] doc.dr, dipl.inž.građ, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
[4] dipl.inž.građ, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

# 1 UVOD

U cilju ostvarivanja ekonomskog razvoja Republike Srbije neophodno je obezbediti odgovarajuću saobraćanu infrastrukturu. Ona treba da omogući dobru saobraćajnu povezanost Srbije sa drugim evropskim državama i time omogući razvoj srpske privrede i njenu integraciju u evropske tokove, ali i da omogući ekonomski razvoj svih delova Srbije. Prioritet je dat izgradnji auto puteva, a nakon toga se očekuju velike investicije u železničku infrastrukturu.

Vlada Srbije je još 2008. godine donela odluku o izgradnji preostalih deonica autoputa na Koridoru X na teritoriji Republike Srbije. Koridor X je jedan od svega 10 panevropskih saobraćajnih koridora, a za nas je najvažnijih jer prolazi kroz Srbiju i povezuje Austriju, Mađarsku, Sloveniju, Hrvatsku, Srbiju, Bugarsku, Makedoniju i Grčku. Osim Koridora X kroz Srbiju prolazi i Koridor VII (reka Dunav). Za razvoj Srbije od posebnog značaja je putni pravac E-763 koji povezuje Beograd i Južni Jadran. Radi ukazivanja na njegov značaj, ovaj pravac je simbolično nazvan "Koridor XI". Po Saobraćajnom masterplanu Srbije jedan od najvažnijih putnih pravaca, a koji je od značaja za razvoj područja u kome živi veliki broj stanovnika je i potez od Pojata do Preljine na E-761. Ovaj putni pravac je dobio simbolični naziv "Moravski koridor".




*Slika 1 – Karta panevropskih koridora*




*Slika 2 – Karta Koridora X*

## 2 PREGLED AUTOPUTEVA U IZGRADNJI U SRBIJI

Na Koridoru X je izgrađena druga traka na severnom kraku E-75 od Horgoša do Novog Sada u dužini od 108km, završena je obilaznica Novog Sada i novi most na Dunavu kod Beške, dok je stari most rekonstruisan. U toku je izvođenje radova na istočnom kraku (E-80) od Niša do granice sa Bugarskom i južnom kraku (E-75) od Leskovca do granice sa Makedonijom. Deo istočnog kraka na kome se izvode radovi (od Proseka do granice sa Bugarskom) je dužine 79,5 km. Deo južnog kraka (od Grabovnice do Levosoja) je dužine 73,7 km

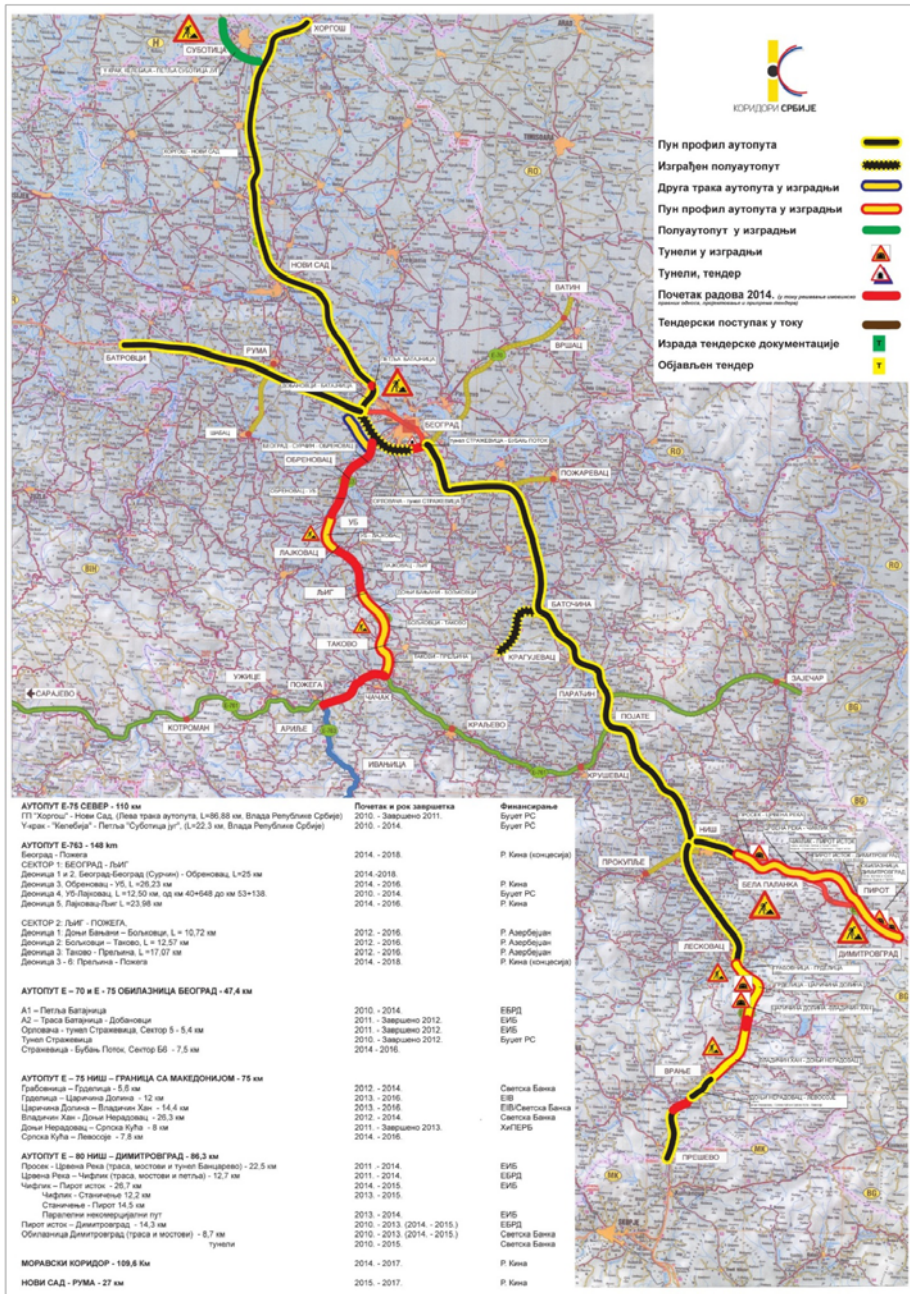
Takođe su izvedeni ili se izvode značajni radovi na obilaznici Beograda. U toku su radovi na petlji Batajnica i izvode se radovi na izradi druge kolovozne trake na deonici od Dobanovaca do mosta na Savi. Završene su i puštene u saobraćaj deonica od Batajnice do Dobanovaca, jedna traka od Ostružnice do Orlovače i dalje do tunela Straževica u kome ie završena jedna tunelska cev,

Radovi na E-763 (“Koridor 11”) se izvode od Obrenovca do Preljine u dužini od 103,5km, a u pripremi je nastavak ovog puta prema Požegi i dalje prema Crnoj Gori (povezivanje je predviđeno u Boljarima) kao i autoput na E-761 od Pojata do Preljine u dužini od 110km.

Osim autoputeva značajne su investicije u brze saobraćajnice (saobraćajnice sa dve odvojene kolovozne trake i denivelisanim raskrsnicama). U izgradnji je putni pravac M 1.11 od Batočine do Kragujevca, a u pripremi je i brza saobraćajnica Novi Sad – Ruma M 21. Završena je projektna dokumentacija za brzu saobraćajnicu od Rume do Šapca.

Iako nije auto put po kategorizaciji, saobraćajno je vrlo značajna izgradnja mosta Zemun – Borča preko Dunava sa pristupnim saobraćajnicama koje imaju karakteristike autoputa. Završetak mosta i dela saobraćajnica do petlje na Zrenjaninskom putu očekuje se do kraja ove godine.

Mapa Srbije sa ucrtanim trasama postojećih autoputeva, deonicama autoputeva u izgradnji i budućim autoputevima data je na slici 3.




*Slika 3 – Karta autoputeva u Srbiji (postojećih, i onih planiranih ili u izgradnji)*

## 2.1 RADOVI NA KORIDORU X

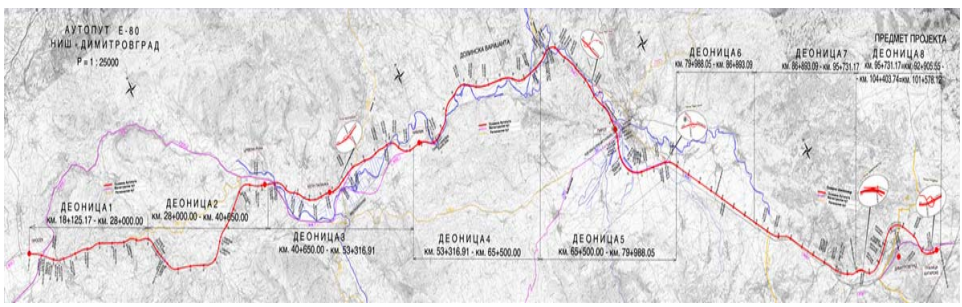
U fazi projektovanja podela putnih pravaca izvršena je na deonice, a kasnije, za fazu izvođenja, deonice su na Koridoru 10 podeljene na manje celine, tzv. LOT-ove (ugovore). Kompletan završetak eksproprijacije je preduslov za početak izvođenja radova na deonici – LOT-u, a eksproprijacija nije bila završena na većem delu trase. Strategija sa kraćim deonicama je omogućila da se ranije krene sa radovima u odnosu na varijantu da se čeka završetak eksproprijacije na čitavom putnom pravcu. Takođe ovakva podela je omogućila lakše uklapanje u finasijske okvire, s obzirom da su radovi finansirani od strane 3 međunarodne finansijske institucije (Evropska investiciona banka – EIB, Svetska banka – WB i Evropska banka za obnovu i razvoj – EBRD) i grčkog HIPER plana. Zbog toga postoji veći broj izvođača radova na Koridoru X. Na žalost, osim deonica koje su finansirane domaćim sredstvima (iz budžeta) (Horgoš-Novi Sad i Ub-Lajkovac) domaće građevinska preduzeća nisu pobedila na raspisanim tenderima za izgradnju autoputeva.




*Slika 4 – Karta autoputeva na Koridoru X u Srbiji (postojećih, i onih u izgradnji)*

- Autoput E75 - projekat SEVER:
  1. GP Horgoš do Novog Sada, od km 1+125 do km 108+000;

- Autoput E80 - projekat ISTOK i to deonice:
  1. Prosek - Crvena Reka (LOT1 trasa i mostovi: Prosek - tunel Bancarevo, LOT2 trasa i mostovi: tunel Bancarevo - Crvena Reka, LOT3 tunel Bancarevo);
  2. Crvena Reka - Čiflik, sektori 3A i 3B;
  3. Paralelni nekomercijalni put Bela Palanka - Pirot (zapad);
  4. Čiflik-Staničenje;
  5. Staničenje - Pirot istok;
  6. Pirot istok - Sukovo;
  7. Sukovo-Dimitrovgrad;
  8. Obilaznica Dimitrovgrada (LOT1 trasa, LOT2 mostovi, tuneli LOT3 i tunelska oprema).




*Slika 4 – Karta autoputa E-80 na Koridoru X u izgradnji*

- Autoput E75 - projekat JUG i to deonice:
  1. Grabovnica - Grdelica (Gornje Polje);
  2. Gornje Polje - Caričina Dolina (LOT1 - trasa i mostovi Gornje Polje - tunel Predejane, LOT2 - trasa i mostovi tunel Predejane - Caričina Dolina, LOT3 Tunel Predejane);
  3. Caričina Dolina - Vladičin Han (LOT4 tunel Manajle, LOT5 trasa i mostovi Caričina Dolina - tunel Manajle, LOT6 trasa i mostovi tunel Manajle - Vladičin Han;
  4. Vladičin Han - Donji Neradovac (LOT1 - trasa i mostovi Vladičin Han – Prevalac, LOT2 - trasa i mostovi Prevalac - Suvi dol, LOT3 - trasa i mostovi Suvi dol - Donji Neradovac);
  5. Donji Neradovac - Srpska kuća;
  6. Srpska kuća - Levosoje;
  7. Levosojae - granica Makedonije

Deonica od Levosoja do granice Makedonije u dužini od 23km je finansirana domaćim sredstvima, a deonica Donji Neradovac - Srpska kuća, u dužini od 8km, iz HIPERB plana.




*Slika 5 – Karta autoputa E-75 na Koridoru X u izgradnji*

- Obilaznica Beograd:
  1. Autoput E75 Novi Sad – Beograd- Niš, deonica Batajnica - Dobanovci (A1 petlja Batajnica; A2 trasa Batajnica - Dobanovci i petlja Dobanovci, faza II);
  2. Autoput E70/75 obilaznica Beograd, deonica Dobanovci- Bubanj Potok
     a. Dobanovci - Orlovača (B1, B2, trasa Dobanovci - Ostružnica, faza K; B3 most preko Save kod Ostružnice, faza K; B4 trasa Ostružnica-Orlovača, faza K; B4 sanacija tunela Železnik i Lipak kao i klizišta između tunela; B4 petlja Orlovača sa petljom Petlovo brdo);
     b. Orlovača - Bubanj Potok (B5 - tunel Straževica - prva faza, desna cev, D=745m; B5 - tunel Straževica - druga faza, leva cev, L= 760m; B5 trasa; B5 mostovi - prva faza, 1400m; B6);




*Slika6 – Karta autoputske obilaznice Beograda na Koridoru X u izgradnji*

## 2.2 RADOVI NA E-763 (KORIDORU XI)

Izgradnja Autoputa E763 izvodi se u skladu sa Strategijom razvoja železničkog, drumskog, vodnog, vazdušnog i intermodalnog transporta u Republici Srbiji od 2008. do 2015. godine.

U delu Strategije - Razvoj transportnog sistema - vizija 2015.godine - Dugoročni razvoj mreže javnih puteva, predviđena je izgradnja autoputa Beograd - Južni Jadran, kao nastavak autoputa od rumunske granice - Vršac – Pančevo - Beograd (E70; M1.9). Ovim putnim pravcem će se dobiti najkraća veza sa zapadnom Srbijom, Crnom Gorom, a preko luke Bar i sa južnom Italijom, kao i veze sa pomorskim lukama Jadrana i Sredozemlja.

Deonice autoputa E763 su:

1. Beograd - Obrenovac
2. Obrenovac -Ub
3. Ub - Lajkovac
4. Lajkovac - Ljig (Donji Banjani)
5. Donji Banjani - Boljkovci
6. Boljkovci - Takovo
7. Takovo - Preljina
8. Preljina - Prijevor
9. Prijevor - Lučani
10. Lučani - Požega
11. Požega – Boljare



*Slika 7 – Karta autoputa E-763 (Koridor XI) u izgradnji*

Radovi na deonicama Obrenovac – Ub i Lajkovac – Ljig u ukupnoj dužini od 50km finansiraju se sredstvima Kineske EXIM banke, a izvođač radova je kineska firma China Shandong International Economic and Technical Cooperation Group LTD.

Radovi na deonici Ub –Lajkovac u dužini od 12,5km finansiraju se iz sredstava budžeta republike Srbije. Izvođač je preduzeće "Putevi Užice".

Radovi na tri deonice od Donjih Banjana do Preljine u ukupnoj dužini od 40km finansiraju se sredstvima projektnog zajma Vlade Azerbejdžana, a izvođač je azerbejdžanska firma Azvirt.

## 2.3 OSNOVNE TEHNIČKE KARAKTERISTIKE DEONICA NA KOJIMA SE IZVODE RADOVI

U narednoj tabeli date su osnovne tehničke karakteristike pojedinih deonica autoputeva kroz Srbiju , a koje su u izgradnji u avgustu 2014. godine. Podaci se odnose na dužinu deonice, broj i dužina mostova i tunela na svakoj od deonica (LOT-ova).

*Tabela 1 – Tehničke karakteristike deonica – LOT-ova*

| R.br. | Putni pravci | Izvor finansija | UGOVORENO | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Dužina deonice (km) | Dužina trase bez objekata(km) | Mostovi (broj i dužina) | Tuneli (broj i dužina) |
| **1** | **AUTOPUT E 75 - PROJEKAT SEVER** | | | | | |
| 1.1 | Petlja „Subotica Jug“ od km 1+320 do km 23+619 (izgradnja leve trake) | Budžet RS (Min. saobraćaja) | 21,3 | 21,01 | Ukupno 4 mosta u trupu (Lm=202.7 m) i 2 preko autoputa (Lm=127.3 m). | Nema tunela |
| 1.2 | GP Horgoš do Novog Sada. od km 1+125 do km 28+000 i od km 38+000 do km 98+000 (izgradnja leve trake) | Budžet RS (Min. Saobraćaja) | 86,9 | 86,3 | ukupno 13 mostova u trupu autoputa (leva traka). | Nema tunela |
| 2 | **AUTOPUT E80 - PROJEKAT ISTOK** | | | | | |
| 2.1 | Prosek - Crvena Reka (LOT1-Trasa i mostovi: Prosek do tunela Bancarevo) | EIB | 9,3 | 8,96 | 10 mostova; dužina mostova je 0,34 km | nema tunela |
| 2.2 | Prosek-Crvena Reka (LOT2-Trasa i mostovi:od tunela Bancarevo - Crvena Reka) | EIB | 12,3 | 11,4 | 5 mostova, ukupne dužina 0,29 km | Nema tunela |
| 2.3 | Prosek - Crvena Reka (LOT3-Tunel Bancarevo) | EIB | 0,64 | Nema | Nema | 1 tunel; dužina tunela je Leva 678,71m, Desna 705,18m |
| 2.4 | Crvena Reka - Čiflik. sektori 3A i 3B | EBRD | 12,7 | 11,76 | ukupno 15 mosta. 12 mosta u trupu puta ukupne dužine 0.94 km | Nema tunela na ovoj deonici. |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.5 | Paralelni nekomercijalni put Bela Palanka – Pirot (Zapad) | EBRD | 2,9 | 21,49 | 5 mostova; dužina mostova je 0.43 km | Nema tunela na ovoj deonici |
| 2.6 | Čiflik-Staničenje | EIB | 12,1 | 11,74 | 4 mosta; dužina mostova je 0.33 km | Nema tunela na ovoj deonici |
| 2.7 | Staničenje - Pirot istok | EIB | 16,64 | 14,89 | 19 mostova; dužina mostova je 1.12 km | 2tunela (Sopot i Sarlah), dužina tunela je 0.63 km |
| 2.8 | Pirot istok -Sukovo | EBRD | 6,0 | 6,0 | 2natputnj. ukupne dužine L=0.17km | Nema |
| 2.9 | Sukovo-Dimitrovgrad | EBRD | 8,3 | 8,1 | 4mosta L=0.16km<br>2 natputnjaka L=0.16km<br>2 potputnjaka L=0.02km | Nema |
| 2.11 | Obilaznica Dimitrovgrada (trasa LOT 1) | IBRD | 5,7 | 5.7km | Nema | Nema |
| 2.12 | Obilaznica Dimitrovgrada (mostovi LOT2) | IBRD | 1,2 | nema | 7 mostova Ukupna dužina L=1.2km | Nema |
| 2.14 | Obilaznica Dimitrovgrada(tuneli LOT3) | IBRD | 1,7 | Nema | Nema | 2 tunela:<br>Progon (L=1008mD=992m)<br>P.Padina (L=350m. D=326m)<br>Otvorena sekcija 250m |
| **3** | **AUTOPUT E75 - PROJEKAT JUG** | | | | | |
| 3.1 | Grabovnica - Grdelica (Gornje Polje ) | IBRD | 5,6 | 5.14 | 12 mostova dužine 460m | - |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3.2 | Gornje Polje - Caričina Dolina LOT1 - Trasa i mostovi Gornje Polje do tunela Predejane | EIB | 6,0 | 4,86 | 6 mostova dužine 1141m | - |
| 3.3 | Gornje Polje - Caričina DolinaLOT 2 - Trasa i mostovi tunel Pred.– Car. Dolina | EIB | 4,7 | 3,20 | 16 mostova dužine 1504m | - |
| 3.4 | Gornje Polje - Caričina Dolina LOT3 Tunel Predejane | EIB | 1,1 | Nema | Nema | 1 tunel 1,1km |
| 3.5 | Caričina Dolina - Vladičin Han LOT4 Tunel Manajle | EIB | 1,8 | Nema | Nema | 1 tunel 1,8km |
| 3.6 | Caričina Dolina - Vladičin Han (LOT5 Trasa i mostovi Caričina Dolina - Tunel Manajle) | EIB | 6,7 | 4,63 | 10 mostova dužine 2072m | Nema |
| 3.7 | Caričina Dolina - Vladičin Han (LOT6-Trasa i mostovi od Tunela Manajle do Vladičinog Hana) | IBRD | 9,0 km | - | - | - |
| 3.8 | Vladičin Han - Donji Neradovac LOT1 - Trasa i mostovi Vladičin Han - Prevalac | IBRD | 10,1 | 9,78 | 15 mostova dužine 322m | Nema |
| 3.9 | Vladičin Han - Donji Neradovac LOT2 - Trasa i mostovi Prevalac - Suvi dol | IBRD | 9,1 | 8,62 | 13mostova dužine 485m | Nema |
| 3.10 | Vladičin Han - Donji Neradovac LOT3 - Trasa i mostovi Suvi dol - Donji Neradovac | IBRD | 7,1 | 6,58 | 12 mostova dužine 520m | Nema |
| 3.11 | Donji Neradovac - Srpska kuća | HiPERB | 8,0 | 7,41 | 11mostova dužine 590m | Nema |
| 3.12 | Srpska kuća - Levosoje | HiPERB | 8,0 | - | - | - |
| **4** | **Autoput E763** | | | | | |
| 4.1 | Beograd - Obrenovac | - | 25,0 | - | - | - |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.2 | Obrenovac - Ub | Export - Import Bank od China | 26,2 | 24,8 | Ukupno ima 13 mostova dužine 1.203m. | Nema |
| 4.3 | Ub - Lajkovac | Budžet RS | 12,5 | 11,2 | 13 Mostova ukupne dužine 1.308m | Nema tunela |
| 4.4 | Lajkovac - Ljig (Donji Banjani) | Export - Import Bank od China | 24,7 | 23,8 | Ukupno ima 16 mostova Ukupna dužina 912m. | Jedan Tunel sa dve cevi dužine 930m |
| 4.5 | Donji Banjani – Boljkovci | Projektni zajam Vlade Republike Azerbejdžan | 10,7 | Nema | Ukupno ima 22 mostova Ukupna dužina mostova 984m. | Dva tunela Golubac dužine sa dve cevi- duž. 125m i Veliki Kik dužine 200m. |
| 4.6 | Boljkovci – Takovo | Projektni zajam Vlade Republike Azerbejdžan | 12,6 | 12,1 | Ukupno ima 16 mostova Ukupna dužina mostova 519 m. | Nema tunela |
| 4.7 | Takovo – Preljina | Projektni zajam Vlade Republike Azerbejdžan | 16,8 | 13,75 | Ukupno ima 28 mostova Ukupna dužina mostova 2.989 m. | Ima tri tunela sa dve cevi: Šarani 887m. Brđani 455m. Savinac 270m |

**LITERATURA**


[1] Projektna dokumentacija urađena od strane domaćih projektantskih kuća: Institut za puteve, Saobraćajni institut CIP, CPV, GEOPUT i Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, a investitori projektne dokumentacije su JP Putevi Srbije.

[2] Ugovori sa finansijskim institucijama (EIB, EBRD, Svetska banka, HIPERB, Kineska EXIM banka, Projektni zajam Azerbejdžana

[3] Ugovori o izvođenju radova zaključeni sa izvođačima radova

[4] Plan poslovanja Koridora Srbije d.o.o. za 2014. godinu

# SAOPŠTENJA

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

14. KONGRES NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR 2014.

*Igor Shumakov[1], Yuri Fursov[2], Anatoli Gontar[3]*

# SOLUTION OF OPTIMIZING PROBLEMS OF ENGINEERING PREPARATION OF UNDERGROUND CONSTRUCTION

***Summary:***

The aspects of integrated engineering preparation of the facilities under construction with regard to development of drainage systems are described. The dynamics of flooding facilities in the Left-bank Ukraine is shown. The prospects for the use of polymer-fiber pipe filters for radial drainages are described. The experiments on determination of the filtering capacity confirmed the hypothesis of their high efficiency close to that of an "ideal drain".

*Key words: engineering preparation, flooding, drainages.*

## 1 UNDERGROUND CONSTRUCTION PROBLEMS

Development of civil engineering in the last 50 years has intensified the process of the city area urbanization and the rate of urban population growth. Urban population growth requires the creation of jobs, service sector, development of transport infrastructure and housing and communal services.

Until the middle of the XX century urban planning practice in most cases did not involve the development of inconvenient lands. Significant free areas remained within the city and the city borders were developed through the development of the periphery. The expediency of development of new areas with low cost of engineering preparation has determined an uneven territorial growth of cities. Within the areas of some cities more than 25% of land is not used, that in case of appropriate engineering preparation could be built up [1].

The problems related to scarcity of urban areas, the constant growth of the urban population, the inability of urban infrastructure to cope with ever increasing loads and

[1] PhD in Civil Engineering, professor, head of the department of civil engineering, Kharkov National University of Civil Engineering and Architecture, Ukraine

[2] PhD in Civil Engineering, professor, head of the department of architecture, O.M. Beketov National University of Municipal Economy in Kharkov, Ukraine

[3] PhD student, Kharkov National University of Civil Engineering and Architecture, Ukraine

environmental degradation require increasing use of the underground space. The range of facilities to be constructed is wide enough:

– engineering and transport facilities: tunnel traffic arteries and bridges, pedestrian crossings, passenger terminals, car parking;

– engineering structures and utilities, sewers and pipelines for various purposes, cable runs, boiler rooms, pumping stations, transformer substations, air ventilation and air heater chambers;

– sales outlets, personal services facilities, entertainment centers and other public buildings;

– logistics centers, warehouses, production facilities;

– antinuclear protection facilities.

New city master plans in most cases provide for infill construction by implementing a number of measures on land development. This theme is reflected in papers of S. Abramov [2], N. Bugai [3], G. Kliorina [4], G. Strzhelchik [5], N. Pavlov [6]. Researchers deal with the problems of regulation of ground and surface water - the main dynamic factor of the geological environment. Notwithstanding the fact that the studies carried out reflect the current problems as a whole, there is currently no scientific rationale for the possibility of using "ideal drain", in particular, of polymer pipe filters.

Regulations of Ukraine [7, 8] include a set of measures to prevent flooding and inundation or eliminate the negative impact of these processes depending on requirements for the functional use of the areas and environment protection.

## 2 LEFT-BANK UKRAINE FACILITIES FLOODING

Groundwater, as a mobile component of the lithosphere, actively interacts with natural and technological processes in the built up areas, and participate in adverse geological processes such as landslides, suffusion, flooding, and are often their catalysts. The scale of groundwater impact in the area of interaction between the lithosphere and the technosphere may be so severe that dangerous processes caused by them cover the whole cities.

These processes are progressing in the area of the Left-Bank Ukraine as well (Fig. 1). Statistics of surveys of flooded underground parts of buildings states that their regulatory life is reduced by 2÷3 times [9].

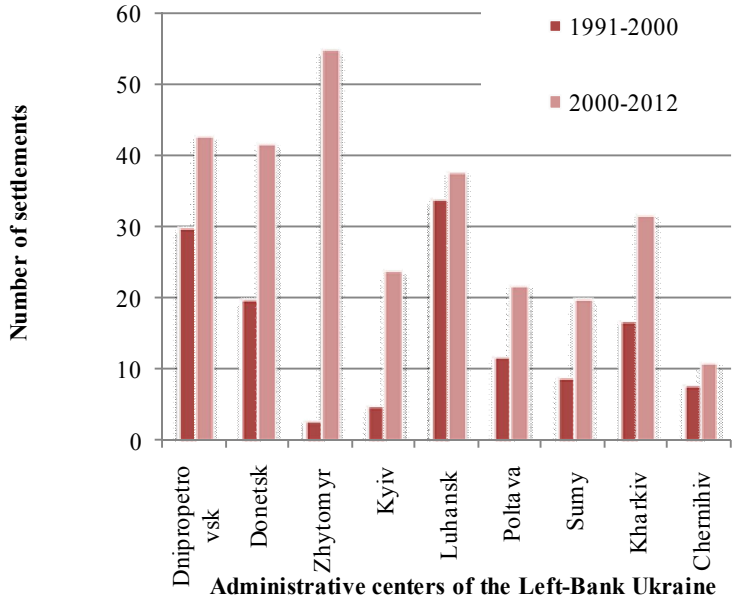



*Fig. 1 – Statistics of the Left-Bank Ukraine settlement flooding processes development for 1991-2012*

Development of downtowns has led to significant transformations of subsurface, disturbance of the natural conditions of nourishment, circulation and discharge of groundwater, i.e. disturbance of the natural water exchange and, as a consequence, to flooding.

The groundwater level is significantly affected by the presence of underground structures. This is, first and foremost, pile fields under residential buildings, underground parkings, subway tunnels, etc. In most cases, this effect is negative as it disturbs the natural circulation of water, hinders its outflow from the those areas where there are artificially erected barriers in the soil. The water level rises when water meets an obstacle. The damming effect occurs. When it occurs, besides the capillary pressure of moisture on the material the hydrostatic pressure is also added to which waterproofing is not usually designed.

The main method of preventing flooding is to create drainage systems, and the method of dealing with the consequences is to waterproof the underground part.

The areas of natural and technogenic flooding in some periods cover 12% of the territory of Ukraine. According to expert estimates the number of cities and communities of Ukraine, where persistent manifestations of flooding were observed for the period from 1991 to 2010 has increased from 265 to 641, and the total area of flooded areas in these cities and communities has increased from 88,667 to 236,205 hectares [9].

This problem can be solved by engineering protection measures and predictive estimations of flooding occurrence and inundation of areas. Measures may have preventive nature and

intended for immediate elimination of flooding both in case of new construction and during operation of existing facilities. Drainage systems are among such measures.

It should be noted that the maximum flooding occurs under the influence of artificial factors as the following [4]:

– groundwater afflux by waterworks;
– precipitation if the conditions of surface run-off are not met;
– infiltration from water supply and sewerage systems and drains.

Besides, a classification and proportion of the main causes of flooding can be shown:

– disturbance of surface water run-off conditions – 26÷50 %;
– unsatisfactory state of the natural drains – 13÷37 %;
– unsatisfactory state of water supply and drainage systems – 18÷30 %;
– seepage from water reservoirs – 13÷16 %;
– soil moistening – 10÷15 %;
– unsatisfactory state of engineering protection against flooding – 15÷33 %;
– irrigation of lands – 10÷20 %.

## 3 DRAINAGES OF POLYMERIC PIPE FILTERS

Nowadays, research, design and construction organizations have accumulated extensive experience of successful implementation of drainage systems using polymeric materials, which are able to solve problems of reliability and durability. Modern radial drainage systems use flexible pipes of polymeric materials, the efficiency of which is manifested in the convenience of transportation, technological effectiveness of installation, high corrosion resistance and sufficiently high strength. Polymer and fiberglass materials are used commonly, namely:

– with wrapping the pipe by filter of geosynthetics in conjunction with sand and gravel filter;

– with compositions of drainage materials based on plastics (geocomposite, geomembrane, glass fiber);

– pipes made of a polymer-fiber materials or fiberglass, which combine the functions of filter and pipe (pipe filters).

One of the promising types of pipe drains is pipe filter made of polymer-fiber materials (PFM pipe filters) [1, 7]. They are efficient not only for the collection and transportation of groundwater, but also for prevention of mechanical suffusion (washing-out and removal of particles from the aquifer), silting of drainage collectors, as well as for protection against the penetration of root tissues into drains. These pipe filters have been used in Ukraine in the designs of horizontal, vertical and radial drainage systems. They are successfully used in the designs of retaining walls drainage.

The basis for PFM pipe filter is a depth filter of tubular shape with fibrous porous structure obtained by the method of air-extrusion from the fibers of thermoplastic material (mainly of polyethylene and polypropylene), the wall thickness of which is 10÷30 mm. Structurally pipe filter modules are produced of two types: frameless and framed (Fig. 2). As the frame serves perforated plastic drain pipe or perforated steel sheet. Pipe filter module length, fiber diameter, diameter and type of its design are adopted in accordance with the hydrogeological conditions and application area. Maximum module length is 3.0 m.

a)  b) 

*Fig. 2 - Types of PFM pipe filters: a) frameless; b) framed*

In horizontal structures of the local drainage are used pipe filters with a diameter of 50 ÷ 200 mm, however, most often in the range of 110÷160 mm. Key specifications of pipe filters are summarized in Table 1.

***Table 1 - Key specifications of PFM pipe filters***

| Specification | Units | Value |
|---|---|---|
| Outer diameter | mm | 32÷400 |
| Wall thickness | mm | 10÷30 |
| Length | mm | 1000÷3000 |
| Perforated frame duty factor | % | 20÷40 |
| Clear water output rate | $l/h \cdot cm^2$ | 1÷60 |
| Filter bed fiber diameter | μm | 1÷350 |
| Porosity, max | % | 60 |
| Axial compressive load | t | min. 5 |
| Filter material | - | Polypropylene, polyethylene |

Drain pipe assembly is performed by connecting the pipe filter modules in series. Frameless pipe filters are connected using inner couplings or outer push-fit sockets. Depending on the design of the framed pipe filter the connection can be made by different methods: threaded coupling; into a socket with a O-ring; outer push-fit socket; butt-seam welding; collet connector.

PFM pipe filter have undeniably valuable qualities, the main ones are the following [7]:

– high water intake capacity (approximated to the conditions of the "ideal drain");
– low hydraulic resistance;
– high recovery factor;
– ecological compatibility of polymers compared to fiberglass;
– adjustable changing of depth filter element porosity.

One of the main indicators for any drainage is filtering capacity [2]. During the research an experiment was conducted to determine this parameter. PFM pipe filter samples were broken up into a series, three numbers of which meant the following: series number, pipe filter diameter, wall thickness. The obtained data for filtration coefficient allowed us to characterize

the object of research as a very efficient drainage system with a high margin of long-term efficiency (Fig. 3, 4).

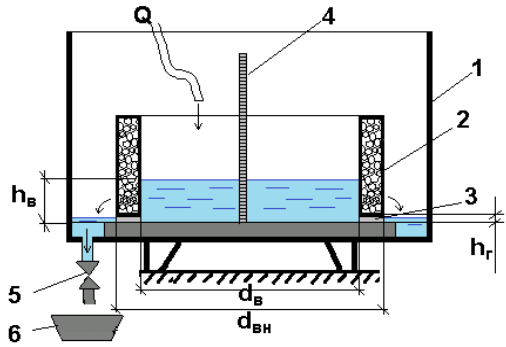



*Fig. 3 – The experiment scheme to determine the filtration coefficient: 1 – tray; 2 – pipe filter sample; 3 – waterproofing seam; 4 – scale bar; 5 – valve with branch pipe; 6 – gauge tank*

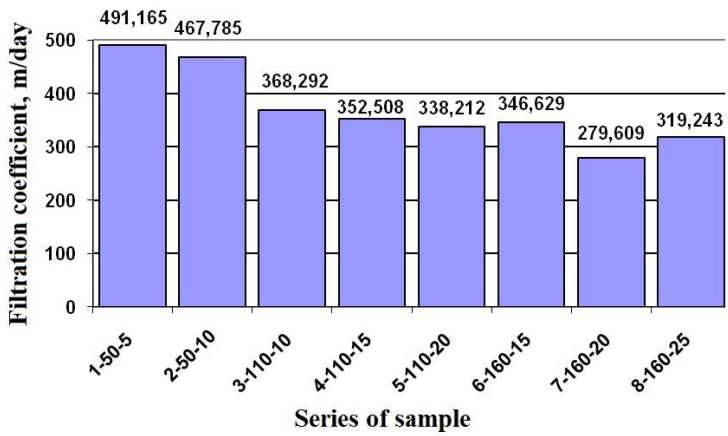



*Fig. 4 – Design values of the filtration coefficient of PFM pipe filter samples*

Together with the simplicity of design and ease of installation, the drains made of PFM pipe filters can reduce the number of beds in drain filling, boost the performance of drainage systems, and reduce the complexity of installation works.

## 4 CONCLUSIONS

Taking into account the drainage system service life, especially under conditions of aggressive groundwater and electrochemical corrosion, tightness of conditions, and the ability

to efficiently recover the throughput capacity of the drainage system after prolonged operation, the use of PFM pipe filters is economically feasible.

Thus, the studies carried out show the need for using up-to-date polymer materials in the design of drainage systems of buildings, which reduces the complexity of drain installation, provides a failsafe mode of their operation and increases the operating life of structures in general.

**LITERATURA**


[1] *Designing and installation of water supply and sewerage networks made of plastic pipes; National Standard of Ukraine.* DSTU-N B V.2.5-40:2009. Ministry of Regional Development and Construction of Ukraine. Kiev, 2010, pp. 43-46.

[2] Abramov, S., Naifeld, L., Skirgello, O. *Drainage of industrial sites and urban areas.* Stroyizdat. Moscow, 1984, p. 426

[3] Pivovar, N., Bugay, N., Fridrikhson, V. *Drainage with fibrous filters to protect territories against flooding: monograph*. National Academy of Sciences of Ukraine, Institute of hydromechanics. Kiev, 2000, pp. 120-126.

[4] Kliorina, G. *Drainage of the building territory*. State University of Architecture and Construction, St. Petersburg, 2006, pp. 103-115.

[5] Strizhelchik, G., Sokolov, Yu., Goldfeld, I. *Flooding in the settlements of Kharkov region.* Kharkov, 2003, p. 18.

[6] Pavlov, N. *Aging plastics in natural and artificial conditions.* Chemistry. Moscow, 1982, p. 45.

[7] *Non-pressure pipes made of polypropylene, unplasticized polyvinyl chloride and shaped products for them for external networks of sewerage for buildings and structures and cable duct system. Specifications*. National Standard of Ukraine: DSTU B V.2.5-32:2007. Ministry of Regional Development and Construction of Ukraine. Kiev, 2007, 49 p.

[8] *Engineering protection of areas and buildings against flooding and inundation:* State Building Code B.1.1-25-2009. Ministry of Regional Development and Construction of Ukraine. Kiev, 2010, p. 52

[9] *Flooding projections and estimation of drainage systems in the developing and developed areas:* A Reference Guide to SNiP 2.06.15-85 / VNIIVODGEO. Stroyizdat. Moscow, 1995, p. 264

[10] *Plastic. Conditioning and testing of the specimens (samples).* GOST 12423-66, Standartinform. Moscow, 2006, p. 78

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Milan Mirković* [1]

# PODELA RASPOLOŽIVOSTI PROIZVODNIH SISTEMA SA MODELOM EVALUACIJE U REALNOM VREMENU

***Rezime:***

U radu su prikazane podele raspoloživosti komponenata proizvodnog sistema, podsistema i sistema u celini. Raspoloživost se sve više analizira kao mera pouzdanosti popravljivih sistema i kao takva ima veliki značaj u projektovanju građevinskih proizvodnih sistema sa visoko mehanizovanim procesima. Podele su proširene savremenim pristupom sagledavanja raspoloživosti i dat je predlog modela za ocenu operativne raspoloživosti sistema.

*Ključne reči: raspoloživost, pouzdanost, pogodnost održavanja, sistem, evaluacija,...*

# AVAILABILITY CLASSIFICATION OF MANUFACTURING SYSTEMS WITH THE REAL TIME EVALUATION MODEL

***Summary:***

This paper presents the classfication of components and system's availability of production system, subsystem and system as a whole. The availability is increasingly analyzed as a measure of reliability of repairable system and it is of great importance in the design of building production systems with highly mechanized processes. Classification have been exppanded with modern approach to the system's availability and it is proposed a model for evaluating the operational availability.

*Key words: availability, reliability, maintainability, system, evaluation,...*

[1] mr Milan Mirković, dipl.ing.građ., tehnički direktor, "Jugokop-Podrinje" d.o.o., Janka Veselinovića 29, 15000 Šabac

# 1 UVOD

Građevinski proizvodni sistemi su specifična vrsta industijskih sistema zbog njihove projektne strukture. Projektna struktura u ovom slučaju je sinonim za privremenost i unikatnost u najvećem broju slučajeva. Svaki građevinski projekat ima jasno definisan početak i kraj radova na realizaciji zacrtanog cilja. Ni jedan sistem za realizaciju istih ili sličnih projekata nema identičnu organizacionu strukturu, ali se može izneti uopšteni stav da je za realizaciju svakog projekta potrebno znanje (kadrovi), radna snaga (obučeno osoblje), oprema i mehanizacija (građevinske mašine i postrojenja) i materijali (sirovine i poluproizvodi) kako bi se građenje nesmetano odvijalo.

Kompleksnost građevinskih sistema sa naglaskom na projekte iz oblasti niskogradnje, gde je visoko zastupljen mehanizovani rad, sa aspekta raspoloživosti proizvodnog sistema, ogleda se u specifičnsti okruženja u kom se objekat izvodi, najčešće nepoznatoj ukupnoj ceni, funkcionisanju na otvorenom prostoru, većem broju proizvodnih linija međusobno značajno udaljenih, promenjivom trajanju radova (od nekoliko meseci, do više godina) i prilično specifičnim ugovornim odnosima između investitora i izvođača.

Raspoloživost komponenti sistema, podsistema i sistema u celini predstavlja verovatnoću da će sistem uspešno stupiti u dejstvo i ući u područje dozvoljenih odstupanja postavljene funkcije kriterijuma u datom vremenu i datim uslovima okruženja.

Raspoloživost kao performansa sistema sve više dobija na značaju i zbog svoje specifičnosti može se nazvati merom pouzdanosti popravljivih sistema.

# 2 RASPOLOŽIVOST GRAĐEVINSKIH SISTEMA

Raspoloživost komponenti, podsistema i sistema u celini previđa se, procenjuje i ocenjuje, i to u funkciji nivoa projektovanja sistema (generalni, idejni i glavni projekat). Istorijska baza podataka o sistemu i njegovim sastavnim delovima ima neprocenjivu ulogu u određivanju projektovane i operativne raspoloživosti za određeni period vremena, gde se navedeni podaci koriste kao polazni osnov za procenu raspoloživosti sistema u toku realizacije projekta. Eventualne aktivnosti na povećanju raspoloživosti sa ciljem nesmetanog funkcionisanja sistema moraju biti usklađene sa projektovanim prihodima i rashodima na konkretnom projektu, kako se ne bi ugrozila ukalkulisana dobit (profit). Meru projektovane raspoloživosti sistema na realizaciji radova bliže određuje analiza iste nakon završetka projekta.

Rezultat funkcije proizvodnih procesa u građevinarstvu je proizvod koji se kao željeni cilj može na više načina kvantifikovati. Zato, logičan pristup analizi raspoloživosti konkretnog proizvodnog sistema je definisanje konačnog broja stanja u funkciji rezultata rada i utrošaka resursa tokom vremena. Zahvaljujući ovoj karakteristici proizvodnog procesa građevinski sistemi se posmatraju kao stohastički procesi sa diskretnim prostorom stanja i kontinualnim vremenom. Sa druge strane, više autora su nakon obimnih analiza kontinualnih operativnih sistema sa podsistemima i komponentama koje se pojavljuju, došli do zaključaka da nije neophodno pretpostaviti bilo koju posebnu ditribuciju za vreme trajanja stanja funkcije („up state") i stanja van funkcije („down state") tih komponenata, odnosno podsistema jer, takvi sistemi funkcionišu u tzv. ustaljenom stanju („steady state"). **Naime, interval vremena u kojem se posmatra raspoloživost proizvodnih procesa (sistema) je dovoljno dug, tako da je stohastički proces u suštini udaljen od vremena početka zbog čega i raspodele**

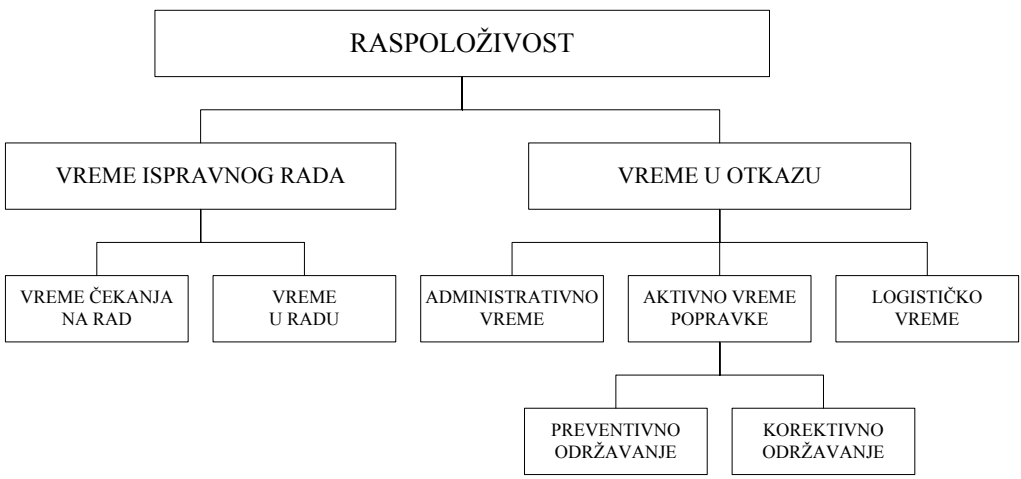
**verovatnoća dostižu statističku ravnotežu, što znači da se proces nalazi u uslovima ustaljenog stanja.**

Period vremena u kom se prikupljaju podaci za rad sistema je prilično dug, što se može prihvatiti kao da sa matematičkog stanovišta vreme teži beskonačnosti uz obaveznu proveru hipoteze o stacionarnosti procesa kroz izbor najpribližnije funkcije raspodele vremena rada, otkaza i popravki (korektivne i preventivne). Dobijene rezultate treba uporediti sa dosadašnjim teorijskim i praktičnim iskustvima.

Sa ciljem omogućavanja analize raspoloživosti posebno se analiziraju načini povezivanja elemenata sistema kako bi se precizno odredili analitički izrazi za izračunavanje funkcije raspoloživosti.

Građevinski proizvodni sistemi, iako složeni sa stanovišta strukture i međusobnih odnosa komponenta, svode se na serijsku vezu više podsistema sa različitim tipovima veza. U odnosu na ostale proizvodne sisteme karakteriše ih dinamičnost i rekonfigurabilnost, dok se za analizu raspoloživosti ne moraju koristiti složeni matematički modeli koji u svojoj strukturi imaju naglašene kriterijume rizika po zdravlje ljudi i okoline.

Kod građevinskih proizvodnih sistema značajnu ulogu imaju kriterijumi kvaliteta, učinaka, troškova, odnosno cena sistema i cena sistema po jedinici mere proizvoda. Izuzimanje ostalih kriterijuma nalazi opravdanje u precizno definisanim procedurama za bezbednost i zaštitu na radu, zaštitu životne sredine i održavanja sistema. Izostavljeni kriterijumi iz drugog koraka modela postavljaju se kao hipoteze i ograničenja pri formiranju istog. Radi lakšeg razumevanja pojma raspoloživosti i njenih parametara, poslužiće slika 1 i tabela 1.




*Slika 1 – Strukturni prikaz raspoloživosti*

Stanja sistema u tabeli 1 podeljena su na raspoloživa i neraspoloživa. Raspoloživo vreme je vreme u toku kojeg se sistem koristi, ili je spreman za korišćenje, dok neraspoloživo vreme obuhvata vreme zastoja sistema.

Prema tome, postoje dva kriterijuma na osnovu kojih je moguće izvršiti podelu vremena:

- stanja sistema
- zahtev za korišćenje sistema.

Stanje sistema može biti operativno i neoperativno, dok u pogledu zahteva za korišćenjem sistema postoje dve mogućnosti:

- zahteva se korišćenje sistema
- ne zahteva se korišćenje sistema.

***Tabela 1 - Stanja sistema u funkciji vremena***

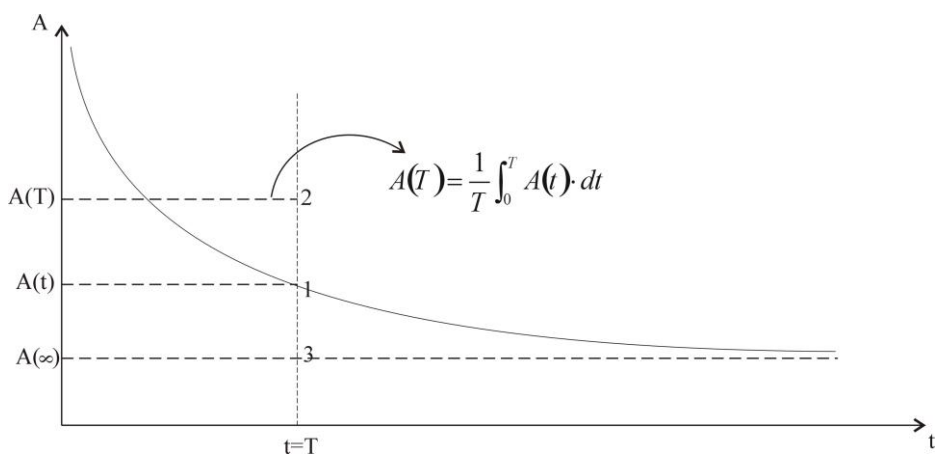
| STANJA SISTEMA | |
|---|---|
| **NERASPOLOŽIV** | **RASPOLOŽIV** |
| | ČEKANJE NA RAD |
| | U RADU |
| | ČEKANJE NA RAD |
| | U RADU |
| PREVENTIVNA OPRAVKA | |
| | U RADU |
| | ČEKANJE NA RAD |
| | U RADU |
| ADMINISTRATIVNO VREME | |
| LOGISTIČKO VREME | |
| AKTIVNO VREME PROJEKTOVANE POPRAVKE | |
| ADMINISTRATIVNO VREME | |
| LOGISTIČKO VREME | |
| | U RADU |
| | ČEKANJE NA RAD |

# 3 KLASIFIKACIJA RASPOLOŽIVOSTI

Najznačajnije razvrstavanje raspoloživosti je na zavisne od inetrvala vremena i od vrste zastoja.

## 3.1 RASPOLOŽIVOST U FUNKCIJI VREMENA

Raspoloživost u funkciji vremena deli se na tri kategorije, kako je to i prikazano na slici 2.




*Slika 2 – Raspoloživost sistema u funkciji vremena*

gde je:
A (t) trenutna raspoloživost
A (T) intervalna raspoloživost
A (∞) raspoloživost u ustaljenom stanju

### 3.1.1 Trenutna raspoloživost

Trenutna raspoloživost (Instantaneous or Point Availability, A (t)) predstavlja verovatnoću da će sistem biti u operativnom stanju u slučajnom vremenskom trenutku „t", odnosno u specificiranom vremenu „t" intervala [0,T]. Za razliku od pouzdanosti, trenutna raspoloživost uključuje informacije o pogodnosti održavanja („maintainability"). U ovom slučaju, sistem će biti operativan u trenutku vremena ako su ispunjeni sledeći uslovi:

- Komponenta je funkcionisala ispravno od „0" do „t" sa verovatnoćom R (t) i
- Komponenta je funkcionisala ispravno od poslednje popravke u vremenu "u", gde je: 0<u<t, sa verovatnoćom:

$$\int_0^t R(t-u)\cdot m(u)\cdot du \tag{1}$$

gde je:
$m(u)$ funkcija gustine obnavljanja sistema.

Trenutna raspoloživost je zbir predhodne dve verovatnoće i glasi:

$$A(t)=R(t)+\int_0^t R(t-u)\cdot m(u)\cdot du \tag{2}$$

### 3.1.2 Intervalna raspoloživost

Intervalna raspoloživost („Average Up Time Availability" or „Mean Availability") je proporcija vremena u radu sistema ili očekivana verovatnoća raspoloživosti sistema u vremenu [0,T].

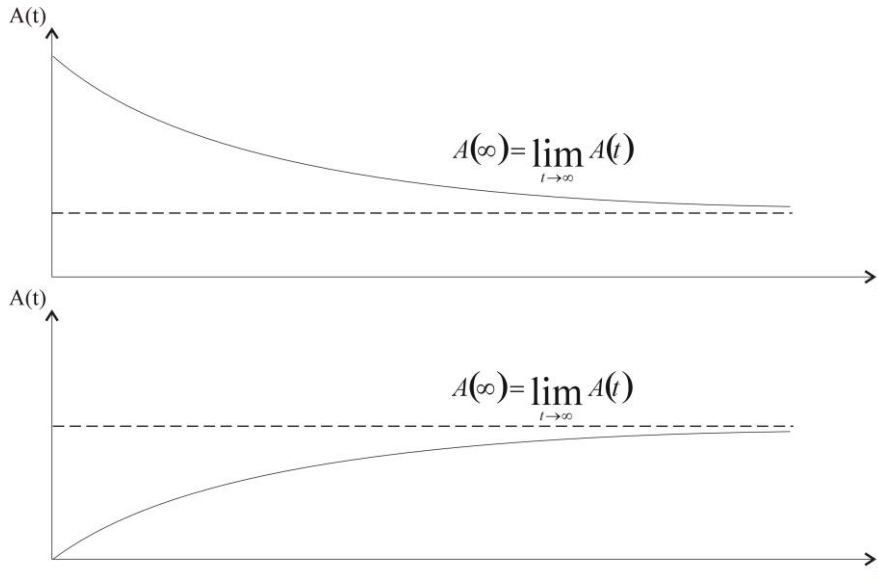
$$A(T)=\frac{1}{T}\int_0^T A(t)\cdot dt \tag{3}$$

### 3.1.3 Raspoloživost u ustaljenom stanju

Raspoloživost u ustaljenom stanju ("Steady State Availability") je granična vrednost trenutne raspoloživosti funkcije za vreme „t" koje teži beskonačnosti, ili:

$$A(\infty)=\lim_{t\to\infty} A(t) \tag{4}$$

Dokazano je da trenutna raspoloživost teži raspoloživosti u ustaljenom stanju nakon vremena koje ima vrednost četiri puta srednjeg vremena do otkaza. Na slici 3 se može uočiti ovakva funkcija.




*Slika 3 – Prikaz prelaza trenutne raspoloživosti u raspoloživost u ustaljenom stanju*

Znači, raspoloživost u ustaljenom stanju se može razmatrati kao stabilizirajuća tačka, gde raspoloživost sistema poprima vrednost koja će u vremenu ispred biti konstantna.

U industrijskim sistemima, pa i građevinskim (sistemi građevinskih mašina i postrojenja na realizaciji određenih pozicija projekata), raspoloživost u ustaljenom stanju primenjuje se najčešće zbog dovoljno velikog ukupnog vremena (t) funkcionisanja sistema. U ovakvim situacijama kada matematički posmatramo, vreme teži beskonačnosti. Sledi da su intenzitet otkaza (λ) i intenzitet popravke (μ), konstantne vrednosti, tj.:

$$\lambda(t)=\lambda \tag{5}$$

$$\mu(t)=\mu \tag{6}$$

Onda sledi:

$$A(t)=\frac{\mu}{\lambda+\mu}+\frac{\lambda}{\lambda+\mu}\cdot e^{-(\lambda+\mu)\cdot t} \tag{7}$$

i poprima oblik:

$$A(\infty)=\frac{\mu}{\lambda+\mu} \tag{8}$$

dok je raspoloživost (U) jednaka:

$$U(t)=1-A(t),\ \text{tj.}\ U(\infty)=\frac{\lambda}{\lambda+\mu} \tag{9}$$

a izraz za A(∞) može se iskazati i na sledeći način:

$$A(\infty) = \frac{MTTF}{MTTF + MTTR} \tag{10}$$

gde je:

$MTTF$ srednje vreme do otkaza, a

$MTTR$ srednje vreme do popravke,

dok je:

$$U(\infty) = \frac{MTTR}{MTTF + MTTR} \tag{11}$$

## 3.2 RASPOLOŽIVOST U FUNKCIJI VRSTE ZASTOJA

Raspoloživost u funkciji vrste zastoja, takođe, kao i raspoloživost u funkciji vremena ima svoje prepoznatljive podele.

### 3.2.1 Sopstvena raspoloživost

Sopstvena raspoloživost („Inherent Availability") definiše se kao verovatnoća da će sistem u korišćenju pod zadatim uslovima, bez uzimanja u obzir bilo kakve planirane ili preventivne popravke, funkcionisati zadovoljavajuće u datom trenutku vremena.

Sopstvena raspoloživost respektuje isključivo vreme korektivne popravke sistema uz pretpostavku stoprocentne raspoloživosti ljudstva i opreme za popravke. Ova vrsta raspoloživosti predstavlja ispunjenost zahteva za dostizanje očekivanih performansi između planiranih prekida u radu.

Izrazi za sopstvenu raspoloživost se podudaraju sa izrazima raspoloživosti u ustaljenom stanju, s'tim da se kod prekida rada sistema uzimaju u obzir samo vremena korektivnih popravki sistema.

Raspoloživost komponente sistema je:

$$A(i) = \frac{MTTF}{MTTF + MTTR} \tag{12}$$

Dok se raspoloživost sistema može dobiti iz izraza:

$$A(I) = \frac{MTBF}{MTBF + MTTR} \tag{13}$$

gde je:

$MTBF$ srednje vreme između otkaza.

### 3.2.2 Ostvarena raspoloživost

Ostvarena raspoloživost („Achived Availability") prepoznaje vremena preventivnih i korektivnih popravki. Ona je određena detaljnim projektom koji bliže definiše vrstu, količinu i raspored opreme za blagovremene popravke (održavanje).

Kao i sopstvena raspoloživost, i ostvarena se može posmatrati kao raspoloživost u ustaljenom stanju koja razmatra samo vreme aktivne preventivne i aktivne korektivne popravke.

Ostvarena (dostignuta) raspoloživost se može izraziti kao sledeći odnos:

$$A(o) = \frac{MTBM}{MTBM + \overline{\overline{M}}} \tag{14}$$

gde je:

$MTBM$ srednje vreme između popravki, a

$\overline{\overline{M}}$ srednje vreme održavanja.

Ovakva definicija ispunjava zahteve za dostizanje raspoloživosti kada su planirani prekidi u radu. Cilj raspoloživosti, kao važne performanse popravljivih (održavanih) sistema je pronalaženje ekstremnih vrednosti funkcije, kako bi sistem bio na zahtevanom nivou operativnosti.

Rezultat ostvarene raspoloživosti zavisi od projekta proizvodnog sistema kojim se određuju svi mogući scenariji tokom njegovog funkcionisanja i strategije održavanja, koja na osnovu projekta i podataka iz predhodnog rada sistema uspostavlja aktuelnu ostvarenu raspoloživost.

### 3.2.3 Operativna raspoloživost

Operativna raspoloživost („Operational Availability") je mera prosečne raspoloživosti kroz period vremena i uključuje sve iskustvene izvore i uzroke zastoja i otkaza (administrativne, logističke, organizacione i sl.).

Operativna raspoloživost je raspoloživost kroz koju je sistem prošao, i ona je bazirana na aktuelnim događajima koji su se desili u sistemu.

**Predhodne raspoloživosti su bazirane na procenama, a na osnovu modela sistema koji je u funkciji statističkih raspodela vremena u funkciji i van funkcije sistema.**

Operativna raspoloživost se može iskazati kao odnos između vremena u radu i ukupnog vremena sistema. Matematički, određuje se kao:

$$A(o) = \frac{UpTime}{OperatingCycle} \tag{15}$$

odnosno:

$$A(o) = \frac{MTBM}{MTBM + MDT} \tag{16}$$

gde je:

$MDT$ srednje vreme zastoja ("Mean Down Time")

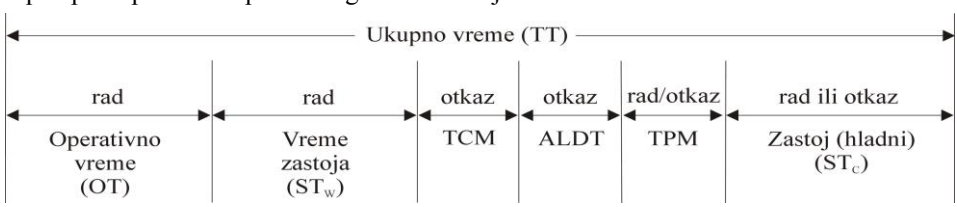
Zahtev operativne raspoloživosti je prepoznavanje i izolovanje efektivnosti i efikasnosti operacija održavanja. Ona utiče na nivo resursa za održavanje i organizacione efektivnosti proizvodnog sistema. Operativna raspoloživost je donja granica performansi koje su iskustveno određene (posmatranjem sistema u radu) za zadati projektovani učinak i ostale predhodno navedene kriterijume.

Kada sa visokom verovatnoćom raspolažemo vrednošću raspoloživosti sistema sa kojom će sistem ostvariti postavljeni cilj, onda projektant tehnologije građenja izražava željenu raspoloživost koja se najčešće naziva **Raspoloživošću zadatka („Mission Availability")**.

# 4 MODEL EVALUACIJE OPERATIVNE RASPOLOŽIVOSTI

Može se prihvatiti da postoje dva pristupa ocene operativne raspoloživosti. Jedan je opšti pristup koji uključuje već navedene izraze, uz naglašavanje delova ukupnog vremena sistema u funkciji i van funkcije, dok drugi pristup razmatra ocenjivanje operativne raspoloživosti sistema respektujući vreme oporavka sistema („Recovery Time").

Opšti pristup se može prikazati grafički kako je navedeno na slici 4.




*Slika 4 – Vremenski linijski model – opšti pristup*

Analitički izraz poprima formu:

$$A(o) = \frac{OT + ST}{OT + ST + TCM + TPM + ALDT} \tag{17}$$

gde je:

$OT$ operativno vreme

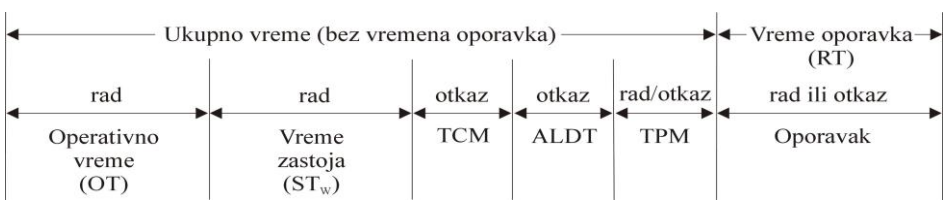
$ST$ vreme zastoja

$TCM$ ukupna korektivna održavanja

$TPM$ ukupna preventivna održavanja

$ALDT$ administrativno i logističko vreme zastoja

Ocena operativne raspoloživosti sistema respektujući vreme oporavka se može prikazati kao na slici 5.




*Slika 5 – Vremenski linijski model – pristup sa vremenom oporavka*

Koncept operativne raspoloživosti zahteva od sistema funkcionisanje za precizno definisan period vremena. Preostalo vreme u kom se sistem nalazi, obično se naziva vremenom nerada jer se ne zahteva bilo kakva aktivnost u tom periodu. Alternativni pristup ovom vremenu je period vremena nazvan „Recovery Time“, tj. interval u kom sistem može biti u funkciji ili van nje.

Ukupno vreme popravke koje se pojavljuje kod ukupnog vremena oporavka nema isto značenje kao kod vremena zastoja u opštem pristupu linijskog modela. TCM vreme kod opšteg linijskog modela predstvlja vreme korektivne popravke sa ciljem vraćanja sistema u funkciju, dok u periodu oporavka kod drugog modela ovo vreme predstavlja vreme popravke komponente koja nije prouzrokovala zastoj. Ovakav pristup oporavka raspoloživosti fokusira izračunavanje iste za vreme operativnog perioda vremena i time naglašava kritične elemente za vreme funkcije i kada je sistem u otkazu.

# 5 ZAKLJUČAK

Proizvodni sistemi po svojoj prirodi su popravljivi i kao takvi imaju značajan doprinos u razvijanju i sve većoj važnosti pojma raspoloživosti. Pored svoje osnovne definicije, raspoloživost je postala mera pouzdanosti popravljivih sistema. U proizvodne sisteme projektovane da vrše funkciju u dužem vremenskom periodu spadaju i građevinski proizvodni sistemi, koji su uglavnom skup građevinskih postrojenja i mehanizacije. Zbog svoje osobine da su projektovani za duže vremenske periode može se prihvatiti pretpostavka da vreme „t“ teži beskonačnosti i da se navedeni izrazi u radu prihvataju sa velikom tačnošću.

Ne uvažavanjem pojma raspoloživosti prilikom kalkulacija jediničnih cena sistema po jedinici mere gotovog proizvoda, često se dešava da troškovi rada sistema stvaraju krivu sliku.

Nakon respektovanja raspoloživosti pri određivanju cena i projektovanja sistema, kako je to navedeno, sledeća faza je analiziranje podataka iz rada sistema i poređenje sa pretpostavkom o eksponencijalnoj distribuciji vremena, tj. konstantnosti inteziteta otkaza ($\lambda$) i inteziteta popravki ($\mu$).

**LITERATURA**


[1] Trbojević B., Praščević Ž.: *Građevinske mašine*. Građevinska knjiga, Beograd, 1991.

[2] Ivković B.: *Optimizacija pouzdanosti proizvodnih sistema u građevinarstvu*. Doktorska disertacija, Beograd, 1988.

[3] Stapelberg R.F.: *Handbook of Availability, Maintainability and Safety in Engineering Design*. Springer, London, 2009.

[4] Lazzaroni M., Cristaldi L. Peretto L., Rinaldi P., Catelo M.: *Reliability Engineering*. Springer, Berlin, 2011.

[5] Rigdon S. E., Basu A. P.: *Statistical Methods for the Reliability or Repairable Systems*. John Wiley & Sons, Canada, 2000.

[6] Vujanović N.: *Teorija pouzdanosti tehničkih sistema*. Vojnoizdavački i novinski centar, Beograd, 1990.

[7] Ying Shen Juang, Shui Shun Lin, H. Sing Pei Kao: *Aknowledge Management System for Series Parallel Availability Optimatization and Design*. Expert Systems with applications, Elsevier, 2006.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Mirjana Vukićević [1], Dušan Najdanović [2], Branko Milovanović [3], Stevan Marošan [4]*

# OCENA METODA ZA PRORAČUN SLEGANJA NA OSNOVU GEODETSKOG MONITORINGA NA IZVEDENOM OBJEKTU NA NOVOM BEOGRADU

***Rezime:***

U radu je data ocena proračunskih metoda za procenu sleganja objekta na krutoj temeljnoj ploči na osnovu geodetskog osmatranja u periodu od 10 godina na jednom armiranobetonskom objektu na Novom Beogradu. S obzirom da su metode za proračun sleganja zasnovane, osim na teorijskoj mehanici i na empirijskim korelacijama sa parametrima deformabilnosti, ovakva merenja su dragocena jer pružaju mogućnost provere i unapređenja postojećih metoda i korelacija kao i uspostavljanje novih. Poređenje izmerenih i proračunskih sleganja na navedenom objektu je pokazalo da se dovoljno dobro mogu predvideti veličine sleganja na osnovu korelacija između parametara deformabilnosti i otpora konusa iz CPT opita.

***Ključne reči:*** *sleganje, kruta temeljna ploča, CPT opit, geodetski monitoring*

# ASSESSMENT OF SETTLEMENT ANALYSIS METHODS BASED ON THE MONITORING OF BUILDING LOCATED IN NEW BELGRADE

**Summary:**

This paper provides an assessment of empirical correlations between soil deformation parameters and tip resistance of cone penetrometer test (CPT), by comparing calculated settlements of an object on the rigid foundation slab with in-situ measurements. Monitoring is conducted on a reinforced concrete building located in New Belgrade during the period of 10 years. Such measurements are valuable because they provide possibility to verify and improve existing methods and correlations as well as establishing new ones.

**Keywords**: settlement, rigid foundation slab, CPT test, in-situ measurements

[1] Doc. dr, dipl. građ.inž., Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd
[2] Prof. dr, dipl. građ.inž., Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd
[3] Doc. dr, dipl. geod.inž., Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd
[4] Doc. dr, dipl. geod.inž., Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd

# 1. UVOD

Geodetski monitoring poslovnog objekta na Novom Beogradu, koji je radio Građevinski fakultet u Beogradu, je započet 2005. godine kada su prethodna geodetska osmatranja pokazala da su izmerena sleganja objekta premašila proračunske veličine sleganja date u Geotehičkom elaboratu. Građevinski fakultet je imao zadatak da oceni tačnost prethodnog geodetskog osmatranja, da dâ proračunsku procenu sleganja i oceni izmerena sleganja sa stanovišta njihovog uticaja na stabilnost i funkcionalnost objekta. Geodetska merenja su vršena u periodu od 2005 – 2014. godine.

# 2. OSNOVNI PODACI O OBJEKTU

Ojekat je poslovni, lociran na Novom Beogradu u bloku 21, spratnosti Su+Pr+MeSp+3Sp+Pot. Objekat je u osnovi dimenzija 43.7 x 30.2 m, ukopan je oko 2 m u odnosu na kotu terena, a visine iznad terena oko 30 m. Konstrukcija objekta je armiranobetonska sa punim armiranobetonskim međuspratnim pločama debljine 22 cm i vertikalnim elementima: armiranobetonskim stubovima i zidovima debljine 20 cm i armiranobetonskim jezgrima na mestima vertikalnih komunikacija. Rasteri stubova su različiti i kreću se od 5 do 7 m. Fundiranje objekta izvršeno je na punoj armiranobetonskoj temeljnoj ploči debljine 40 cm, sa obrnutim kapitelima na mestu stubova zbog mogućeg probijanja stuba kroz ploču. Konstrukcija objekta je izvedena od betona MB 30, rebraste armature RA 400/500 MPa i mrežaste armature MA 500/560 MPa.

Objekat je po visini simetričan u poprečnom pravcu, dok se u podužnom pravcu po visini stepenasto povlači. Međutim, iako postoji geometrijska nesimetrija, na nižem delu se u suterenu objekta nalazi sklonište sa velikim dimenzijama gornje ploče i velikim debljinama zidova, pa se može smatrati da praktično postoji simetrija opterećenja temeljne ploče, što sugeriše relativno ravnomernu raspodelu opterećenja na tlo. Pored ovoga, bitno je naglasiti da i preostali suterenski deo sa armiranobetonskim unutrašnjim i obodnim zidovima u oba pravca daje dodatnu krutost objektu u ovom nivou.

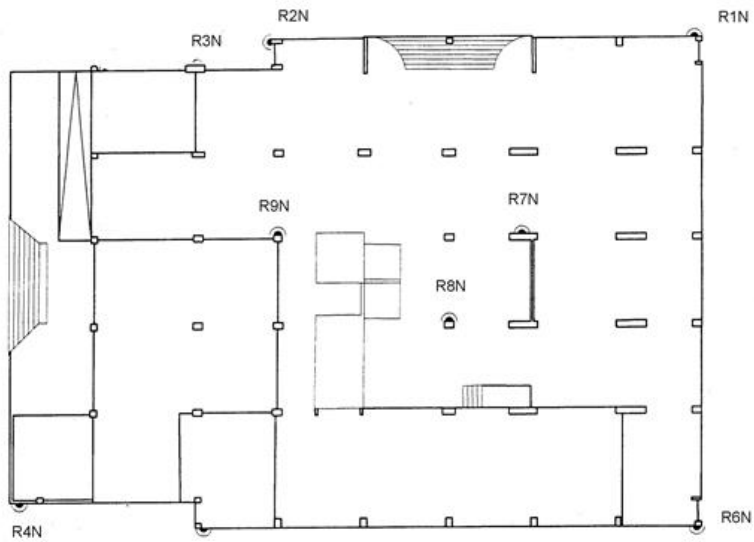
U trenutku započinjanja geodetskog osmatranja, oktobra 2005. godine, na objektu su postavljene cementne košuljice i početo je sa postavljanjem lakih pregradnih zidova, pa se može proceniti da je naneto oko 90 % ukupnog stalnog opterećenja.

Statički proračun konstrukcije je izvršen na prostornom statičkom modelu. Proračun je izvršen za stalno i korisno gravitaciono opterećenje, kao i za horizontalna opterećenja u dva nezavisna pravca od vetra i seizmičkih sila. U prostornom proračunskom modelu temeljna ploča je posmatrana kao ploča koja se oslanja na elastičnu podlogu.

# 3. GEODETSKI MONITORING

U sklopu monitoringa građevinske konstrukcije neizostavan je deo osmatranja ponašanja konstrukcije geodetskim metodama. Geodetskim metodama se određuju pomeranja konstrukcije u apsolutnom ili relativnom sistemu, dok se geotehničkim metodama određuju u relativnom koordinatnom sistemu [1]. Vektori pomeranja se mogu odrediti u vertikalnoj ravni,

dvodimenzionalnom ili trodimenzionalnom sistemu. Tačnost određivanja veličine pomeranja zavisi od zahtevane tolerancije, odnosno veličine pomeranja *d* između epoha merenja koja se mora "sigurno" otkriti (sa određenim nivom značajnosti $\alpha$=0.05 ili 0.01 i moći testa $1-\beta \geq 0{,}80$).




*Slika 1. Osnova objekta sa skicom ugrađenih repera*

Kao i svi radovi koji se odnose na monitoring objekta i geodetski radovi moraju da se projektuju. Geodetski projekat podrazumeva da se uradi projekat kontrolne mreže. Kontrolna mreža se sastoji od osnovne mreže i tačaka na objektu. Tačke osnovne mreže služe da se sa njih opažaju tačke na objektu. One se stabilizuju izvan zone deformacija na stabilnom terenu. Minimalan broj tačaka je tri i poželjno je da su pravilno raspoređene oko objekta. Prilikom osmatranja objekat se diskretizuje konačnim brojem karakterističnih tačaka. Diskretizacija objekta je odgovoran zadatak, jer izabrane tačke moraju da reprezentuju ponašanje celog objekta. Izbor karakterističnih tačaka na objektu vrši projektant konstrukcije u saradnji sa geodetskim stručnjakom. Standardno odstupanje aritmetičke sredine merenih veličina u kontrolnoj mreži ne sme da bude veće od *d/5*, da bi se otkrila sva pomeranja veća od *d*. Pored kriterijuma preciznosti, kontrolna mreža treba da je homogeno-izotropna i da ima zadovoljavajuću pouzdanost (za 1D mrežu veću od 0.2, a za 2D mrežu veću od 0.4).

Posle izvršenih merenja u mreži za određenu epohu, neophodno je oceniti koordinate tačaka kontrolne mreže sa ocenom tačnosti, kao i dobiti sve kriterijume kvaliteta geodetske mreže (mere preciznost i pouzdanosti) za tekuću epohu primenom metode najmanjih kvadrata (MNK) i potrebno je odrediti vektor pomeranja sa ocenom tačnosti između tekuće i nulte epohe. Za određivanje vektora pomeranja postoje tzv. modeli kongruencije [2]. U okviru modela kongruencije postoji više metoda za utvrđivanje stabilnih tačaka (Pelcerova metoda, Karlsrue, Delft, Robusna). Model kongruencije podrazumeva određenu proceduru za utvrđivanje stabilnih tačaka.

Poslednjih dvadeset godina u geodeziji se primenjuju dinamički modeli, koji podrazumevaju primenu identifikacije sistema[3]. Identifikacija sistema podrazumeva dobijanje modela ponašanja na osnovu merenja i uspostavljanje matematičke veze između uzroka (ulaznih signala) i izlaznih signala (pomeraja). Ovako dobijeni modeli su najpouzdaniji za predikciju ponašanja konstrukcije tokom vremena i pod dejstvom različitih uticaja.

Za navedeni objekat na Novom Beogradu projektant konstrukcije je definisao veličinu pomeranja koja se „sigurno" mora otkriti između dve epohe od d = 2 mm. Takođe je odredio mesta za devet repera na objektu koji reprezentuju ponašanje objekta (slika br 1). Osnovna mreža se sastoji od pet repera osnovne mreže, od kojih su tri izvan zone deformacija izazvanih samim objektom. Projektnim rešenjem je definisana: metoda merenja (precizni geometrijski nivelman), plan opažanja, tačnost aritmetičke sredine merenja visinskih razlika na stanici od 0.4 mm, kriterijumi za praćenje i kontrolu merenja i lokalna mera unutrašnje pouzdanosti koja mora da je veća od 0.2.

Do sada je izvršeno 25 epoha opažanja. U toku izgradnje, epohe su trebale da se izvode na svakih mesec dana, što nije realizovano. Nakon početka eksploatacije su urađene dve epohe merenja u razmaku od mesec dana, pa dve epohe na tri meseca i nakon toga na godinu dana. Ostvarena tačnost merenja visinskih razlika po stanici u epohama je od 0,15 mm do 0,30 mm, što zadovoljava zahteve iz projekta, dok je standardno odstupanje visina tačaka kontrolne mreže u intervalu od 0,2 mm do 0,4 mm. Utvrđivanje stabilnih tačaka je rađeno primenom Pelcerove metode. Sve vreme opažanja reperi izvan zone deformacija su ostali stabilni (tri repera) i oni su definisali datum mreže. Vektori pomeranja repera R7, R8 i R9 (čija su pomeranja praćena od početka) su u funkciji vremena prikazani na slici br 3.

# 3. OCENA PRORAČUNSKIH VREDNOSTI SLEGANJA OBJEKTA

## 3.1. GEOTEHNIČKI PROFIL TERENA

Procena sleganja je rađena na osnovu geotehničkog profila terena datog u geotehničkom elaboratu, u kome su zastupljeni sledeći slojevi:

**Nasip** od refuliranog peska (**np**), ispod ovog objekta debljine oko 3,5 m. Pesak je sitnozrn, srednje zbijen. Geomehaničke karakteristike sloja:

Parametri čvrstoće na smicanje: $\varphi = 28\text{-}30^0$ c = 0 kN/m$^2$
Otpor konusa CPT $q_c$ =4000-6500 kN/m$^2$

**Gline sa organskim materijama** u nepravilnom smenjivanju sa peskom (**m-p**) pojavljuju se ispod refuliranog peska, debljine oko 4,0 m. Sa dubinom se povećava učešće peska. Geomehaničke karakteristike sloja:

Parametri čvrstoće na smicanje: $\varphi = 12\text{-}22^0$ c = 10-30 kN/m$^2$
Otpor konusa CPT: $q_c$ = 1000-3500 kN/m$^2$

**Pesak sa proslojcima gline** (**p-m**) pojavljuje se na dubini od oko 8,0 m. Preovlađuje pesak, glina je manje zastupljena. Pesak je sitnozrn do srednjezrn, srednje zbijen, neujednačeno prašinast. Geomehaničke karakteristike sloja:

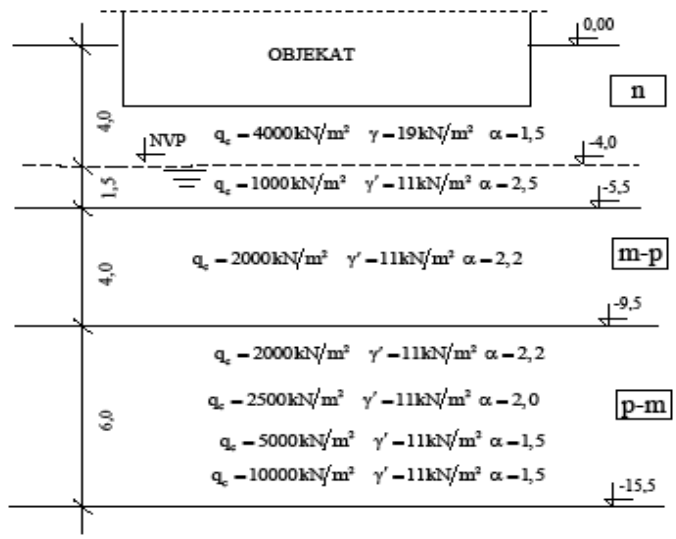
Parametri čvrstoće na smicanje: $\varphi = 18^0$ c = 10 kN/m$^2$
Otpor konusa CPT: $q_c$ = 10000 kN/m$^2$

**Pesak (p)** pojavljuje se na dubini od 13-14 m. Pesak je sitnozrn do srednjezrn,dobro zbijen. Geomehaničke karakteristike sloja:

Parametri čvrstoće na smicanje: $\varphi = 28^0$ c = 0
Otpor konusa CPT: $q_c$ > 10000 kN/m$^2$

Geotehnički profil je karakterističan za Novi Beograd gde su se močvarni delovi nasipali refuliranim peskom tako da se u profilu pojavljuju proslojci organskih glina različitih debljina.

Konstatovan je nivo podzemne vode na dubini od 4.2 – 4.8 m, u zavisnosti od konfiguracije terena. Kota fundiranja je oko 2.0 m iznad nivoa podzemne vode.




*Slika 2. Geotehnički model terena*

### 3.2. PRORAČUNSKA SLEGANJA OBJEKTA

Procena sleganja je rađena zageotehnički model terenadat na slici2. Proračun je sproveden za karakterističnu Kany-jevu tačku integracijom vertikalnih deformacija za napone u tlu dobijene prema Steinbrenner-ovom rešenju za temeljnu ploču dimenzija 30x44m i kontaktno opterećenje od objekta p=100kPa.S obzirom da u geotehničkom profilu terena preovlađuju peskovi ili zaglinjeni peskovi, parametri deformabilnosti su dobijeni iz korelacija sa otporom konusa $q_c$iz CPT opita.Ima više predloga vezana osnovu empirijski dobijenih zavisnosti. U radu su korišćene sledeće metode i korelacije:

1. Metoda De Beer-a i Martens-a [4] u okviru koje se daje veza između otpora konusa i Terzaghi-jeve konstante C.

$$C = K\frac{q_c}{p_v}$$

$q_c$-otpor konusa; $p_v$-vertikalni efektivni geostatički napon; $\beta$-konstanta.
Prema Terzaghi-jevom predlogu K=1,5dok je prema Mayerhof-u K=1,9.

2. Korelacija koju je dao Bogdanović [5] između modula deformacije i otpora konusa na osnovu paralelnih ispitivanja i merenja na izvedenim objektima na Novom Beogradu:
$E_s=\alpha q_c$
gde je$\alpha$=3,0-2,5za $q_c$=500-1000kPa, a zatim opada do $\alpha$=1,5za$q_c$>4000.

Proračunska sleganja prema navedenim korelacijama su poređena sa izmerenim sleganjima tri repera R7, R8 i R9 čija se sleganja prate od početka gradnje.

Za poređenje proračunskog vremenskog toka sleganja sa izmerenim,za proračunska sleganja je korišćena klasična Terzaghi-jeva teorija konsolidacije pretpostavljajući da je do sada (posle 10 god.) izvršeno 95% konsolidacije.

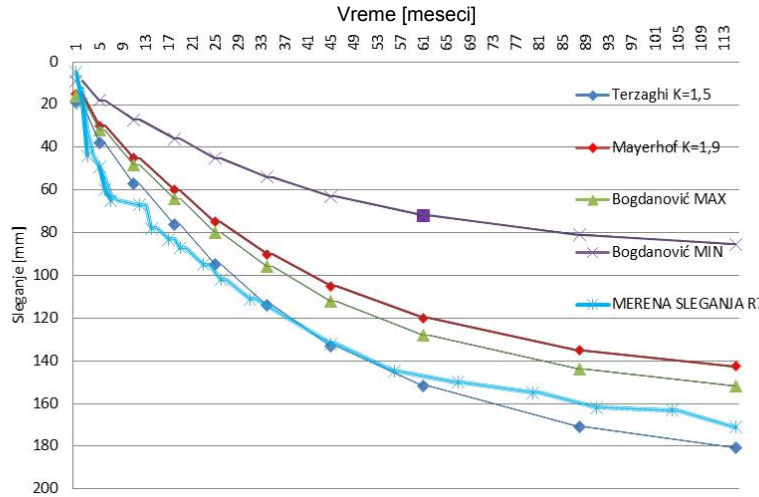
### 3.3. POREĐENJE PRORAČUNSKIH I IZMERENIH SLEGANJA

Rezultati geodetskih merenja sleganja objekta pokazuju da su sleganja repera ujednačena, što je rezultat krutosti podzemnog dela objekta, a što opravdava proračun sleganja za Kany-jevu karakterističnu tačku. Ukupna izmerena sleganja repera R7, R8 i R9 su od 17,1-17,4cm. Prognozna ukupna sleganja računata prema metodi De Beer&Martens-a (za K=1,5 i K=1,9) i prema Bogdanoviću sa minimalnim, odnosno maksimalnim koeficijentima $\alpha$ su data u Tabeli 1.

***Tabela 1 Ukupna proračunska sleganja***

| Metoda/korelacija | De Beer K=1,5 | De Beer K=1,9 | Bogdanović $s_{max}$ | Bogdanović $s_{min}$ |
|---|---|---|---|---|
| Sleganje [cm] | 19 | 15 | 15,5 | 9 |

Vremenski tok izmerenih i proračunskih sleganjaje dat je na dijagramu (slika3). Može se uočiti da metoda De Beer&Martens-a za K=1,5 (Terzaghi-jev predlog) kao i Bogdanovićev predlog sa minimalnim koeficijentom $\alpha$ daju najmanja odstupanja od izmerenih vrednosti sleganja.




*Slika 3. Vremenski tok sleganja: proračunske i izmerene vrednosti*

# 4. KOMENTARI I ZAKLJUČCI

Geodetska osmatranja sleganja objekata u dužem vremenskom periodu daju dragocene podatke za ocenu proračunskih metoda za procenu sleganja, imajući u vidu da se zbog nehomogenosti i anizotropije tla vrlo često primenjuju empirijske korelacije između parametara dobijenih standardnim terenskim "in situ" opitima sa parametrima deformabilnosti.

Za lokaciju Novog Beograda gde u profilu terena preovlađuju peskovi, muljeviti peskovi i dublje šljunkovi, rezultati CPT opita (preko otpora konusa) daju najpouzdanije podatke za geostatičke proračune, pa i za sleganja preko korelacija sa parametrima deformabilnosti. Poređenjem proračunskog sleganja dobijenog preko rezultata CPT opita i izmerenih sleganja može se zaključiti, da kad u terenu postoji pripovršinski sloj muljevitog peska ili peskovitog mulja, treba u korelacijama za takve slojeve koristiti predložene koeficijente koji daju minimalne parametre deformabilnosti (kao što su modul stišljivostil ili konstanta stišljivosti), odnosno maksimalnu deformaciju.

Kod fundiranja na temeljnoj ploči posebnu pažnju treba obratiti na procenu sleganja, kako totalnog tako i diferencijalnog, jer od toga zavisi primenljivost takvog načina fundiranja. Ukoliko postoji podzemna etaža kao u navedenom slučaju, armirano betonski zidovi povećavaju krutost temeljne konstrukcije pa su sleganja ujednačena i ne utiču na stabilnost i nosivost konstrukcije objekta. Međutim, ukoliko prelaze dozvoljene granice mogu uticati na funkcionalnost objekta jer mogu izazvati deformaciju ili pucanje priključaka vodovodnih, kanalizacionih i termo instalacija.

**LITERATURA**


[1] Milovanović, B.(2012): *Linearno i nelinearno modeliranje geodetski registrovanih deformacionih procesa konstrukcija*, Doktorska disertacija, Beograd,Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet

[2] Mihailović K., Aleksić, I. (1994). *Deformaciona analiza geodetskih mreža*, Beograd: Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Institut za geodeziju

[3] FIG Publication NO. 25: Ad-Hoc Committee of FIG Working Group 6.1 under the leadership of Welsch W., Heunecke O (2002), *Modeling and Terminology for the Analysis of Geodetic Monitoring Observations*

[4] De Beer E.E. and Martens A. (1957), *Method of computation of an upper limit for the influence of the heterogeneity of sand layers on the settlement of bridges*, Proc. 4 th I.C.SMFE, Vol 1, 275-282

[5] Maksimović M. (2005), *Mehanika tla*, Treće izdanje, Građevinska knjiga

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Dragan Majkic*

## PEACE RIVER MOST

***Rezime:***

Peace River most je deo projekta Prince Rupert transport gasa. Predvidjeno je da most prenese dve cevi 1,2 m precnika. Zbog blizine hidro brane nije bilo moguce predvideti stub u reci. Projektom je predlozen kablovski most raspona 280 m sa strelom 28m i obalnim stubovima visine 32 m iznad grede za ukrucenje. Nosiva konstrukcija cevovoda, sirine 5,0 m, obesena je o glavne kablove, od kojih je svaki sastavljen od tri 75 mm spiralna kabla. Most je ukrucen na vetar sa dva kabla precnika 55 mm. Sile glavnih kablova su ankerovane putem ankera u stensku masu preko ankernog betonskog bloka. U radu je prikazana metodologija projektovanja mosta sa posebnim osvrtom na tehnologiju izvodjenja.

*Ključne reči: kablovski most, tehnologija izvodjenja*

## PEACE RIVER PIPELINE BRIDGE

***Summary:***

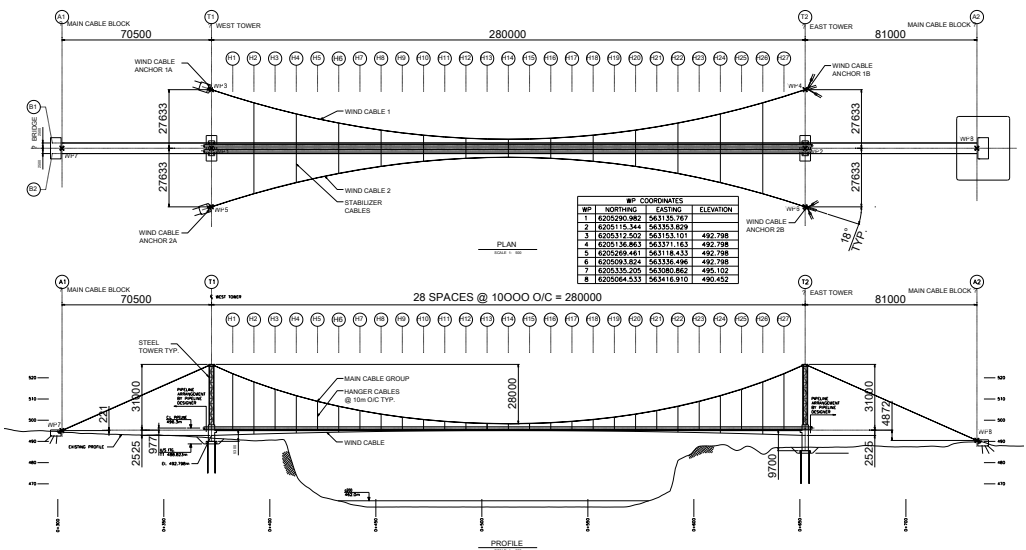
The Peace River Bridge is a 280m span suspension bridge. The primary purpose is to provide areal crossing for two 1.2 m diameter pipe lines cross the Peace River as part of the Prince Rupert Gas Transmission Project. The primary structural systems of the bridge are the 2 sets of 3-75mm diameter main cables with a span to sag ratio of 10:1, and 25mm diameter hangers at 10 meter intervals. 55mm diameter wind cables are provided at each sides of the bridge to provide lateral stability for the bridge under wind events. This Paper presents the method of design with an in-depth view on construction method.

*Key words: Cable suspension bridge, construction technology*

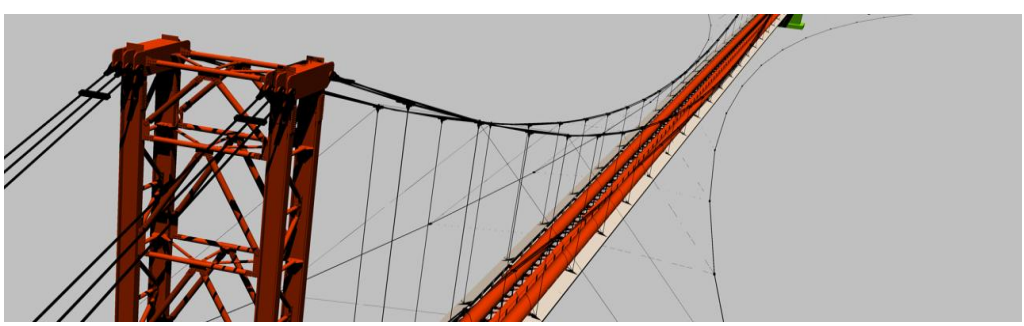
*Dragan Majkic, Allnorth Consultants: Koncept konstrukcije i nacina izvodjenja mosta, Glavni projektant*
*Andy Chang, Allnorth Consultants: Kompjuter model i analiza, Projektant*
*Andreas Felber, Experimental Dynamic Investigations Ltd: Spoljna kontrola.*
*Derek Kelly, Stoyan Stoyanoff, Pierre-Olivier Dallaire:Rowan Williams Davies & Irwin Inc., Testiranje na vetar*

# 1 OPIS KONSTRUKCIJE

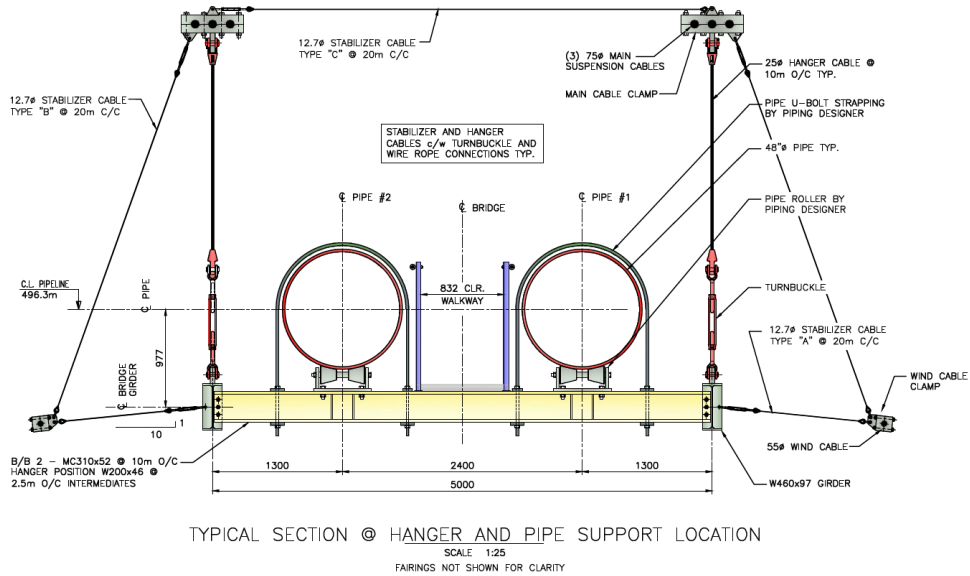
Peace River most je deo projekta Prince Rupert transport gasa. Predvidjeno je da most prenese dve cevi 1,2 m precnika i debljine 26 mm. Zbog blizine hidro brane nije bilo moguce predvideti stub u reci. Projektom je predlozen kablovski most raspona 280 m, konstruktivnog sistema lancanice, sa strelom 28m i obalnim stubovima visine 32 m iznad grede za ukrucenje. Nosiva konstrukcija cevovoda sirine 5,0 m je obesena u intervalu od po 10m o glavne kablove putem celicnih uzadi - vesaljki precnika 25 mm. Glavni kablovi, svaki sastavljen od po tri 75 $\phi$ mm spiralna kabla su oslonjeni na celicne obalne stubove. Sile glavnih kablova su ankerovane putem ankera u stensku masu preko ankernog betonskog bloka. Radi povecanja horizontalne krutosti konstruktivnog sistema, most je ukrucen na vetar sa dva parabolicna kabla (kablovi za vetar) precnika 55 mm. Kablovi za ukrucenje na vetar, sa blagim nagibom 10% u odnosu na horizontalu, su povezani sa glavnim mostovskim kablovima i gredom za ukrucenje, putem veznih celicnih uzadi precnika 12,7 mm na svakih 20 m i na taj nacin oformljuju kompaktni konstruktivni sistem. (Slika 1)




*Slika 1 – Dispozicija mosta*



*Slika 2 – 3D pogled na most*



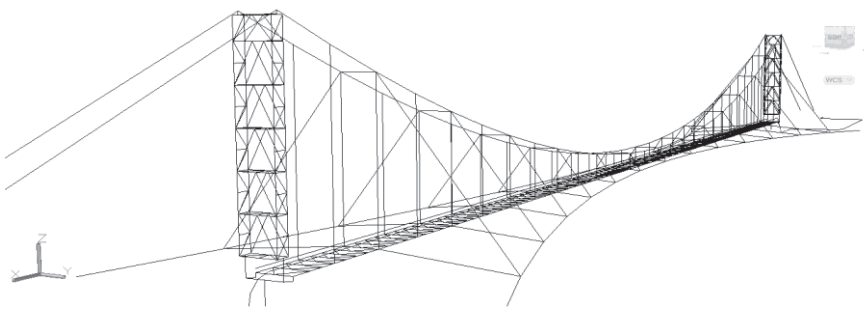

*Slika 3 – Tipican poprecni presek mosta*

# 2 RACUNSKI MODEL I SIMULACIJA IZVODJENJA

Kljucna komponenta za uspesno zavrsen idejni projekat je koriscenje programa Midas kao primarnog i programa Q za kontrolu rezultata dobijenih programom Midas. Oba programa imaju mogucnost da analiziraju kablovske strukture sa velikim nelinearnim deformacijama. U idejnoj studiji uradjeno je vise modela da bi se definisalo ponasanje konstrukcije na razlicita opterecenja:

- Inicialni model za definisanje target geometrije mosta. Rezultati inicialnog modela, kao sto su target deformacija konstruktivnog sistema sa odgovarajucom silom u kablu, su kasnije korisceni za sve ostale modele.
- Model za simuliranje izvodjenja konstrucije mosta “unazad”. Ovaj model je koriscen za definisanje duzine glavnih kablova bez opterecenja ( fabrikaciona duzina kabla ).
- Model za simuliranje izvodjenja konstrucije mosta “unapred”. Sa ovim modelom su detaljno analizirane sve faze izvodjenja od pocetne faze, inicialno povlacenje stubova, instalacija glavnih kablova, do poslednje faze, navlacenja dve cevi. Ovakva racunska metoda je dala odgovore na mnoga pitanja u vezi izvodljivosti objekta: velike deformacije – definisanje potrebne fleksibilnosti zglobnih veza, deformacione promene nagiba i druge odgovore neophodne za definisanje uticaja i deformacija mosta.
- Uradjena je analiza senzitivnosti konstrukcije na greske u toku izvodjenja. Analizirana je greska zatezuce sile u kablu, greska u tezini strukture, greska u fabrikaciji duzine kabla i greska modula elasticnosti za kablove.

- Konacna faza izvodjenja – nelinearni kumulativni model izvodjenja za pronalazenje krajnjih napona i deformacije konstrukcije za stalno opterecenje (naponi i deformacije prouzrokovanim nacinom izvodjenja). Ovaj model je dao odgovore na konacnu zahtevanu gometriju mosta nakon izvodjenja.
- Proracun konstrukcije mosta na korisno opterecenje: opterecenje od hidraulickog testiranja cevovoda, opterecenje snegom i ledom, opterecenje vetrom, analiza konstrukcije na temperaturnu promenu. Uticaji od svih navedenih opterecenja su kombinovani sa propisanim faktorom za opterecenja. Uradjeno je oko 170 kombinacija oterecenja koji definisu ponasanje konstrukcije u toku izvodjenja i u toku eksploatacije objekta.

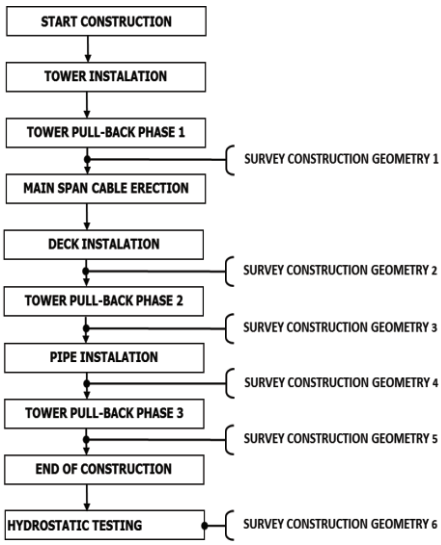


*Slika 4 – Kompjuterski model mosta*

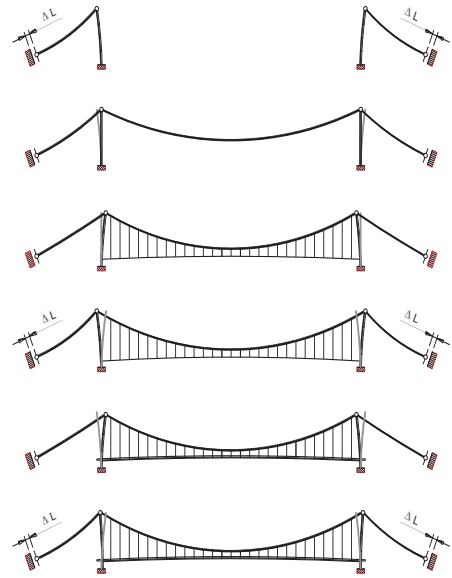
Veoma je vazno napomenuti u vezi ovog mosta da je geometrija ovakve kablovske konstrukcije veoma dinamicna. Razlicita opterecenja i kombinacije opterecenja ce prouzrokovati razlicite geometrije mosta. U toku projektovanja je usvojena takozvana target geometrija (zahtevana geometrija). Posle analize usvojena je target geometria za fiktivno opterecenje: stalni teret konstrukcije sa 50% vode u obe cevi. Target geometrija odgovara fabrikacionoj geometriji i predstavlja most sa potpuno horizontalnom konstrukcijom za podupiranja cevovoda (grede za ukrucenje).

## 3 PREDLOZENA METODA IZVODJENA MOSTA

Lakoca izvodjenja mostova sa obesenim glavnim kablovima je glavni faktor zasto se ovakvi tipovi mostovske konstrukcije koriste za velike raspone. Peace River most je projektovan sa glavnim zadatkom za sto ekonomicnijim nacinom izvodjenja. Obalni stubovi su predvidjeni da se izvedu koriscenjem klasicne metode pomocu krana. Glavni kablovi i nosiva celicna konstrukcija je predvidjeno da se izvedu koriscenjem kablovskog krana. Montazom glavnih kablova obezbedjuje se stabilna konstruktivna baza za montazu grede za ukrucenje bez upotrebe skele. Karakteristicne faze izvodjenje mosta sa svojim izvodjacko-inzenjerkim problemima su prikazani na slici 5 i slici 6.




*Slika 5 – Osnovne faze izvodjenja mosta*



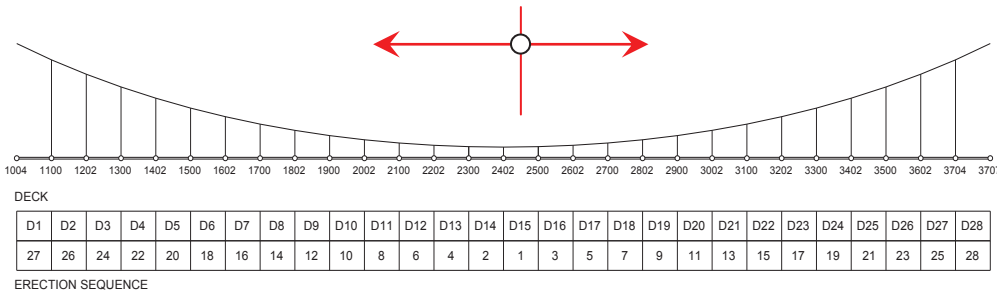

*Slika 6 – Karakteristicne faze izvodjenja*

Za izodjenje je karakteristicno, kao sto se iz slike 5 i 6 vidi, da je u toku izvodjenja mosta predvidjeno polvacenje obalnih stubova u tri razlicite faze (Tabela 1). Na ovaj nacin je balansiran moment u stubovima, cime se dobio ekonomican presek obalnih stubova. Iz tabele se moze uociti da za slucaj stalnog opterecenja vrh obalnih stubova ce biti pomeren iz vertikale u pravcu ankernih blokova za 82mmodnosno 94mm, a u slucaju najvece aksialne sile, u toku hidrostatickog testiranja, stubovi ce biti potpuno vertikalni.

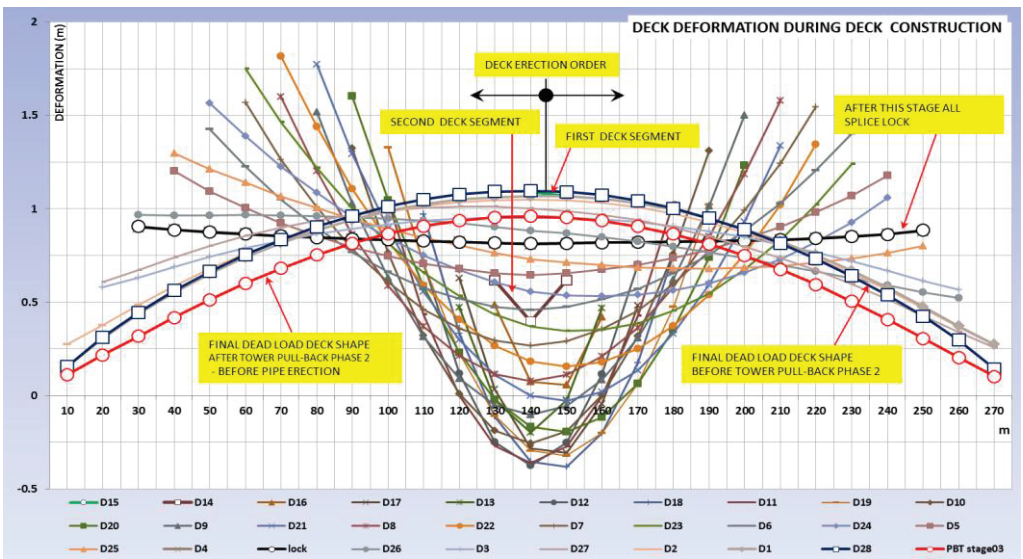
***Tabela 1 – Definicija geometriske kontrole u toku izvodjenja***

| Geometry | Description | Tie-back cable unstressed length (m) | | Approximate cable tension (kN, at anchorage) | | | | Approximate tower deflection (mm, longitudinal) (Δx)* | | | | Reference Tables | Stage of Construction |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | West | | East | | West | | East | | | |
| | | West | East | North | South | North | South | North | South | North | South | | |
| Geometry 0 | Theoretical Geometry (fabrication dimensions) | 75.149 | 86.585 | 6701 | | 6713 | | 0 | | 0 | | 1.0.1, 1.0.2 | - |
| Geometry 1 | Tower installed, Pull Back Tower, Phase 1 | 75.574 | 87.074 | 211 | | 240 | | -110 | | 130 | | - | Stage 1 |
| Geometry 2 | Deck Installed | 75.574 | 87.074 | 1422 | | 1415 | | 187 | | -211 | | 1.2 | Stage 4 |
| Geometry 3 | Pull Back Tower, Phase 2 - $\Delta L_{West}$ = 214mm, $\Delta L_{East}$ = 246mm | 75.360 | 86.828 | 1881 | | 1898 | | -22 | | 25 | | 1.3 | Stage 5 |
| Geometry 4 | Pipes Installed | 75.360 | 86.828 | 4594 | | 4591 | | 125 | | -143 | | 1.4 | Stage 7 |
| Geometry 5 | Pull Back Tower, Phase 3 - $\Delta L_{West}$ = 211mm, $\Delta L_{East}$ = 243mm | 75.149 | 86.585 | 5161 | | 5187 | | -82 | | 94 | | 1.5 | Stage 7 |
| Geometry 6 | Pipe Hydrostatic Testing | 75.149 | 86.585 | 6877 | 6647 | 6885 | 6663 | 8 | -1 | -8 | 2 | 1.6 | - |

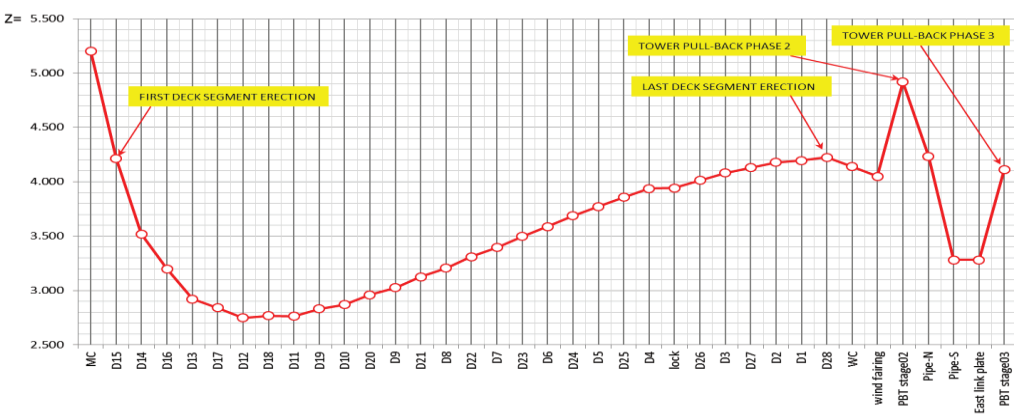
Projektom je predvidjeno da se nosiva konstrukcija cevovoda izvodi simetricno, pocevsi sa montazom segmenta u sredini glavnog raspona (slika 7).



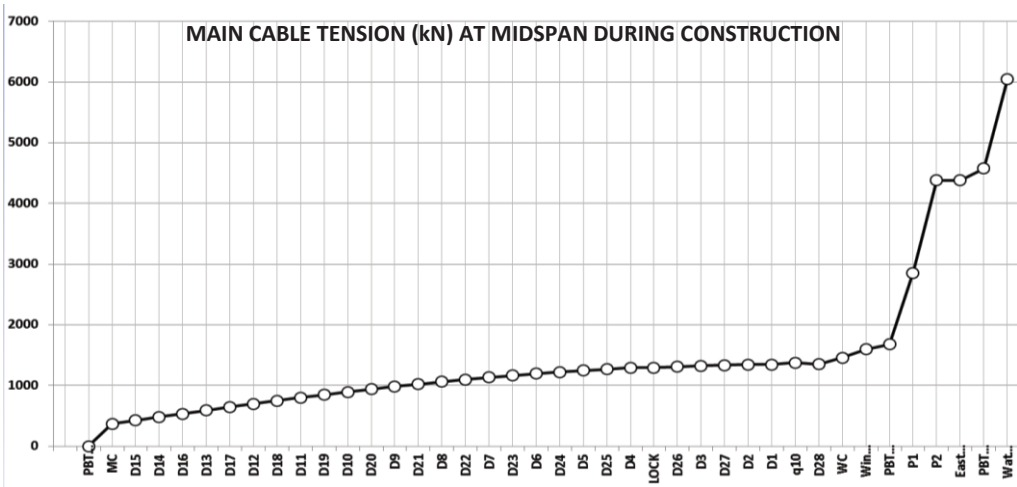

*Slika 7 – Faze izvodjenja nosive konstrukcije cevovoda*




*Slika 8 – Deformacija nosive konstrukcije cevovoda u toku montaze*



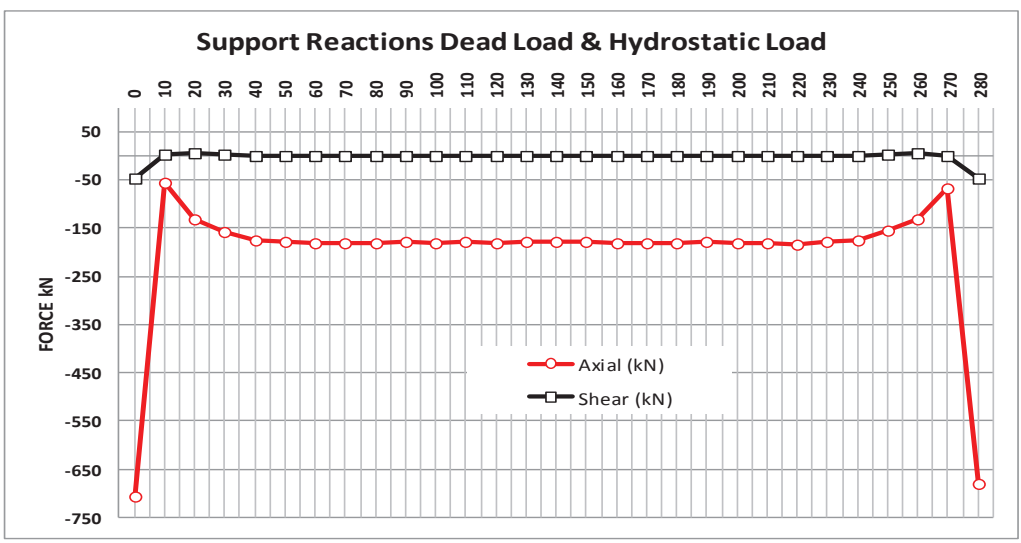

*Slika 9–Deformacija glavnog kabla u sredini raspon u toku izvodjenja*




*Slika 10–Promena sile u glavnom kablu u toku izvodjenja*

## 4 CEVI ZA TRANSPORT TECNOG GASA

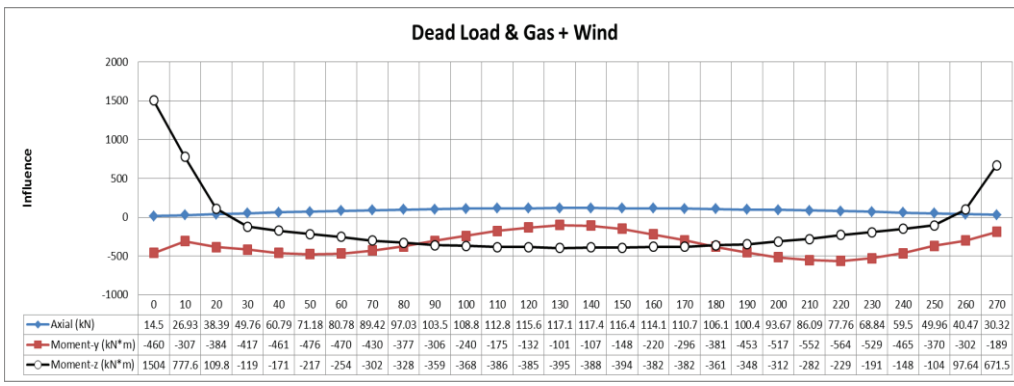
Mada je za projekat cevovoda angazovan poseban projektant, konstruktivni racunski model mosta sadrzi cevovod kao konstruktivni element, pri cemu se vodilo racuna o interaktivnom sadejstvu cevi i mostovske konstrukcije. Dobijeni uticaji i deformacije cevovoda su dozvoljenim granicama .




*Slika 11–Oslonacke sile cevovoda tokom hidrostatickog testiranja*

Obe cevi ce biti navucene na most preko kotrljajucih oslonaca na razmaku od 10 m sa maksimalnim trenjem u poduznom pravcu od 5%. Uticaj cevovoda na most je (temeraturna razlika od -57 do +49 °C) eliminisan u vecoj meri putem "S" krive na obe strane mosta.

Oslonacke reakcije cevovoda su prilicno ujednacene na celoj duzini mosta izuzev oslonaca u osovini obalnih stubova. Iz slike 11 se moze videti da se oslonacke reakcije na mestu stuba i oslonaca u zoni glavnog raspona razlikuju i do 4,5 puta.




| | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | 110 | 120 | 130 | 140 | 150 | 160 | 170 | 180 | 190 | 200 | 210 | 220 | 230 | 240 | 250 | 260 | 270 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Axial (kN) | 14.5 | 26.93 | 38.39 | 49.76 | 60.79 | 71.18 | 80.78 | 89.42 | 97.03 | 103.5 | 108.8 | 112.8 | 115.6 | 117.1 | 117.4 | 116.4 | 114.1 | 110.7 | 106.1 | 100.4 | 93.67 | 86.09 | 77.76 | 68.84 | 59.5 | 49.96 | 40.47 | 30.32 |
| Moment-y (kN*m) | -460 | -307 | -384 | -417 | -461 | -476 | -470 | -430 | -377 | -306 | -240 | -175 | -132 | -101 | -107 | -148 | -220 | -296 | -381 | -453 | -517 | -552 | -564 | -529 | -465 | -370 | -302 | -189 |
| Moment-z (kN*m) | 1504 | 777.6 | 109.8 | -119 | -171 | -217 | -254 | -302 | -328 | -359 | -368 | -386 | -385 | -395 | -388 | -394 | -382 | -382 | -361 | -348 | -312 | -282 | -229 | -191 | -148 | -104 | 97.64 | 671.5 |

*Slika 12–Unutrasnje sile u cevovodu za kombinaciju opterecenja: stalno opt.+gas+vetar*

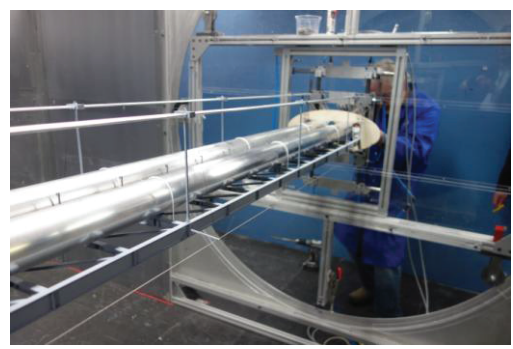
## 5 STUDIJA NA VETAR

Rowan Williams Davies & Irwin Inc. (RWDI) je angazovan da izvrsi tunelsko testiranje i studiju na vetar. Lokacija i specifican konstruktivni sitem mosta zahtevao je detaljnu studiju na vibracije i galopirajuci uticaj na most u slucaj izuzetno jakog vetra. RWDI je u glavnom dao odgovore na:

- Definisanje brzine vetra potrebne za definisanje opterecenja od vetra i aerodinamicke stabilnosti simulirajuci konfiguraciju terena u precniku od 7km sa topografskim modelom u razmeri 1:3000 (Slika 13).



*Slika 13* – Topografski model 1:3000

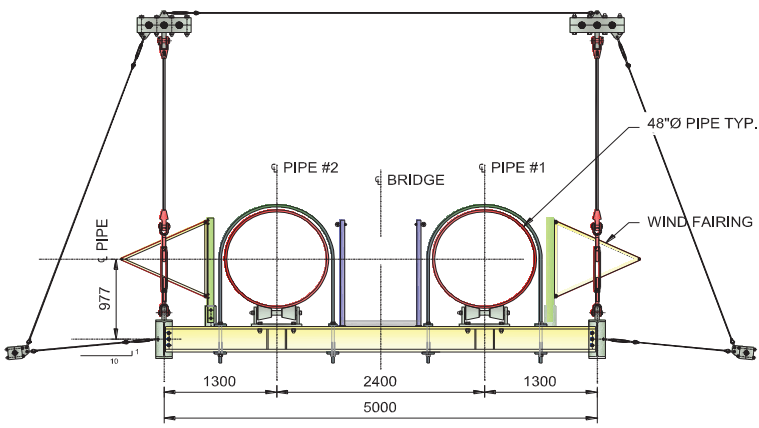


*Slika 14* – Parcijalni model mosta 1:20

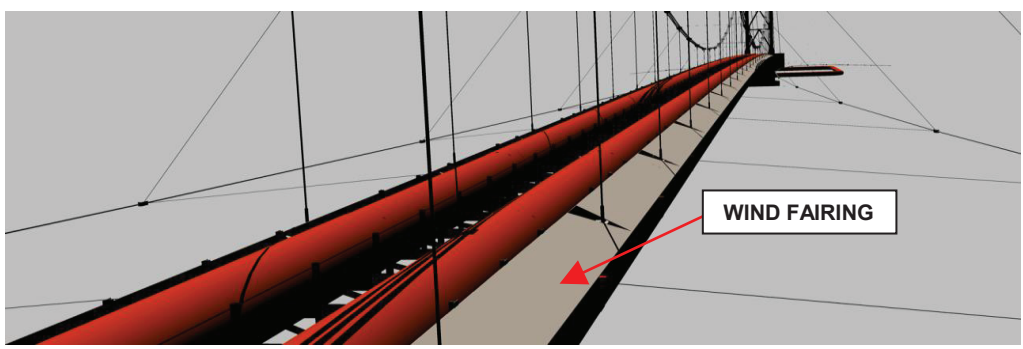
- Definisanje osnovne aerodinamicke parametre mosta za definisanje opterecenja vetra na most. Koriscen je parcijalni model mosta u razmeri 1:20 (Slika 14). Analizirani su aerodinamicki parametri u slucaju zavrsene konstrukcije mosta i u slucaju izvodjenja mosta kao i poseban osvrt na vibracije kabla.

Na osnovu rezultata dobijeni testiranjem moze da se zakljuci sledece:

- Most je stabilan na vetar bez pojave znacajnih oscilacija i galopirajuceg ponasanja za prigusenje 0.3%. Medjutim, kako su pojave oscilacije na vetar veoma senzitivne na velicinu prigusenja vibracija analizirana su i manja prigusenja konstrukcije. Test sa prigusenjem od 0.15% je pokazao da konstrukcija moze da dodje u stanje galopirajuce vibracije pri brzini vetra manje od 10m/sek. Posto je tesko definisati prigusenje racunskim putem usvojen je konzervativni koncept sa prigusenjem vibracija 0.15% sto je zahtevalo smanjenje uticaja vetra na cevi koriscenjem zastitne bariere (slika 15 i slika 16).




*Slika 15 – Predlozeno resenje za smanjenje uticaja vetra*




*Slika 16 – 3D pogled na predlozeno resenje za smanjenje uticaja vetra*

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Đorđe Martinović*[1]

# TIPSKE CELICNE RADIONICE I SKLADISTA U INDUSTRIJSKOJ ZONI RAS LAFFAN - QATAR

***Rezime:***

U saopstenju se daje prikaz Tipskih celicnih radionica i skladista izvedenih u industrijskoj zoni Ras Laffan na severu drzave Qatar kao podrska ekploataciji naftnih rezervi putem platformi u moru . To je deo projekta uradjenog za klijenta Qatar Petroleum u fazi idejnog / tenderskog resenja kao i glavnog izvodjackog projekta od strane Energoprojekt-Entel kao Konsultanta.

*Ključne reči: Energoprojekt , Qatar Petroleum , Ras Laffan , Celik,, Radionica , Skladiste*

# PRE - ENGINEERED WORKSHOPS AND WAREHOUSES IN RAS LAFFAN INDUSTRIAL CITY - QATAR

***Summary:***

The paper presents Pre - Engineered Workshops and Warehouses constructed in Industrial City Ras Laffan at the north part of the State of Qatar as support to the Off- Shore operations by Platforms. It is part of the Project developed for the Qatar Petroleum as Client in the Preliminary / Tender phase as well as Detailed Design from Energoprojekt - Entel as Consultant.

.

*Key Words: Energoprojekt , Qatar Petroleum , Ras Laffan , Steel , Workshop, Warehouse*

[1] Dipl.inž.građ., Sef Projekta , Energoprojekt- Entel , Bulevar Mihaila Pupina br. 12, 11070 Beograd (M.Sc.C.E., Project Manager , Energo Consult , P.O. Box 52473 Abu Dhabi-UAE)

# 1. PREDGOVOR

Ras Laffan je industrijska zona koja se nalazi u severnom delu drzave Qatar na obali Persijskog zaliva koja je udaljena oko 80 km od glavnog grada Dohe.Velicina industrijske zone razvijene za preradu nafte i posebno prirodnog tecnog gasa (LNG) iznosi oko 295 km2. Satavni deo je takodje luka koja se prostire na povrsini od oko 56 km2 i cini je jednom od najvecih svetskih izvoznih luka. Celokupna industrijska zona je pod upravom Qatar Petroleuma ( vidi sl. 1). Pored objekata na kopnu u funkciji su i platforme na moru na mestu busotina odakle se doprema sirova nafta i gas za preradu i izvoz. Podrska eksploatacionim platformama se vrsi sa kopna preko potrebnih objekata i infrastrukture ukljucujuci , radionice , skladista rezervoare , puteve , cevovode, upravne i administrativne objekte kao i stambene objekte za radnike.




Slika -1

# 2. UVOD

Energoprojekt - Entel je kao prvu fazu realizovao 2000 godine konsultanske usluge izrade Tenderske dokumentacije sa pratecim idejnim projektima ( FEED - Front End Engineering Design) za Ras Laffan Utilization Project odnosno investitora Qatar Petroleum.. Kasnije 2001-2002 godine u drugoj fazi izradjeni su glavni izvodjacki i detaljni projekti za generalnog izvodjaca radova QBEC-Qatar Building Engineering Company takodje od strane Energoprojekt-Entela po prethodnom tenderu .

Ras laffan Utilization Project sadrzi sledece objekte neposredno u blizini luke Ras Laffan kao i u samoj luci za podrsku naftnim platformama u moru u sklopu eksploatacionih radova u severnom delu Qatara:

A. Service Base

- Administartivna zgrada / P + 4 /
- Radionica odrzavanja
- Radionica naftnih platformi
- Skladiste materijala
- 11kV Trafostanica

- Telekom zgrada
- Podna otvorena skladista
- Infrastrukturne instalacije

B. Service Berth
- Lucka radionica
- Rezervoari za gorivo
- Rezervoar za vodu
- Administrativna zgrada
- Infrastrukturne instalacije

Predmet razmatranja u ovom radu su celicne tipske radionice i skladista ( Radionica odrzavanja, Radionica naftnih platformi , Skladiste materijala i Lucka radionica ukupne povrsine 24 000 m2).

## 3. SISTEM TIPSKIH HALA

Prema zahtevima FEED projekta i Tenderske dokumentacije defenisaa je proizvodnja i montaza Radionica i Skladista u sistemu tiskih hala a prema standardnim programima ( PRE - ENGINEERED BUILDINGS ) specijalizovanih proizvodjaca u regiounu Bliskog Istoka ZAMIL STEEL iz Saudijske Arabije ili KIRBY iz Kuwait-a.

Sistem podrazumeva da se vrsi izrada i montaza od strane specijalizovanog podizvodjaca samo montaznih delova u ovom slucaju hala : celicna konstrukcija , krovni i fasadni termoizolacioni paneli , prozori i vrata , krovni venilatori , krovne svetlosne trake ,ventilacione resetke u fasadnim zidovima , oluci i olucne vertikale , trapezasti profilisani limovi za hi - bond tavanice aneksa i kancelarija u samim halama , celicni ankeri , zavrtnjevi i ostali sitniji elementi . Temelji i svi ostali betonski , armirano betonski , zidarski ,zanatski radovi i ostali gradjevinski radovi su deo radova glavnog izvodjaca.

Glavni noseci poprecni konstruktivni sistemi ( vidi sl. 2. ) su celicni zavareni ramovi sa tipiziranim montaznim nastavcima zavrtnjevima. Oslonci ramova su standardni zglobni a poprecna stabilnost se postize krutim vezama greda - stub u nivou krovnih greda ( koje imaju minimalne nagibe u gornjoj ravni od 5- 10 % u skladu sa zahtevima poducja u Qataru i okolnim zemljama). Karakteristican je osnovni jednobrodni dvozglobno oslonjeni ram koji moze povecavati raspon/sirinu dodavanjem 1 - 3 pendel stuba unutar osnovnog polja. Time se postize poprecno ukruceni nosac koji staticki lici na krovni kotinualni nosac cime postize ekonomicnost. Broj osnovnih brodova se moze povecati od 1 - 4 ( sa potrebnim pendelima u zavisnosti od tehnologije objekta ) pa se dostizu ukupne optimalne sirine objekata bez dilatacije do oko 100 m. Pogodnim kombinovanjem sistema uz postovanje tehnoloskih zahteva objekta ukljucujuci i mostne dizalice mogu de postici prakticna i skladna projektna resenja.

Sekundarni konstruktivni sitemi krovnih roznjaca i fasadnih nosaca se izvode od toplovaljanih tankih limova formirajuci hladnim savijanjem profile oblika " C " i " Z " sa standardnim rasponima 6.0 / 7.5 / 9.0 m. Koriste se staticki sistemi prostih greda ili kontinualnih nosaca. Dodavanjem po potrebi kosnika kod oslonaca roznjaca i fasadnih nosaca vrsi se dodatno podupiranje pritisnutih pojaseva visokih zavarenih nosaca glavnih ramova.



Krovni i fasadni spregovi se postavljaju prema standardnim preporukama stabilizacije celokupnog konstruktivnog sistema a sastoje se od upredenih sajli ,

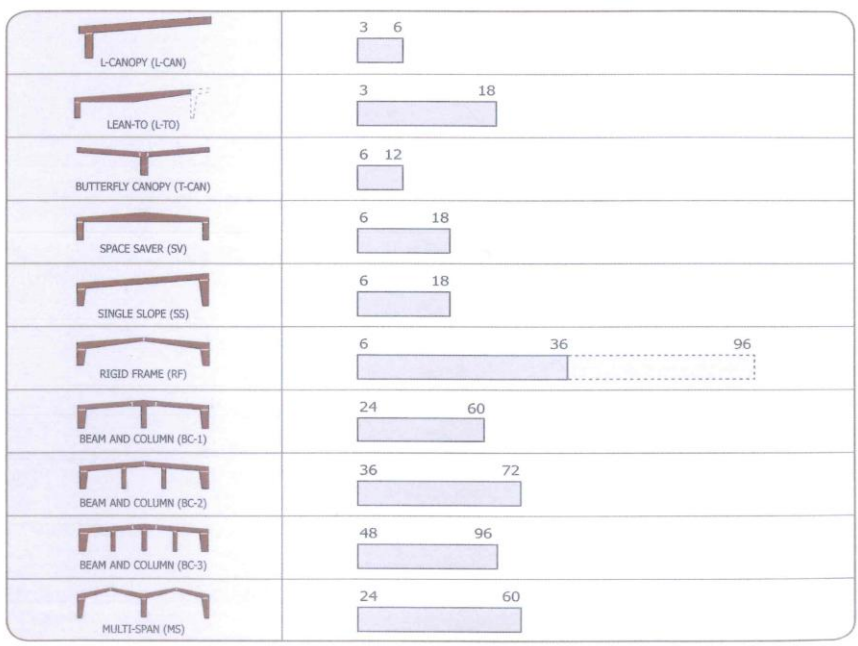
okruglog punog celika ili ugaonih celicnih profila. Ukoliko je potrebno iz funkcionalnih razloga u fasadama ili poduznim pregradnim zidovima spregovise mogu zameniti portalnim nosacima formiranim od dodatnih gornjih greda i postojecih stubova uz dodavanje sekundarnih flansi/pojaseva u sekundarnom pravcu nosenja.

Kalkanski zidovi se konstruktivno formiraju od dodatnih pendel stubova vezanih sa krovnim nosacem kao i fasadnim nosacima kao kod poduznih zidova.Koriste se dva nacina veze kalkanskih pendel stubova u krovu obzirom da li se ostavlja mogucnost naknadnog prosirenja hale ili ne. Ako nema produzenja koristi se poseban krovni kontinualni nosac naslonjen na pendele stabilizovan polozajem fasadnih nosaca unutar zone stubova i efektom dijafragme fasadnog panela ( moze se postaviti i sistem fasadnih kalkanskih spregova kod vecih opterecenja kranovima ). Ako ima produzenja ponavlja se standardni ram iz polja a pendeli se vezuju bez mogucnosti preuzimanja krovnog opterecenja.





Suggested width range (metres)... for most economical buildings.




Standard Eave height: 3 m - 8 m
Standard bay spacing: 6 m/7.5 m/9 m
Standard Loadings: Live load 0.5/0.6/1.0 kN/m$^2$,
Wind load 0.75/1.0/1.25 kN/m$^2$

The table above is a general guideline on recommended frame types for different widths. Kirby custom designs each order to the specified type, width, height, bay spacing, loading and other building parameters to customer requirements.



Slika -2

# 4. RADIONICE I SKLADISTA U RAS LAFFANU

## 4.1. Skladiste materijala

Skladiste je projektovano za tehnoloske potrebe kao regalno i podeljeno je untar objekta na vise nezavisnih celina koristeci pregradne zidove do krovne konstrukcije fleksibilnog tipa kao kalkanski zidovi. Rasterne dimenzije celog skladista u osnovi si 108.00 m sirine i 120.00 m duzine sto iznosi 12960 m2 dok je visina u slemenu 11.20 / 10.25 m. Postoje dva laksa portalna krana nosivosti od 50 kN i raspona 6 .00 m. Takodje predvidjene kancelarije i sanitarni cvorovi su samo u prizemlju .

Glavni poprecni konstrutivni sistem je cetvorobrodni kontinualni ram sa tri slemena i jednim pendel stubom koji polovi najveci pojedinacni raspon rama ( 30.00 + 30.00 + 2 x 24.00 = 108.00 m ).Oslonci svih stubova na temelj su zglobni. Objekat ima jednu konstruktivnu dilataciju celom sirinom cime je podeljen po duzini u dva nezavisna konstruktivna dela ( 2 x 60,00 = 120.00 m ). Svi ostali konstruktivni delovi su tipski. Nije predvidjeno produzenje hale.

## 4.2. Radionica odrzavanja

Radionica je namenjena za tekuce odrzavanje opreme sa potrebnim manipulativnim prostorima kao i dovoljnim brojem kancelarija i nezavisnih manjih radionica. Kancelarije su formirane uz poduzni fasadni zid u prizemlju i na prvom spratu unutar hale. Medjusptratna konstrukcija je hi-bond tavanica.Postoji 7 mostnih kranova nosivosti 50 - 100 kN a raspona 5.00 - 15.00 m kao i jedan monorail nosivosti 30 kN. Glavni poprecni noseci konstruktivni sistem se ostvaruje dvozglobnim ramom po celoj sirini objekta poduprtim sa 3 pendel medju stuba koji dele halu u 4 broda ( 12.00 + 15.00 + 15.00 + 6.00 = 48.00 m.). Dimenzije su 48.00 m sirine ,96 .00 m duzine i 10.85 visine u slemenu.
Razmak glavnih ramova je standardni od 6.00 m. Povrsina u osnovi je 4608.00m2

## 4.3. Radionica naftnih platformi

Radionica je namenjena za tekuce odrzavanje opreme naftnih platformi u moru za potrebe eksploatacionih busotina. Glavni popreni konstruktivni sistem je dvozglobni ram sa jednim dodatnim pendel stubom u polju koji cini dva broda sa rasponima 9.00 i 18.00 m . Dodatna prosta greda raspona 9.00 m oslonjena je jednom stranom na samu ivicu pomenutog rama izvan glavnog raspona spolja na dodatni pendel stub i cini dodatni brod za potrebe aneksa (P +1). Ostvarena sirina objekta je 36.00 m (18,00+9.00+9.00) ,duzina 90,00 m sa razmakom ramova od 6.00 m a visina do slemena od 10.25 m. Postoje dva krana od 100 kN nosivoosti raspona od 6.00 i 18.00 m, tri krana nosivosti 50 kN i raspona 6.00 i 9.00 m. Povrsina osnove je 3240.00m2.

## 4..4 Lucka radionica

Lucka radionica ( vidi sl. 3. ) je namenjena za remont manjih brodova koji saobracaju od luke Ras Laffan do naftnih platformi radi svakodnevne podrske

procesa. Takodje je predvidjeno i skladiste potrebnih materijala i delova.Glavni poprecni konstruktivni sistem je trobrodni ram sa cetiri zglobno oslonjena stuba kojima se dodaju tri pendel stuba u svakom rasponu po jedan sto cini halu sa sest brodova(15.00 +9.00 +15.00 +9.00 +15.00 +9.00 = 72.00 m.). Sirina objekta je 72.00 m, duzina 30.00 m a visina 10.45m.Postoje 4 krana nosivosti 100 kN ,od kojih tri imaju raspon 15.00m a jedan ima raspon 6.00m.Takodje postoji kancelarijski aneks u samoj hali (P+1) sa medjuspratnom hi-bond konstrukcijom. Svi ostali konstruktivni delovi su standardni sa poduznim razmakom ramova od 6.00m ,a povrsina radionice je 2160.00 m2.



Slika -3

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Mira Petronijević[1], Dragan Kovačević, Miroslav Marjanović, Marko Radišić, Miloš Marjanović*

# UTICAJ INTERAKCIJE TLA I OBJEKTA NA SEIZMIČKI ODGOVOR ARMIRANO-BETONSKIH ZGRADA

***Rezime:***

U ovom radu su analizirani efekti uticaja tla na dinamički odgovor armirano-betonskih zgrada različite spratnosti. Analizirana su dva 3D modela armirano-betonskih zgrada visine 5 i 10 spratova, fundiranih na temeljnoj ploči, odnosno temeljima samcima za dva različita tipa tla, meko i kruto. Primenjena su dva tipa dinamičke analize: direktna dinamička analiza i metoda spektra odgovora. Dobijeni rezultati su upoređeni. Korišćeno je deset zapisa zemljotresa izabranih za područje Beograda. Propagacija talasa kroz tlo uzeta je u obzir primenom originalnog programa napisanog u MATLAB-u. Na osnovu dobijenih rezultata izvedeni su odgovarajući zaključci.

*Ključne reči: seizmička interakcija tla i objekta, metoda spektra odgovora, direktna dinamička analiza, metod konačnih elemenata*

# INFLUENCE OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON THE SEISMIC RESPONSE OF RC BUILDINGS

***Summary:***

In this paper the effects of the soil-structure interaction (SSI) on dynamic response of reinforced-concrete (RC) buildings of different heights are analyzed. Two 3D numerical models of 5 and 10-storey reinforced-concrete buildings founded on two different foundation types: plate and single foundations, lying on two types of soils: soft and stiff ones, are considered. Two types of the dynamic analysis are carried out: time history analysis and response spectrum method. The obtained results are compared. Ten earthquake records chosen for Belgrade site are used. The wave propagation in the soil is taken into account using the originally coded MATLAB program. The appropriate conclusions are derived according to the obtained results.

*Key words: seismic soil-structure interaction, response spectrum method, time history analysis, finite element method*

[1] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Belgrade, Serbia

# 1 INTRODUCTION

Interaction between the soil and the foundation (known as the soil-structure interaction - SSI) during an earthquake could considerably affect the dynamic response of a structure. The presence of soil deposit over the bedrock could considerably modify the seismic ground motion. The bedrock motions could be amplified at the foundation level by over a factor of five, which can lead to the collapse of the structure. Therefore, the estimation of the possible earthquake motion as well as the determination of the realistic site-dependent free field surface motion at the base of a structure is one of the most important steps in the earthquake resistant design of any structure [1]. In engineering practice it is usually assumed that input motion at the foundation level of the structure is equal to the free field ground motion. This assumption is correct only for structures founded on the bedrock [2].

The purpose of this paper is to highlight the importance of SSI in seismic design of typical reinforced-concrete buildings and to check the applicability of the time history analysis and the response spectrum method in SSI analysis. Numerical finite element models of two buildings with different number of stories, with and without the influence of SSI, are used. Three different types of soil (A, B and C according to EC8-1 [3]) specific for the location of Belgrade are taken into account.

According to the seismogenetic features of the Belgrade site, ten accelerograms are chosen for the family of time history analyses conducted in this research. These accelerograms are used also to obtain the mean spectrum at the foundation level. Then, the influence of the soil deposit is taken into account to calculate the modified input accelerograms and the mean spectrum at the base of the soil deposit (bedrock level). Finally, the input accelerograms and the mean spectra at the surface of the soil types B and C are calculated using the originally coded MATLAB program [4]. The obtained accelerograms/spectra are used in SAP2000 [5] for the time history analysis as well as for the response spectrum analysis of fixed base structures and the structures founded on the soil. Two types of foundation are considered in the numerical analysis: plate foundation and single foundations.

The obtained results are used to compare the ratio of shear forces, story deflections (in both analyses) and inter-story drifts (only in the time history analysis) between the structures with soil and fixed-base structures. Finally, the responses of the fixed base structures under the modified accelerograms/spectra are compared with the responses obtained using the appropriate original accelerograms/spectra, and the conclusions are derived.

# 2 NUMERICAL MODEL

In this research two frame structures with the height of 5 and 10 stories are analyzed. The floors are divided with RC beams into 3x6 bays (bay width = 4m). Story height is 3 m. The characteristic of the structural elements of the buildings are presented in Table 1. The chosen accelerograms are given in Table 2.

***Table 1: Characteristics of the structural elements***

| Columns h/b [cm] | Beams h/b [cm] | Plates H [cm] | Foundation plate [cm] | Single foundations [m] | Additional mass per story [t] |
|---|---|---|---|---|---|
| 50/50 | 40/30 | 12 | $D_p = 30$ Grid 120x30 | 2x2 m | 160 |

***Table 2: Earthquake ground motions used in the analyses***

| No. | Earthquake | Year | Station | Magnitude |
|---|---|---|---|---|
| 1 | San Fernando | 1971 | Lake Hughes 4 | 6.61 |
| 2 | El Centro | 1979 | Cerro Prieto | 6.53 |
| 3 | Chalfont Valley | 1986 | Lake Crowley – Shehor Res. | 5.77 |
| 4 | Superstition Hills | 1987 | Wildlife Liquef. Array | 6.22 |
| 5 | Landers | 1992 | Duarte – Mel Canyon Rd. | 7.28 |
| 6 | Northridge | 1994 | Antelope Buttes | 6.69 |
| 7 | Kobe | 1995 | Kakogawa | 6.90 |
| 8 | Kocaeli | 1999 | Arcelik | 7.51 |
| 9 | Duzce | 1999 | Mudurnu | 7.14 |
| 10 | Hector Mine | 1999 | Heart Bar State Park | 7.13 |

The characteristics of the soil are obtained from the report of Geophysical Institute [6] and are given in Table 3. The soils of type B and C are treated as viscoelastic. The reduction of the shear modulus $G_0$ and augmentation of damping coefficients due to the increase of shear deformations in the equivalent linear analysis are taken according to the Refs. [7] and [8]. The dynamic analysis of the buildings is carried out using two different numerical models: **(a)** fixed-base structures on the rigid ground (Figure 1a) and **(b)** structures with the constant (54 m deep) layer of subsoil (Figure 1b).

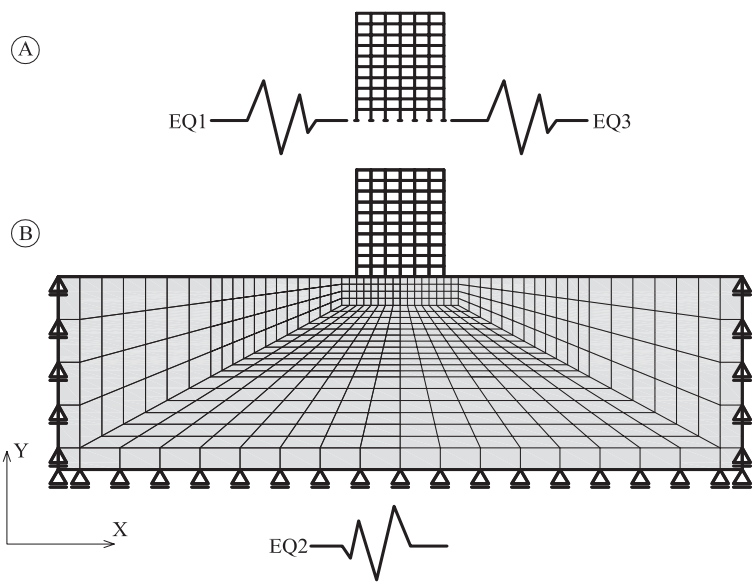



*Figure 1 – Fixed-base model (A) and model of the structure with soil (B)*

Columns and beams are modeled using the 3D beam elements, while the floors are modeled as rigid diaphragms. The soil is modeled using the solid finite elements (Figure 1b). The primary boundaries are applied in the soil at the sufficient distance from the structure: 82 m in the horizontal and 54 m in the vertical direction.

*Table 3: Geotechnical characteristics of the soils*

| No. | Soil type | Soil | $v_{s,30}$ [m/s] | $\gamma$ [kN/m$^3$] | $\xi$ [%] | E [MPa] | $G_o$ [MPa] | $\upsilon$ [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Bedrock, ground level | A | > 800 | | | | | |
| 2 | Alluvial gravel | B | 450 | 20.0 | 1 | 1010 | 405 | 0.25 |
| 3 | Marl clay | C | 325 | 20.0 | 1 | 550 | 210 | 0.30 |

## 3 DYNAMIC ANALYSIS

In the dynamic analysis, only the earthquakes in X-direction are considered. Starting from the accelerograms chosen for the Belgrade site, which are supposed to be recorded on the top of the soil deposit of type A – **EQ1** (Figure 1a), the earthquake motions at the base of the soil deposit (**EQ2** in Figure 1b) are calculated using the downward shear wave propagation through the 54 m thick layer of the soil of type A ($v_{s,30}$ = 800 *m/s*, $\gamma$ = 22 *kN/m$^3$* and $\xi$ = 1.0%). The bedrock characteristics are: $v_{s,30}$ = 1600 *m/s*, $\gamma$ = 27 *kN/m$^3$* and $\xi$ = 0.2%. Thereafter, the upward wave propagation through the soil deposit of types B and C is carried out to obtain the free-field surface displacements (**EQ3B** and **EQ3C**, respectively – see Figure 1a). One dimensional pure shear model in the frequency domain is used [7]. The eventual nonlinear behavior was modeled applying the equivalent linear analysis. For that purpose the computer program is coded in MATLAB [4, 9].

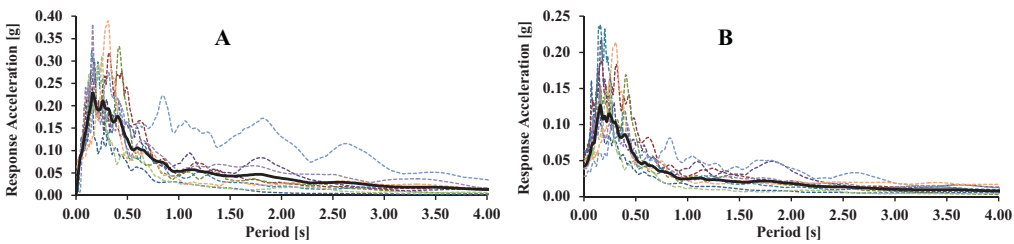



*Figure 2 - Response spectra for the chosen accelerograms and their mean values at the top of the soil deposit of type A – EQ1 (A) and at the bedrock - EQ2 (B)*

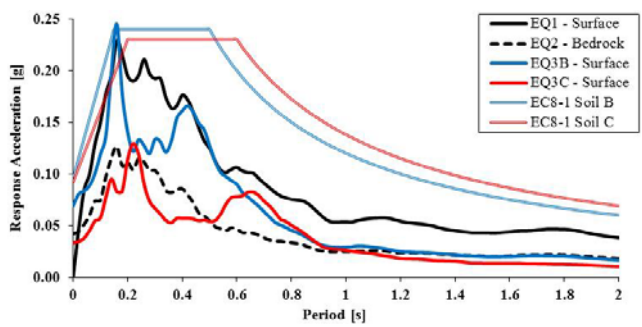



*Figure 3 - Mean values of the response spectra for EQ1, EQ2, EQ3B and EQ3C in comparison with the characteristic EC8-1 spectra*

The earthquake spectra obtained from the chosen accelerograms and their mean value used in the fixed-base structure analysis (**EQ1**) is presented in Figure 2A, while the response spectra at the bedrock is presented together with their mean values (**EQ2**) in Figure 2B. Figure 3 illustrates the mean-value spectra at the foundation level for soil types B and C, in comparison with the mean spectra on the bedrock (**EQ2**) and the characteristic EC8-1 spectra. The amplitudes of the response spectra are reduced due to downward propagation, and than amplified due to upward propagation through deposit of soil type B or C.

First, the response spectrum and time history analysis of two buildings are carried out for the fixed-base structures. The appropriate mean spectra and ten different accelerograms for each type of soil (**EQ1**, **EQ3B** and **EQ3C**) are used. Then, the mean spectra and ten different accelerograms obtained at the bedrock level (**EQ2**) are applied to the soil-structure model in order to check the influence of the soil deposit on the global structural response. In their previous analyses [10], authors have shown that the model with soil mass has the negative influence on the dynamic response, by adding the spurious inertial forces to the system, so the massless soil is taken into account. Equal damping ratios of 5%, in the structure and in the soil, are assumed. All buildings are analyzed in two different ways: founded on the plate and founded on the system of single foundations under the columns. The number of modes used for analyses is selected according to the recommendations given in EC8-1.

## 4 RESULTS AND DISCUSSION

In order to check the influence of the soil on dynamic response of typical RC buildings the finite element models of 5 and 10-story buildings with and without SSI are considered using commercial software SAP2000. The numerical analysis is carried out using response spectrum method and time-history analysis. The obtained results are given in this section.

In the response spectrum method, the appropriate mean spectra are used, so the results (story displacements or shear forces) obtained for the each model are treated as average results. Story shear represents the shear force at the level of each story of the building; story deflections are the horizontal displacements at each level of the building in X-direction, while the inter-story drift represents the relative horizontal displacements of the adjacent floors. It is well-known that the response spectrum method is unable to give the information about the exact time point in which the story deflections and shear forces reached the maximum values of interest. Because of that, the calculation of the maximum inter-story drift is performed only in the time history analysis. This quantity is very important because it is one of the main indicators of the damage that could be expected in the buildings during the earthquakes. This is especially important when the tall buildings are analyzed.

In the time history analysis, independent calculations are performed for each earthquake record, and the obtained results are averaged. The ratio of story deflection, story shear and inter-story drift are calculated for models with soil (**EQ3B** and **EQ3C**) and fixed base models (**EQ2**).

In Figure 4 relative story displacements and relative story shear for structure founded on the soil type B and C, obtained using time history analysis and response spectrum method, are presented. The relative story displacements and shears are calculated in respect to the story displacements and shears obtained for the fixed base models. For the 10-story building, relative story displacements strongly depend on the soil type. For the soil type B, these values are close to 1.00, while for the soil type C they are around 1.20. Values are slightly higher in the case of

single foundations in respect to the case with foundation plate, especially at the lower part of the building. Also, higher relative values are obtained using the response spectrum analysis. The differences in relative displacements for two types of the soil used in the models are the result of the different dynamic behavior of the soils exposed to the presented earthquake records. The similar conclusions can be carried out for the relative story shear. Again, higher shear forces are obtained for the structure modeled with the soil type C (**EQ3C**) than in the case with the fixed base (**EQ2**). Relative story shears are between 1.15 and 1.35. For the model with the soil type B relative story shears are between 0.5 and 0.75. Also, the ratios of story shear are almost independent of the foundation type. Higher relative values are obtained using the response spectrum analysis.

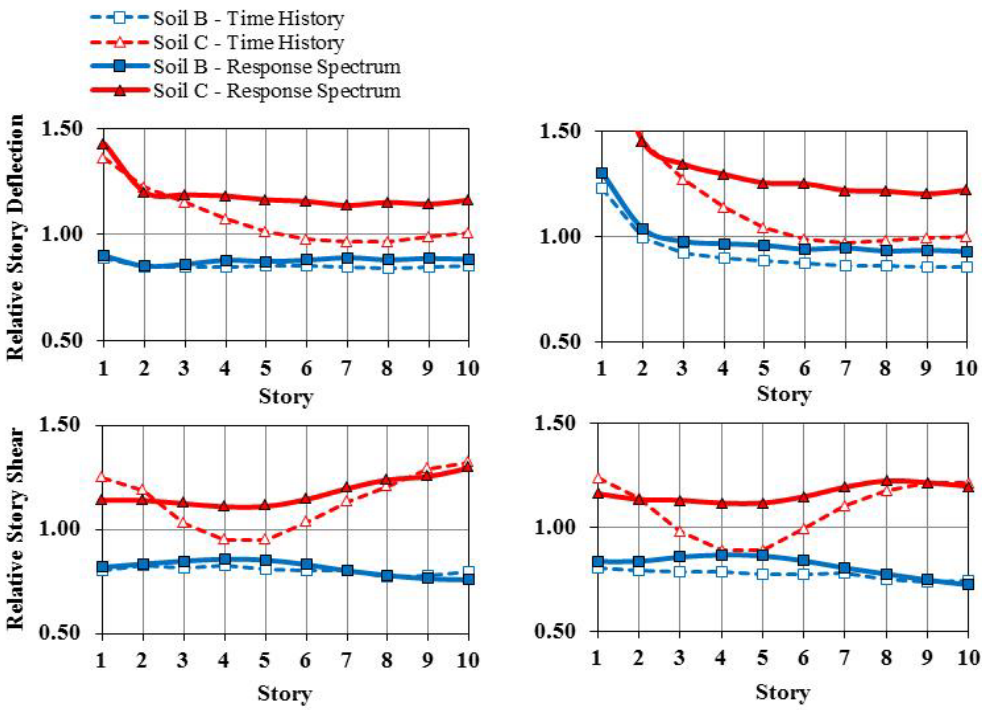



*Figure 4 - Relative story deflection and story shear for 10-stories building founded on the plate foundations (left) and single foundations (right)*

Figure 5 presented relative story displacements and shears for the 5-story building. Relative story displacements of the model with the soil type B are around 0.50. These values are slightly higher in the case of single foundations, especially at the lower stories of the building. For the soil type C, these relative ratios are close to 1 for the plate foundations, while for the single foundations these values increase in the lower part of the building. The type of the analysis does not influence the results for the soil type C. Very similar trend is obtained for the relative story shear values.

Figure 6 illustrates the relative inter-story drift. For the soil type B, the values are around 0.80, while they are slightly higher for the soil type C. It is shown that the values are not

influenced severely by the foundation type, except in the level of the first story. If single foundations are used, the relative inter-story drifts at the level of the first story are higher. This confirms that for the typical reinforced-concrete buildings foundation on plate is beneficial since it could reduce the damage that might occur during the earthquake ground motion. Generally, the very same trend is obtained for the 5-stories building. In this case the values of the inter-story drift are expectedly lower in comparison with the 10-stories building.

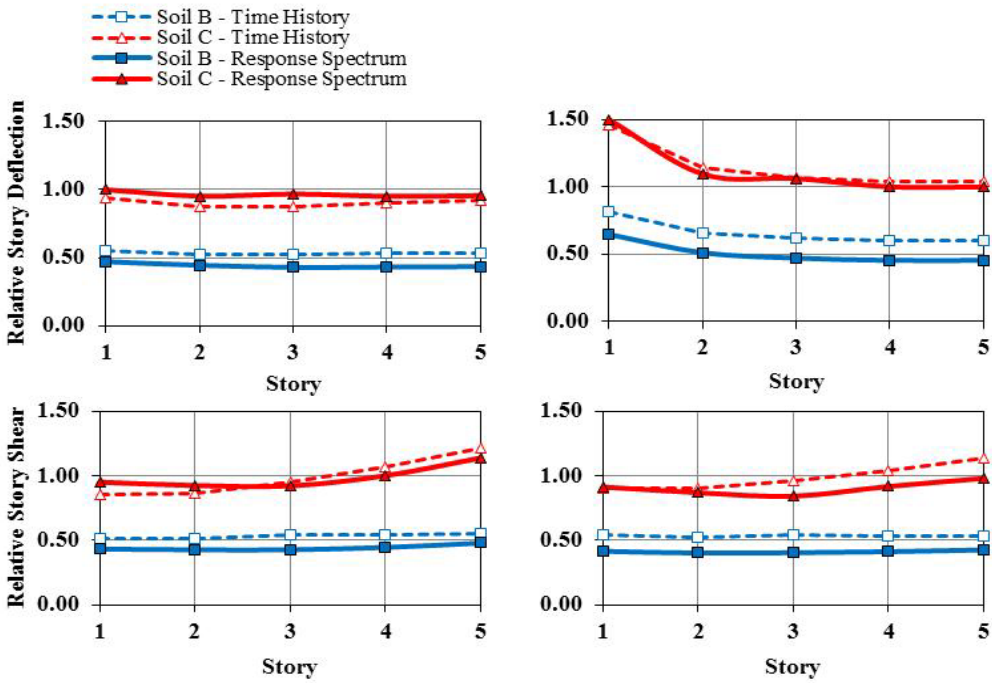



*Figure 5 - Relative story deflection and story shear for 5-stories building founded on the plate foundations (left) and single foundations (right)*

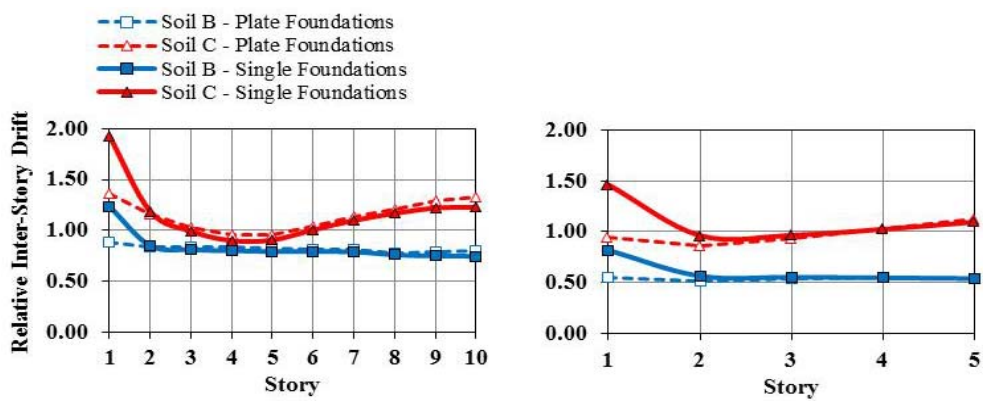



*Figure 6 - Relative inter-story drifts for 10- and 5-stories building founded on the plate foundations (left) and single foundations (right)*

In order to check the validity of the fixed base model (**EQ3**) and the error that is usually made in engineering practice using the original data obtained at the ground level (**EQ1**), the results of the analyses obtained using the accelerograms and the response spectra for **EQ3B** and **EQ3C** are compared with the results obtained using the original earthquake records **EQ1**. Relative story deflections and relative story shear are presented in Figures 7-8, for 10-stories and 5-stories buildings, respectively.

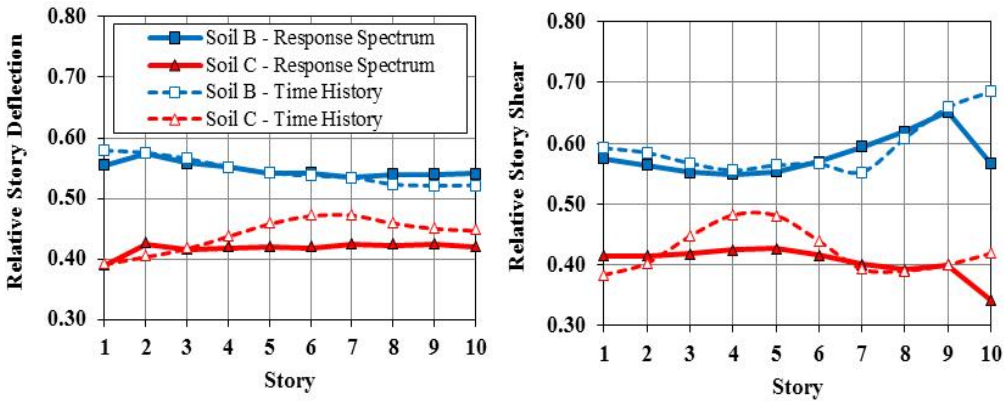



*Figure 7 - Relative story deflection and story shear for 10-stories building obtained for EQ3B and EQ3C in comparison with the results obtained for EQ1*

For 10-stories building the relative story deflections and relative story shears for both types of soil are less than 1.0. It means that the original response spectrum (**EQ1**) gives conservative values of the story deflections and shears, which is on the safe side in the engineering sense. Again, this behavior is provoked by the differences in the accelerograms and the amplitudes of the response spectra **EQ1** and **EQ3,** given in Figure 3, in the zone of fundamental frequencies of observed buildings. The type of analysis does not influence the results severely, but it is more pronounced for the soil type C.

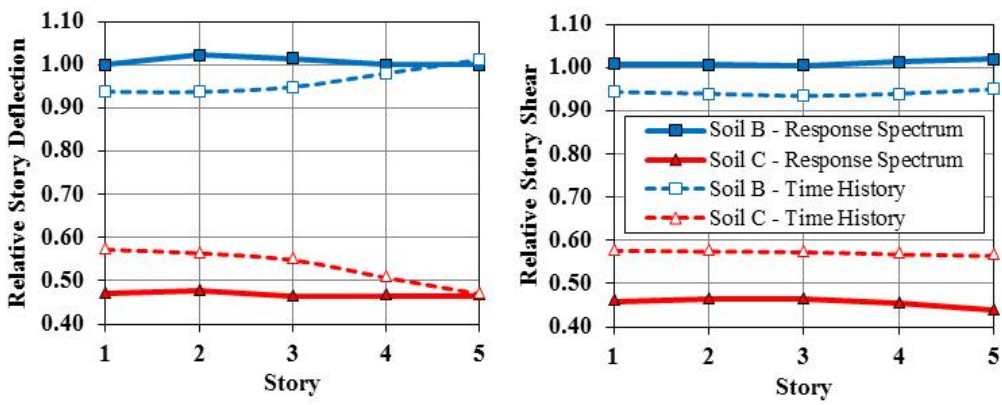



*Figure 8 - Relative story deflection and story shear for 5-stories building obtained for EQ3B and EQ3C in comparison with the results obtained for EQ1*

For 5-stories building the relative story deflections are presented in Figure 8. These values are around 1.0 for all stories in the case of the soil type B. For the soil type C, the relative story deflections are between 0.5-0.6. The same results are obtained for the relative story shears. It means that application of the original earthquake data (**EQ1**) gives almost the same results as the results where the earthquake data for the soil type B (**EQ3B**) are used, but quite conservative ones in comparison with the results where the earthquake data for the soil type C (**EQ3C**) are used. The influence of the analysis type is slight, as it is illustrated in Figure 8.

The conducted numerical analysis have clearly shown that neglection of the soil-structure-interaction during the seismic design could considerably affect the results of the calculation. The influence of the earthquake on the structure could be underpredicted, detrimental or beneficial, wich depends on type of soil and frequency of the structure.

## 5 CONCLUSIONS

The effects of soil-structure interaction on the dynamic response of reinforced-concrete buildings are analyzed in this paper. Two methods are applied: time history analysis and the response spectrum method. The analyses are conducted using the commercial software SAP2000. Two reinforced concrete buildings with regular basis and different heights, founded on two different types of soils according to EC8-1, with two different types of foundations were analyzed. The recommendations of Seismological Institute of Serbia were accounted while selecting the appropriate accelerograms for Belgrade site. For both methods, the relative ratio of the results from the model with the soil in comparison with the results obtained using the traditional fixed base model is shown. The soil mass is neglected in the calculation. The both analyses presented in this paper confirmed the influence of SSI on the dynamic response of RC buildings (which is usually neglected in the engineering practice).

It is shown that fixed base model can be either the conservative or no conservative if the original record of ground accelerations is used in the dynamic analysis. This highly depends on type of the soil deposit under the structure and fundamental frequency of the structure. It is also shown that the choice of the fundament type doesn't influence the overall dynamic properties of the soil-structure model severely, for the buildings with regular basis. Generally, higher values for displacements are obtained in the response spectrum method, which confirmed that this method is conservative in comparison with the time history analysis. The difference in the results is highly influenced by the soil type. The differences are lower in the case of the soil of better quality. The advantage of the response spectrum method with respect to the time history analysis is simpler and faster calculation, but the disadvantage is the lack of the information regarding the time point where the displacements or forces reach the maximum value. All these confirmed that the SSI should not be excluded during the seismic design, especially in the case of high buildings and soft soils, because of its influence on the structural response.

## ACKNOWLEDGEMENTS

This research is financially supported through the projects TR 36046 and TR 36043 by the Ministry of Education, Science and Technological Development, Republic of Serbia.

**LITERATURE**


[1] Tabatabaiefar HR, Massumi A: A simplified method to determine seismic responses of reinforced concrete moment resisting building frames under influence of soil–structure interaction. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 2010; 30:1259–67.

[2] Petronijević M, Rašeta A: Analiza seizmičke interakcije konstrukcije zgrada i tla. Savremeno graditeljstvo - Naučno-stručni časopis za graditeljstvo Republike Srpske 2010; 2(4):40-9

[3] EC8-1: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Standard EN 1998-2004.

[4] Marjanović M: Proračun pomeranja podloge usled zemljotresa primenom transfer funkcija. Seminarski rad, Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, 2013.

[5] SAP2000 - Analysis Reference Manual. Computers and Structures Inc, Berkeley, 2002.

[6] Inženjerskogeološka dokumentacija u zoni trase lakog metroa – Knjiga 1 – Osnovna dokumentacija, Geoinstitut, Beograd, 2006.

[7] Seed HB, Wong RT, Idriss IM, Tokimatsu K: Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. Journal of Geotechnical Engineering 1986; 112 (11):1016-32.

[8] Sun JI, Golesorkhi R, Seed HB: Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils. Report No. EERC-88/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1988.

[9] Matlab - The Language of Technical Computing. MathWorks Inc, 2011.

[10] Petronijević M, Marjanović M, Radišić M, Marjanović M, Nefovska Danilović M: Comparative seismic analysis of RC buildings under influence of soil-structure interaction. Proceedings of the 4th International Conference Earthquake Engineering and Engineering Seismology. Borsko jezero, Serbia, 343-352.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Aleksandar Ristovski [1], Vladimir Stanojević [2]*

# PRORAČUN VITKIH AB ELEMENATA PREMA STANDARDU EVROKOD 2

***Rezime:***

*Pri proračunu i dimenzionisanju vitkih armiranobetonskih elemenata mora se obuhvatiti ne samo nelinearnost u ponašanju materijala, nego i geometrijska nelinearnost koja se uvodi kroz nelinearnu zavisnost deformacija od opterećenja. Kompleksnost fizičko mehaničkih karakteristika, koji prate savijanje pritisnutih vitkih AB elemenata, uslovljava brojna pojednostavljenja pri modeliranju njihovog ponašanja. U radu se razmatraju postupci i kriterijumi koji dopuštaju njegovo pojednostavljenje prema Standardu EC2. Analizom postupaka prikazane su kvalitativne i principijelne razlike u odnosu na predstandard EC2 i PBAB 87.*

*Ključne reči*: *AB stubovi, vitkost, izvijanje, materijalna i geometrijska nelinearnost.*

# ANALYSIS OF SLENDER RC ELEMENTS ACCORDING TO STANDARD EUROCODE 2

***Summary:***

*Design of slender RC elements should consider not only material non-linearity, but geometrical non-linearity, which appears through non-linear dependence between deformation and loading level. Complexity of physical phenomena, which follow bending of compressed slender RC columns, implies numerous approximations during its behavior modeling. In the paper is analyzed criteria which allows simplification according to code EC2 were considered in the paper.*

*Key words: RC column, slenderness, buckling, material and geometrical non-linearity.*

[1] *Prof. dr, dip.građ.inž. - Fakultet tehničkih nauka, Kosovska Mitrovica*
[2] *Ass. mr, dip.građ.inž. - Fakultet tehničkih nauka, Kosovska Mitrovica*

# 1. UVOD

Proračun vitkih AB konstrukcija zahteva analizu uticaja deformacija elemenata na veličinu sila u presecima elemenata. Ovim problem postaje geometrijski i materijalno nelinearan i osetljiv na sve parametre koji utiču na veličinu deformacija elemenata konstrukcije (imperfekcija, istorija opterećenja, promena krutosti, reološke osobine i dr.). Sve ovo utiče na to da analiza ponašanja vitkih AB konstrukcija postaje veoma kompleksna i za upotrebu u praksi veoma komplikovana. U inženjerskoj praksi je uobičajen proračun uticaja u elementima konstrukcije po teoriji elastičnosti (teorija I reda). Aktuelna tehnička regulativa iz ove oblasti se mahom i oslanja na ovako dobijene uticaje. U cilju svođenja proračuna vitkih AB elemenata na isti red veličina razvijen je čitav niz algoritama koji polaze od ove pretpostavke. Osetljivost na uticaje drugog reda nije ista za sve elemente konstrukije. Stoga je uobičajeni prvi korak uprošćene analize identifikacija konstrukcija i elemenata kod kojih bi ovi efekti mogli biti zanemareni. Ovim uprošćenjem se može izbeći složena analiza u velikom broju praktičnih slučajeva. Ukoliko prethodna provera ukaže na potrebu tačnijeg, tj. dodatnog proračuna elementa i konstrukcija, može se različitim klasifikacijama i aproksimacijama proračun uprostiti za veliki broj praktičnih slučajeva. Kao na pr. dodatna analiza po teoriji II reda može izvesti samo na izdvojenim elementima ili se primenjuju aproksimativne metode proračuna umesto tačnije analize ponšanja cele konstrukcije. Pri tome uvedena uprošćenja moraju dati rezultate koji su na strani sigurnosti.

## 1.1 DEFINICIJE

Pod izvijanjem se ovde podrazumeva lom usled nestabilnosti elemenata ili konstrukcije pod dejstvom idealno aksijalnog pritiska i bez transferzalnog opterećenja. Ovako definisano "čisto izvijanje" nije relevantno granično stanje u realnim konstrukcijama usled imperfekcije i transferzalnih opterećenja, ali se nominalno opterećenje pri izvijanju može koristiti kao parametar u nekim metodama analize po teoriji drugog reda.

Ovo je takođe razlog zbog čega je termin „izvijanje“ izbegnut u naslovu poglavlja 5.8. [1]. U tekstu je izvijanje pomenuto samo kada je nominalno opterećenje izvijanja upotrebljeno kao parametar u određenim metodama proračuna.

Opterećenje pri izvijanju je definisano kao opterećenje pri kojem dolazi do izvijanja, a za izdvojene elastične elemente podrazumeva se da je to Ojlerova sila. Efektivna dužina izvijanja je definisana kao dužina na kojoj se uzima u obzir oblik deformacione krive. Ona može biti definisana i kao dužina stuba zglobno oslonjenog na oba kraja sa konstantnom normalnom silom, koji ima isti poprečni presek i opterećenje pri izvijanju kao posmatrani konstrukcijski element.

Termini bočno pomerljive - nepomerljive konstrukcije su izostavljeni u konačnoj verziji [1], nakon mnogih komentara za ili protiv. Same po sebi, ove formulacije navode na pogrešan zaključak, obzirom da su sve konstrukcije u manjoj ili većoj meri „bočno pomerljive“; konstrukcije koje bi i bile klasifikovane kao „bočno pomerljive“ mogle bi biti podjednako krute kao i „bočno nepomerljive“. Ovi termini su sada zamenjeni terminima neukrućeni-ukrućeni. Razlika među terminima neukrućeni-ukrućeni je prosta: konstrukcijski elementi ili podsistemi za koje se u analizi i proračunu može pretpostaviti da doprinose ukupnoj horizontalnoj stabilnosti konstrukcije su elementi ili sistemi koji ukrućuju, ostali su ukrućeni. Konstrukcijski elementi ili podsistemi koji ukrućuju konstrukciju treba da su projektovani tako da svi zajedno poseduju potrebnu krutost i otpornost da razviju stabilišuće sile i da daju doprinos ukupnoj stabilnosti konstrukcije.

Elementi ili sistemi koji su ukrućeni, po definiciji, nemaju sposobnost da daju doprinos ukupnoj horizontalnoj stabilnosti konstrukcije. U ENV je koncept bočno pomerljiv - nepomerljiv

povezan sa kriterijumom za zanemarivanje globalnih efekata drugog reda u konstrukcijama. Klasifikacija konstrukcija, sa ove tačke gledišta, ostaje u EC2, ali bez upotrebe termina „pomerljiv - nepomerljiv“.

## 2. GLOBALNI UTICAJI DRUGOG REDA U ZGRADAMA

Generalno se uticaji drugog reda mogu da zanemariti ukoliko su manji 10% od odgovarajućih uticaja prvog reda. Kao alternativa može se koristiti uprošćeni kriterijum pri kome se globalni efekti drugog reda u zgradama mogu zanemariti ako je ispunjen uslov:

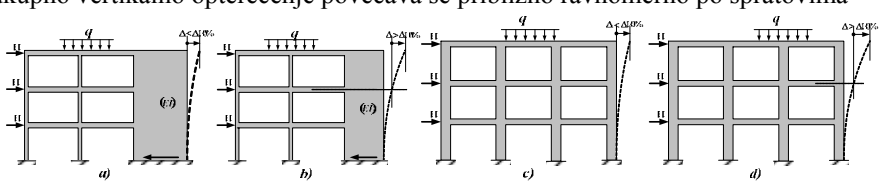
$$F_{V,Ed} \le k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\Sigma E_{cd} \cdot I_c}{L^2} \tag{1}$$

gde je:

$F_{V,Ed}$ - ukupno vertikalno opterećenje, na ukrućene elemente i na elemente za ukrućenje
$n_s$ - broj spratova
$L$ - ukupna visina zgrade iznad nivoa uklještenja
$E_{cd}$ - proračunska vrednost modula elastičnosti
$I_c$ - momenat inercije poprečnog preseka betona elemenata za ukrućenje, bez prslina

Izraz (1) važi samo ako su ispunjeni sledeći uslovi:

- torziona nestabilnost nije merodavna, odnosno može da se smatra da je konstrukcija u dovoljnoj meri simetrična
- globalne deformacije smicanja su zanemarljive (sistem za ukrućenje koji se sastoji od zidova, smićićih zidova, bez većih otvora)
- elementi za ukrućenje su kruto fiksirani u osnovi, odnosno rotacije su zanemarljive
- krutosti elementa za ukrućenje su približno konstantne po visini
- ukupno vertikalno opterećenje povećava se približno ravnomerno po spratovima




*Sl. 1 Klasifikacija konstrukcije: a) ukrućene-nepomerljive; b) ukrućene-pomerljive; c) neukrućene-nepomerljive; d) neukrućene pomerljive*

Vrednost koeficijenta $k_1$ koji koji se primenjuje u određenoj zemlji dat je u njenom Nacionalnom aneksu. Preporučena vrednost je *0,31*. Koeficijent $k_1$ se može zameniti koeficijentom $k_2$ pod uslovom da se može pokazati da elementi rade u fazi bez prslina. Takođe i vrednost koeficijenta $k_2$ koji se primenjuje daje se u Nacionalnom aneksu. Preporučena vrednost je 0,62. U predstandardu [2] i Pravilnika [3] ovaj kriterijum je nešto drugačije formulisan i zavisi pored ostalog i od spratnosti posmatranog objekta, pod istim uslovima ovi izrazi sada su:

$$\left.\begin{aligned} L \cdot \sqrt{F_V / \Sigma E_c \cdot I_c} &\le 0,2 + 0,1 \cdot n_s \;\; ; \;\; n_s \le 3 \\ L \cdot \sqrt{F_V / \Sigma E_c \cdot I_c} &\le 0,6 \cdot n_s \;\; ; \;\; n_s \ge 4 \end{aligned}\right\} \tag{2}$$

Ukoliko konstrukcija ne zadovoljava ni jedan od pomenutih kriterijuma nepomerljivosti smatra pomerljivom (konstrukcija sa pomerljivim čvorovima).

# 3. VITKOST I EFEKTIVNA DUŽINA IZVIJANJA IZDVOJENIH ELEMENATA

Vitkost armiranobetonskog elementa je definisana kao:

$$\lambda = l_0 / i_c \tag{3}$$

gde je:

$\lambda$ - vitkost elementa
$l_o$ - dužina izvijanja elementa (efektivna dužina)
$i_c$ - poluprečnik inercije betonskog preseka bez prslina

## 3.1 EFEKTIVNA DUŽINA IZDVOJENIH ARMIRANOBETONSKIH STUBOVA PREMA STANDARDU EC 2

Postojeći *k*-faktori su definisani na drugačiji način u poređenju sa korespodentnim faktorima u verziji ENV i nazvani su $k_1$ i $k_2$, kako bi se izbegla konfuzija sa prethodnim faktorima $k_a$ i $k_b$. Aktuelni *k*-faktori izražavaju relativnu elastičnost uklještenja koje sprečava rotaciju na krajevima elementa. Izvedeni su da bi dali tačne procene, a zasnovani na definiciji efektivne dužine u[1]. Za pritisnute elemente u geometrijski pravilnim ramovskim konstrukcijama kriterijum vitkosti treba proveriti sa efektivnom dužinom $l_o$, određenom na sledeći način:

- za ukrućene elemente:

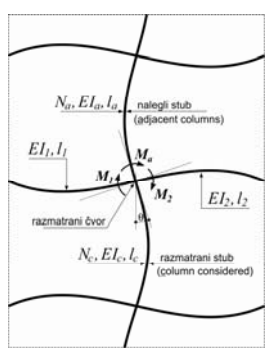
$$l_0 = 0{,}5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1+\frac{k_1}{0{,}45+k_1}\right)\cdot\left(1+\frac{k_2}{0{,}45+k_2}\right)}, \tag{4}$$

- za neukrućene elemente usvaja se veća od dve vrednosti:

$$l_0 = l \cdot \max\left\{\sqrt{1+10\cdot\frac{k_1\cdot k_2}{k_1+k_2}}\ ;\ \left(1+\frac{k_1}{1+k_1}\right)\cdot\left(1+\frac{k_2}{1+k_2}\right)\right., \tag{5}$$

gde je:

$k_1$,$k_2$ - relativna elastičnost uklještenja koja sprečavaju rotaciju na krajevima elementa 1 i 2; $k=(\theta/M)\cdot(EI/l)$,
$\theta$ - rotacija elastičnog uklještenja usled momenta savijanja $M$,
$EI$ - krutost na savijanje pritisnutog elementa,
$l$ - čista visina pritisnutog elementa između uklještenih krajeva.




*Slika 2 - Ilustracija razmatranog čvora sa priključnim elementima*

Po definiciji je $k=0$ teorijska granica za kruto rotaciono uklještenje, a $k=\infty$ predstavlja granicu kada uopšte nema uklještenja. Obzirom da potpuno kruto uklještenje u realnim konstrukcijama praktično ne postoji, za $k_1$ i $k_2$ se preporučuje kao minimalna vrednost 0,1. Ukoliko susedni pritisnuti element (stub) u čvoru realno doprinosi rotaciji posmatranog elementa pri izvijanju, vrednost ($EI/l$) u izrazu za $k$ treba da se zameni sa (6), gde $a$ i $c$ označavaju pritisnuti element (stub) ispod i iznad čvora, Slika 2. Ovo će zavisiti od veličine aksijalne sile u susednom stubu.

Ako oba stuba vezana za posmatrani čvor dostignu svoje opterećenje na izvijanje u isto vreme (pod proporcionalnim uvećanjem opterećenja), oba će morati da dele ograničenje koje potiče od drugih vezanih elemenata (greda) i faktor $k$ će tada biti definisan kao (6).

U suprotnom slučaju, kada susedni stub ima relativno malo aksijalno opterećenje, on se može uključiti među elemente koji doprinose rotaciji posmatranog elementa pri izvijanju prema (7):

$$k = \frac{\theta}{M} \cdot \left[ \frac{EI_a}{l_a} + \frac{EI_c}{l_c} \right], \tag{6}$$

$$k = \frac{\theta}{M_1 + M_2 + ... + (1-\alpha) \cdot M_a} \cdot \left( \alpha \cdot \frac{EI_a}{I_a} + \frac{EI_c}{I_c} \right), \tag{7}$$

gde je:

$M_1, M_2$ - momenti savijanja u gredama 1,2,3,

$M_a$ - momenat savijanja u sledećem stubu izračunat bez uzimanja u obzir aksijalne sile $N_a$, $\alpha = N_a / N_{Ba}$,

$N_a$ - aksijana sila na sledećem stubu

$N_{Ba}$ - izvijanje sledećeg stuba (može biti proračunato aproksimativno, npr. uzimanjem u obzir samo horizonatnih članova koji su pozicionirani kao sledeći do čvorova).

Kada se definišu efektivne dužine, krutost elemenata koji obezbeđuju uklještenja treba da se odredi uzimajući u obzir prsline, ukoliko se ne može pokazati da ti elementi rade u fazi bez prslina. U izrazima (6) i (7) potrebno je sračunati relativnu elastičnost uklještenja koja sprečavaju rotaciju na krajevima elementa $k_1$ i $k_2$ kao i rotaciju elastičnog uklještenja a usled momenta savijanja M, što u praksi podrazumeva upotrebu softvera.

## 4. KRITERIJUM GRANIČNE VITKOSTI ZA IZDVOJENE ELEMENTE

Kriterijum granične vitkosti $\lambda_{lim}$ za izdvojene elemente pri kome se uticaju drugog reda mogu zanemariti prema [1] dat je izrazom (8). Vrednost $\lambda_{lim}$ koja se primenjuje u određenoj zemlji može biti data u njenom Nacionalnom aneksu.

$$\lambda_{\text{lim}} = A \cdot B \cdot C \cdot 20 / \sqrt{n} \tag{8}$$

gde je:

$A = 1/(1 + 0,2 \cdot \phi_{ef})$ - (ako $\varphi_{ef}$ nije poznato, može da se uzme A=0,7)

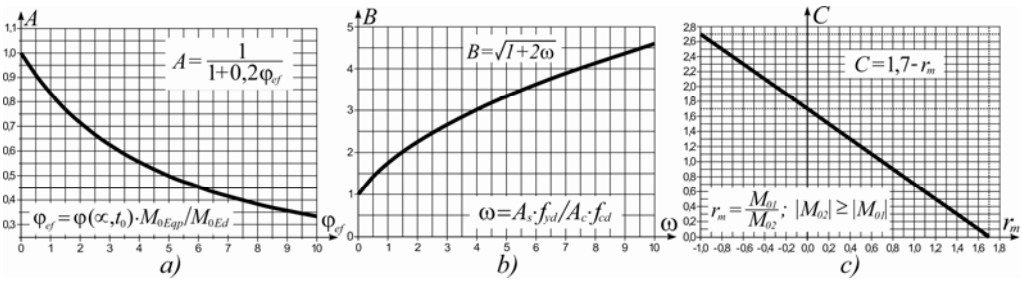
$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$ - (ako $\omega$ nije poznato, može da se uzme B=1,1)

$C = 1,7 - r_m$ - (ako $r_m$ nije poznato, može da se uzme C=0,7)

$\omega = A_s \cdot f_{yd} / A_c \cdot f_{cd}$ - mehanički koeficijent armiranja

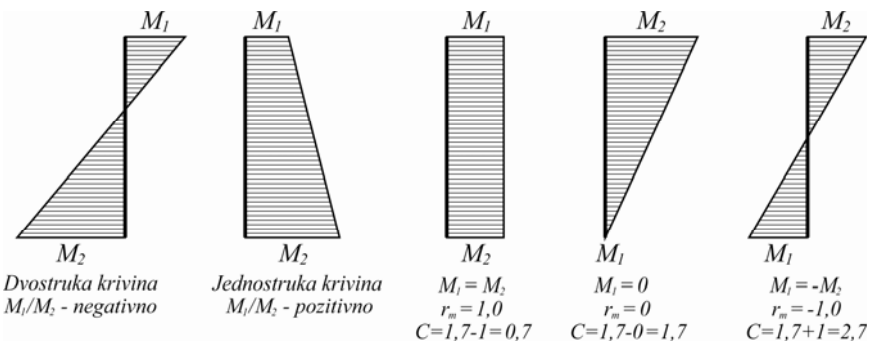
$n = N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}$ - relativna normalna sila

$r_m = M_{01} / M_{02}$ - odnos momenata; $M_{01}$, $M_{02}$ ; momenti prvog reda na krajevima elementa, pri čemu je po definiciji $|M_{02}| \geq |M_{01}|$




*Sl.3. a) Uticajni koeficijent $A=A(\varphi_{ef})$; b) Uticajni koeficijent $B=B(\omega)$; c) uticajni koeficijent $C=C(r_m)$*

Preko veličina A, B i C uvedeni su uticaji efekta tečenja, mehaničkog koeficijenta armiranja i odnosa momenta prvog reda na krajevima elementa. Dok je preko relativne normalne sile $n=N_{Ed}/A_c{\cdot}f_c$ uveden uticaj normalne sile $N_{Ed}$ na vrednost granične vitkosti $\lambda_{lim}$. Od tri faktora A, B i C najveći uticaj na funkciju $\lambda_{lim}$ očigledno ima faktor $C(r_m)$ (sl.3c). Stoga je preporučljivo da se početna vrednost $\lambda_{lim}$ odredi sa preporučenim vrednostima za A i B prema [1] , a da se koeficijent C sračuna prema konkretnom slučaju (sl.3) . Za neukrućene elemente treba uvek uzeti vrednost C=0,7. Vrednost $r_m=1$. generalno treba uvek koristiti za elemente koji nisu ukrućeni i za ukrućene elemente u kojima momenti prvog reda nastaju dominantno ili jedino usled imperfekcije ili transferzalnog opterećenja.

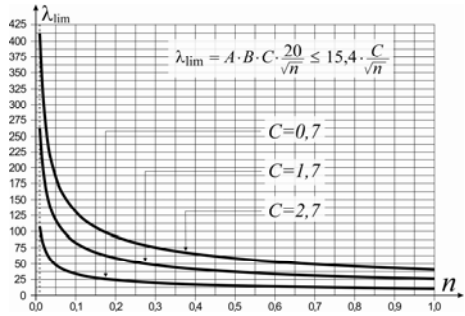



*Sl.4 Vrednosti koeficijenta $C=C(r_m)$*

Stoga za početnu vrednost $\lambda_{lim}$ prema [1] treba koristiti izraz (9):

$$\lambda_{\lim} = A\cdot B\cdot C\cdot\frac{20}{\sqrt{n}}\leq\frac{15,4}{\sqrt{n}}\cdot C \tag{9}$$

Dijagram granične vitkosti prema [1] dat je na sl.4. U predstandardu [2] granična vitkost je definisana kao $\lambda_{lim}=max\{25\ ;15/n^{0,5}\}$ dok BAB 87 [3] daje ograničenje vitkosti na $\lambda_{lim}$=25, ali i u funkciji ekcentriciteta prvog reda $e_1$. U zavisnosnosti od uticajnih faktora granica $\lambda_{lim}$ prema standardu [1] je promenljiva, što je i sasvim opravdano, pa je uslov $\lambda_{lim}$=25 izlišan a i ne odražava suštinu problema. Novo je i to da Standard [1] eksplicitno ne daje gornju granicu vitkosti $\lambda$ preko koje se ne sme ići pri primeni vitkih armirano betonskih elemenata u praksi. U predstandardu [2] pri primeni metode model-stub vitkost se ograničava na $\lambda \leq 140$. Prema [3] vitkost je ograničena na vrednost $\lambda_{max}=140$ u eksploataciji, a u fazi montaže (kratkotrajno dejstvo) na $\lambda_{max}=20$.




*Sl.5 Funkcija vitkosti $\lambda_{lim}$ prema [1]*

## 5. GEOMETRIJSKA IMPERFEKCIJA

Nepovoljni efekti mogućih odstupanja u geometriji konstrukcije i položajima opterećenja (geometrijske imperfekcije) moraju da se uzmu u obzir u analizi elemenata i konstrukcija. Iperfekcije se generalno moraju uzeti u obzir u graničnim stanjima nosivosti za trajne i incidentne proračunske situacije. Biće prikazane odredbe prema [1] koje važe za elemente sa aksijalnim silama pritiska pretežno u zgradama. Numeričke vrednosti odgovaraju uobičajenim izvođačkim tolerancijama. Imperfekcija se prema [1] predstavlja određenim nagibom $\theta_i$ koji je dat izrazom:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \tag{10}$$

gde je:

$\theta_0$ - osnovna vrednost

$\alpha_h$ - redukcioni koeficijent za visinu: $\alpha_h = 2 \cdot \sqrt{l}$ ; $2/3 \le \alpha_h \le 1$

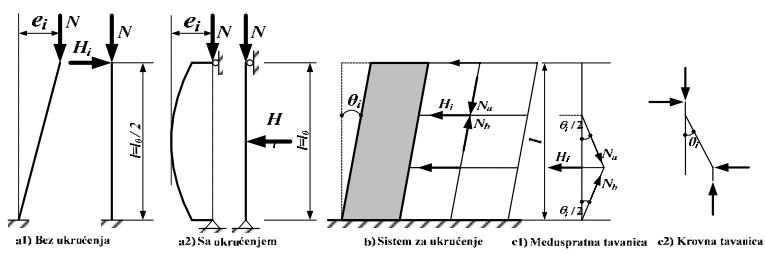
$\alpha_m$ - redukcioni koeficijent za broj elemenata: $\alpha_m = \sqrt{0{,}5 \cdot (1 + 1/m)}$

$l$ - dužina ili visina [$m$]

$m$ - broj vertikalnih elemenata koji sadejstvuju u ukupnom uticaju

U izrazu (10) definicija vrednosti $l$ i $m$ zavisi od razmatranog uticaja, pri čemu se razlikuju tri osnovna slučaju (slika.6):

- Uticaj na izdvojeni element: $l$=stvarna dužina, $m=1$.
- Uticaj na sistem za ukrućenje konstrukcije: $l$=visina zgrade, $m$=broj vertikalnih elemenata koji prenose horizontalnu silu na sistem za ukrućenje.
- Uticaj na međuspratne konstrukcije ili krovne dijafragme koje prenose horizontalna opterećenja: $l$=spratna visina, $m$=broj vertikalnih elemenata u spratu/spratovima koji prenose ukupnu horizontalnu silu na međuspratnu konstrukciju - dijafragmu




*Sl.6 Primeri uticaja geometrijskih imperfekcija*

Za izdvojene elemente (sl.6.a), uticaj imperfekcije može da se uzme na dva alternativna načina:

*a*) kao ekcentricitet $e_i$ : $e_i=\theta_i \cdot l_0/2$ (11)

Za zidove i izdvojene stubove u sistemima koji su ukrućeni, kao uprošćenje uvek može da se koristi $e_i=l_0/400$, što odgovara vrednosti $\alpha_h=1$.

*b*) kao transferzalnu silu $H_i$, u položaju koji daje maksimalni momenat:

-za neukrućene elemente (sl.6.a1) $H_i=\theta_i \cdot N$ (12)

-za ukrućene elemente (sl.6.a2) $H_i=2 \cdot \theta_i \cdot N$ (13)

Ekcentricitet je pogodan za statički određene elemente, dok se transferzalno opterećenje može koristiti i za statički određene i statičke neodređene elemente. Sila $H_i$ može da se zameni nekim drugim ekvivalentnim transverzalnim dejstvom. U konstrukcijama uticaj nagiba $\theta_i$ može da se zameni odgovarajućim transverzalnim silama koje u analizi treba da se uzmu u obzir zajedno sa ostalim dejstvima. U sledećim izrazima $N_a$ i $N_b$ su podužne sile koje daju horizontalnu silu $H_i$

Uticaj na sistem za ukrućenje, (sl.6.b) $H_i=\theta_i \cdot (N_b-N_a)$ (14)

Uticaj na međuspratnu dijafragmu, (sl.6.c1) $H_i=\theta_i \cdot (N_b-N_a)/2$ (15)

Uticaj na krovnu dijafragmu, (sl.6.c2) $H_i=\theta_i \cdot N_a$ (16)

Kao uprošćena alternativa za zidove i izdvojene stubove u konstrukcijskim sistemima sa ukrućenjem, ekcentricitet $e_i=l_0/400$ može da se uzme kao zamenjujuća vrednost za imperfekcije koje odgovaraju normalnim odstupanjima u izvođenjima

## 6. TEČENJE BETONA

Uticaji usled tečenja betona moraju biti uzeti u obzir u analizi drugog reda, pri tome vodeći računa o generalnim uslovima tečenja i o trajanju različitih opterećenja u razmatranoj kombinaciji opterećenja. Trajanje opterećenja može da se uzme u obzir u proračunu na uprošćen način pomoću efektivnog koeficijenta tečenja $\varphi_{ef}$, koji sa proračunskom deformacijom daje deformaciju (krivinu) usled tečenja koja odgovara kvazi stalnom opterećenju:

$$\phi_{ef} = \phi(\infty, t_0) \cdot M_{oEqp} / M_{0Ed} \tag{17}$$

gde je:

$\varphi(\infty, t_0)$ - konačna vrednost koeficijenta tečenja

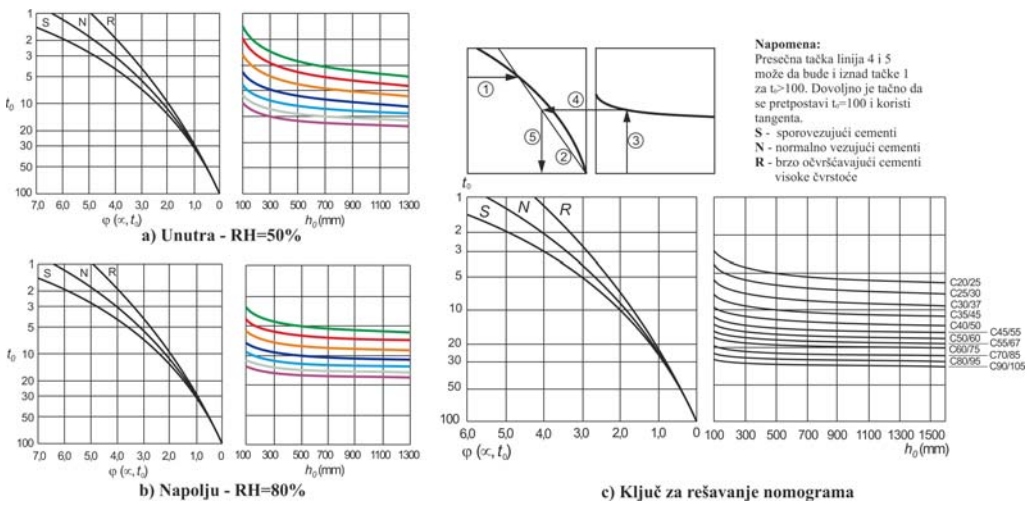
$M_{0Eqp}$ - momenat savijanja prvog reda za kvazi-stalnu kombinaciju opterećenja u graničnom stanju upotrebljivosti (GSU)

$M_{0Ed}$ - momenat savijanja prvog reda za proračunsku kombinaciju opterešćenja u graničnom stanju nosivosti (GSN)

Konačne vrednosti koeficijenta tečenja mogu da se odrede pomoću nomograma na slici 7. Moguće je da se koeficijent $\varphi_{ef}$ odredi prema $M_{Eqp}$ i $M_{Ed}$, ali to zahteva primenu iteracije i proračun stabilnosti za kvazi-stalno opterećenje sa $\varphi_{ef}=\varphi(\infty,t_0)$. Uticaj tečenja betona može da se zanemari ($\varphi_{ef}=0$), ukoliko su ispunjena sledeća tri uslova prema [1]:

$$\left.\begin{aligned} &\phi(\infty, t_0) \le 2 \\ &\lambda \le 75 \\ &M_{0Ed} / N_{Ed} \ge h \end{aligned}\right\} \tag{18}$$

U ovim izrazima $M_{0Ed}$ je momenat savijanja prvog reda dok je $h$ visina poprečnog preseka u odgovarajućem pravcu. Slične uslove za zanemarivanje uticaja tečenja propisuje i BAB 87, ali zahteva da bude ispunjen i bar jedan od sledećih tri uslova: $\lambda \leq 50$ ; $e_1/d > 2$; $Ng \leq 0{,}2Nq$, gde je $d$-ukupna visina preseka u ravni savijanja, $N_g$-normalna sila od stalnog i $N_q$-normalna sila od ukupnog ekspoloatacionog opterećenja.




*Sl.7 Konačne vrednosti koeficijenta tečenja prema [1]*

## 7. METODE ANALIZE

U Standardu EC2 sugerišu se metode analize prema kojima se omogućava proračun uticaja drugog reda. Generalno se sugerišu tri metode: generalna metoda, metoda u kojoj se koristi nominalna krutost i metodu u kojoj se koristi nominalna krivina. Izbor uprošćenih metoda koje se primenjuju u određenoj zemlji dat je u njenom Nacionalnom aneksu. Nominalni moment savijanja drugog reda, koji se dobija uprošćenim metodama (metod nominalne krutosti i metod nominalne krivine), ponekad mogu biti veći od od onih koji odgovaraju uticajima pri kojima nastaje stanje nestabilnosti. Time se obezbeđuje da je totalni momenat kompatibilan sa nosivošću poprečnog preseka. Dalje se sugeriše i pod kojim uslovima je neka od ovih metoda celishodnija za primenu u inženjerskoj praksi. Primena generalne metode zasniva se na punoj nelinearnoj analizi drugog reda, dok se druge dve metode zasnivaju na određenim uprošćenjima prilagođenim za lakšu upotrebu u svakodnevnoj inženjerskoj praksi za proračun uticaja drugog reda. Preporučuje se da se metoda nominalne krutosti može primenjivati pri analizi izdvojenih elemenata i konstrukcija u celini, a metoda zasnovana na nominalnoj krivini za izdvojene elemente, ali pod određenim uslovima može da se koristi i za globalnu analizu drugog reda. Pri korišćenju metode nominalne krutosti operiše se ukupnim proračunskim momentom, koji se dobija kao rezultat povećanja momenta prvog reda (sa imperfekcijama) za efekte drugog reda, u obliku: $M_{Ed}=M_{0Ed}+M_2$. U analizi drugog reda na osnovu krutosti treba da se koriste nominalne vrednosti krutosti na savijanje, uzimajući u obzir uticaje prslina, materijalne nelinearnosti i tečenja betona na globalno ponašanje konstrukcije. To se odnosi na susedne elemente koji su obuhvaćeni analizom, na primer, grede, ploče i temelje. Kada to može biti od značaja treba uzeti u obzir i interakciju temelja i tla.

## 8. ZAKLJUČAK

U radu je prikazana analiza uticaja drugog reda AB elemenata sa aksijalnom silom pritiska prema Standardu EC2. Ukazano je na neke razlike pri tretiranju ovakvih elemenata u odnosu na predstandard EC2 i BAB 87. Sa stanovišta veličine uticaja drugog reda od presudnog značaja je stepen horizontalne pomerljivosti konstrukcije kao i vitkost elemenata konstrukcije. Pomerljive konstrukcije su osetljivije na uticaje drugog reda. Činjenica je da veličina uticaja drugog reda raste sa povećanjem dužine elementa, intenzitetom aksijalnog opterećenja kao i konstantnošću dijagrama momenata duž elementa, što ukazuje na to da su uticaji drugog reda kod nekih elemenata relativno veći od drugih. Sa smanjenjem prethodnih parametara dolazi se u oblast gde su uticaji drugog reda dovoljno mali da bi se radi pojednostavljenja proračuna mogli izostaviti. Vitkost kao mera osetljivosti još uvek je najćešće korišćeni parametar za postavljanje granice vitkosti pri kome se uticaji efekata teorije II reda mogu ili ne mogu izostaviti pri proračunu izdvojenih AB stubova. Kao granična mera vitkosti se u aktuelnoj tehničkoj regulativi koriste vrednosti između 20 i 25. Ovako definisana, samo geometrijski,vitkost se može koristiti kao mera osetljivosti samo u proceni nelinearnog ponašanja homogenih materijala. Zbog toga je u Standardu [1] predviđena upotreba složenijeg parametra $\lambda_{lim}$ koji, pored geometrijske vitkosti, sadrži i uticaj sledeća dva najbitnija parametra: nivo aksijalnog opterećenja i proračunske čvrstoće betona, a obuhvaćeni su i procenat armiranja i efekti dugotrajnih uticaja-tečenje betona. Ovako definisan parametar odražava suštinu problema i obezbeđuje veću tačnost procene a dovoljno je jednostavan za primenu u inžinjerskoj praksi. Standard [1] ne propisuje eksplicitno gornju granicu vitkosti $\lambda$ preko koje se vitki elementi ne mogu naći u inžinjerskoj praksi. S obzirom da se pomoću predloženih uprošćenih metoda proračuna može sračunati ukupni proračunski moment $M_{Ed}=M_{0Ed}+M_2$, koji predstavlja zbir momenata prvog i drugog reda, za poznatu normalnu silu $N_{Ed}$ u merodavnom poprečnom preseku, dimenzionisanje merodavnog poprečnog preseka izolovanog vitkog AB elementa sprovodi se po metodi graničnog stanja nosivosti preseka.To je u stvari i razlog što u Standardu [1] nije eksplicitno propisana granična vitkost elementa sa gornje strane.

## LITERATURA


[1] EN 1992-1-1:2004: (Evrokod 2, Eurocode 2- EC2): *Proračun betonskih konstrukcija - Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade*, Građevinski fakultet, Beograd 2006.

[2] EN 1992-1-1: (Evrokod 2, Eurocode 2- EC2): *Proračun betonskih konstrukcija-Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade*, Građevinski fakultet, Beograd 1994.

[3] *Priručnik za primenu Pravilnika o tehničkim normativima za beton i armirani beton-BAB 87*, Knjiga 1 i 2, Građevinska knjiga Beograd, 1991.

[4] Brujić, Z: *Proračun AB elemenata prema standardu Evrokod2, Materijali i konstrukcije 48(2005)1-2,* 624.032.001.14.012.35/.36(083.74)(4) .

[5] Hellesland, J: *On column slenderness limits. Mechanics Division*, University of Oslo, 1999-05-28

[6] Westerberg, Bo: *Second order effects*. University of Stockholm, May 2002.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Aleksandar Ristovski [1], Vladimir Stanojević [2]*

# METODE PRORAČUNA VITKIH AB ELEMENATA PREMA STANDARDU EC 2

**Rezime:**

U [1] daju se znatno preciznija i kompletnija uputstva za proračun efekata izvijanja u odnosu na prethodna izdanja [2]. Ovo se, pre svega, odnosi na proračun globalnih efekata izvijanja. Klasifikovana su tri osnovna metoda analize: 1. Opšti metod, koji bazira na nelinearnoj analizi drugog reda; 2. Analiza drugog reda zasnovana na nominalnoj krutosti; 3. Metoda zasnovana na proceni (predviđanju) krivine. Opšti metod je referentni metod koji se rnože koristiti za verifikaciju drugih metoda. Metode 2 i 3 su, kao približni, koncipirane konzervativno. Pri tome, metod 2 može biti korišćen i za izdvojene elemente i za konstrukciju u celini.

***Ključne reči**: vitkost, AB stubovi, metode proračuna, krivina, krutost, standard*

# METHODS OF ANALYSIS OF SLENDER RC ELEMENTS ACCORDING TO STANDARD EUROCODE 2

***Summary:***

*In [1] give a much more accurate and complete instructions for calculating the effects of buckling in previous editions [2]. This is primarily related to the calculation of the effects of global buckling. Classified three basic methods of analysis: the first general method, which is based on the nonlinear analysis of the second order effects; 2 Analysis of second order based on nominal stiffness; Method 3 is based on a nominal curvature. The general method is the method that the reference can used for verification of the other methods. Methods 2 and 3 are, as an approximate, conservatively designed. In addition, the method 2 can be used, and the extracted elements and the structure as a whole.*

***Key words**: slenderness, RC column, methods, stiffness, curvature, technical code.*

[1] *Prof. dr, dip.građ.inž. - Fakultet tehničkih nauka, Kosovska Mitrovica*
[2] *Ass. mr, dip.građ.inž. - Fakultet tehničkih nauka, Kosovska Mitrovica*

# 1. UVOD

Kod vitkih pritisnutih elemenata rezultati dimenzionisanja saglasno uticajima prvog reda, najćešće, nisu zadovoljavajuće tačnosti i ostaju na strani nesigurnosti. Granična nosivost i, uopšte, ponašanje ovakvih elemenata je bitno određeno deformacijom, zbog čega njihov proračun mora da obuhvati sve fenomene koji doprinose povećanju deformacije elementa/ konstrukcije. Pri tome prosta analiza saglasno teoriji drugog reda, kojom se uslovi ravnoteže analiziraju na deformisanom elementu mora biti dopunjena i efektima vremenskog povećanja deformacije usled tečenja betona, kao i, neizbežnim, geometrijskim imperfekcijama elementa. Zbog nelinearnih karakteristika ponašanja čelika i betona armiranobetonskog elementa, problem je i materijalno nelinearan, što mora biti simultano obuhvaćeno analizom. Proračun vitkih elemenata je primarno određen horizontalnom pornerljivosću konstrukcije. Kod potpuno horizontalno nepomerljive konstrukcije (idealizovan slučaj) uticaji na krajevima stubova su, praktično, nezavisni od deformacije konstrukcije, a deo stuba koji je "osetljiv" na uticaje drugog reda je lociran u njegovom središnjerm delu. Efekti drugog reda jednog elementa ne utiču na susedne elemente. Ovo omogućava da se, kod ovakvih konstrukcija, efekti vitkosti analiziraju nezavisno na *izolovanom elementu - lokalni efekti vitkosti.* Česta je, tada, situacija u kojoj su uticaji na krajevima stuba (uticaji prvog reda) merodavni za dimenzionisanje izdvojenog elementa. Kod horizontalno pomerljivih konstrukcija krajevi stubova se, redovno, nalaze unutar "osetliivog" dela stuba na uticaje drugog reda, čime njihova promena utiče na preraspodelu uticaja na nivou cele konstrukcije. Zbog ovoga, tretman izolovanih elemenata, u ovom slučaiu, ne može dati dovoljno tačne rezultate. Efekti vitkosti moraju biti analizirani na nivou konstrukcije - globalni efekti vitkosti. Tačan proračun bi podrazumevao analizu konstrukcije kojim bi se simultano obuhvatili efekti materijalne i geometrijske nelinearnosti. Objavljivanjem Standarda Evrokod 2, 2004[1]. godine, uvedene su brojne novine u proračun betonskih elemenata i konstrukcija uopšte, pa i u oblasti vitkih elemenata. Proračun vitkih elemenata je znatno preciznije definisan u odnosu na predstandard[2]

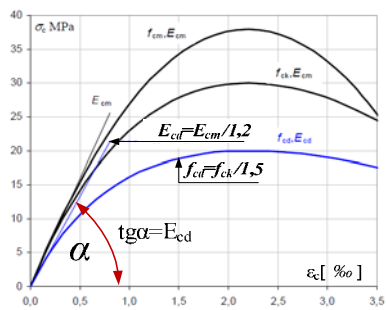
# 2. METODE ANALIZE

U Standardu EC2[1] sugerišu se metode analize prema kojima se omogućava proračun uticaja drugog reda. Generalno se sugerišu tri metode: generalna metoda, metoda u kojoj se koristi nominalana krutost i metoda u kojoj se koristi nominalna krivina. Izbor uprošćene metode koja se primenjuje u određenoj zemlji dat je u njenom Nacionalnom aneksu. Nominalni moment savijanja drugog reda, koji se dobija uprošćenim metodama (metod nominalne krutosti i metod nominalne krivine), ponekad može biti veći od od onih koji odgovaraju uticajima pri kojima nastaje stanje nestabilnosti. Time se obezbeđuje da je totalni momenat kompatibilan sa nosivošću poprečnog preseka. Dalje se sugeriše i pod kojim uslovima je neka od ovih metoda celishodnija za primenu u inženjerskoj praksi. Primena generalne metode zasniva se na punoj nelinearnoj analizi drugog reda, dok se druge dve metode zasnivaju na određenim uprošćenjima prilagođenim za lakšu upotrebu u svakidašnjoj inženjerskoj praksi za proračun uticaja drugog reda. Preporučuje se da se metoda nominalne krutosti može primenjivati pri analizi izdvojenih elemenata i konstrukcija u celini, a metoda zasnovana na nominalnoj krivini za izdvojene elemente, ali pod određenim uslovima može da se koristi i za globalnu analizu drugog reda. Pri korišćenju metode nominalne krutosti operiše se ukupnim proračunskim momentom, koji se dobija kao rezultat povećanja momenta prvog reda (sa imperfekcijama) za

efekte drugog reda, u obliku: $M_{Ed}=M_{0Ed}+M_2$. U analizi drugog reda na osnovu krutosti treba da se koriste nominalne vrednosti krutosti na savijanje, uzimajući u obzir uticaje prslina, materijalne nelinearnosti i tečenja betona na globalno ponašanje konstrukcije. To se odnosi i na susedne elemente koji su obuhvaćeni analizom, na primer grede, ploče i temelje. Kada to može biti od značaja treba uzeti u obzir i interakciju temelja i tla.

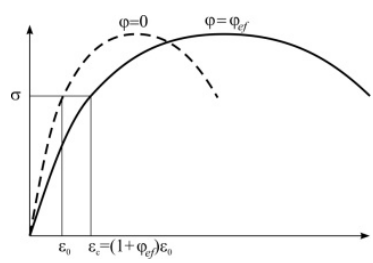
## 2.1 OPŠTI METOD

Opšti metod podrazumeva analizu konstrukcije uz simultano uključivanje efekata materijalne i geometrijske nelinearnosti. Pretpostavlja se primena standardnog bilinearnog radnog dijagrama za čelik, te radnog dijagrama betona za analizu (slika 2), kod kojeg se koriste proračunske vrednosti $f_{ed}$ umesto $f_{cm}$ i $E_{cd}=E_{cm}/\gamma_{cE}$ umesto $E_{cm}$ preporučeno $\gamma_{cE}=1,2$.




*Sl. 1 - Radni dijagram betona za analizu konstrukcije*

Tečenje betona se može uzeti u razmatranje na više različitih načina. Najtačniji model bio bi povećanje opterećenja i vremena u koracima, i to uzimanjem napona i odgovarajućih izvijanja iz prehodnog koraka kao početne vrednosti za sledeće uvećanje. Za svaki korak naponi bi bili izračunata uzimanjem u obzir njihove vremenske zavisnosti. Po uprošćenom modelu Efekti tečenja se mogu uvesti u proračun dodatnom modifikacijom radnog dijagrama za beton faktorom $(1+\varphi_{ef})$ gde se efektivnim koeficijentom tečenja $\varphi_{ef}$ obuhvata i uticaj trajanja delovanja opterećenja (slika 2). Sa ovim modelom analiza se može sprovesti ili u koracima, za opterećenja sa različitim trajanjem, ili direktno za kombinaciju proračunskog opterećenja u jednom koraku Drugo pitanje je da li bi jedan i isti efektivni odnos tečenja trebalo koristiti dužinom pritisnutog elementa (ili u različitim delovima konstrukcije), ili bi on trebalo da varira kao što i odnos $M_{Eqp}/M_{Ed}$ može da varira. Ovo zadnje bi bila najispravnija alternativa, ali je obično prihvatljivo upotrebljavati jednu reprezentativnu vrednost za $\varphi_{ef}$ za jedan element ili čak za celu konstrukciju.




*Slika 2 - Jednostavan način uzimanja u obzir tečenja kod opšteg metoda.*

## 2.2 UPROŠĆENE METODE ANALIZE I NJIHOVA ZAJEDNIČKA OSNOVA

Kod uprošćenog metoda proračuna može se upotrebiti razlika između graničnog momenta nosivosti i momenta prvog reda $M_u$-$M_0$ kao nominalni momenat drugog reda (sl.3). Može se sračunati ukupni proračunski moment $M_{Ed}$=$M_{0Ed}$+$M_2$, koji predstavlja zbir momenata prvog i drugog reda, te se uz poznatu (nepromenjenu) normalnu silu $N_{Ed}$ , u merodavnom poprečnom preseku, dimenzionisanje merodavnog poprečnog preseka izolovanog vitkog AB elementa sprovodi po metodi graničnog stanja nosivosti preseka. Nominalni moment savijanja drugog reda, koji se dobija uprošćenim metodama (metod nominalne krutosti i metod nominalne krivine), ponekad mogu biti veći od od onih koji odgovaraju uticajima pri kojima nastaje stanje nestabilnosti. Time se obezbeđuje da je totalni momenat kompatibilan sa nosivošću poprečnog preseka. Pri praktičnom projektovanju, postoje dva glavna metoda za izračunavanje ovog nominalnog momenta drugog reda:

1. Predviđanje krutosti EI radi upotrebe u linearnoj analizi drugog reda (npr. razmatranje geometrijske nelinearnosti ali pretpostavljanje linearnog ponašanja materijala); ovaj metod je ovde nazvan metod nominalne krutosti.

2. Predviđanje krivine 1/r korespodentne izvijanju drugog reda za koje je izračunat momenat drugog reda; ovaj metod je ovde nazvan metod nominalne krivine

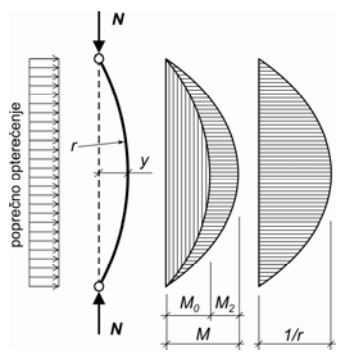
Pre ulaska u detalje ova dva metoda, biće kratko opisana njihova zajednička osnova.

Ukupni momenat uključujući i momenat drugog reda kod prostog izdvojenog stuba je:

$$M = M_0 + M_2 = M_0 + N \cdot y = M_0 + N \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{l^2}{c} \quad \text{(6-1)} \tag{1}$$

gde je (slika 3):

$M$ - ukupni momenat
$M_0$ - momenat prvog reda
$M_2$ - momenat drugog reda
$N$ - aksijalna sila
$y$ - izvijanje korespodentno sa $1/r$
$1/r$ - zakrivljenost korespodentna sa $y$
$l$ - dužina
$c$ - faktor za raspodelu zakrivljenosti

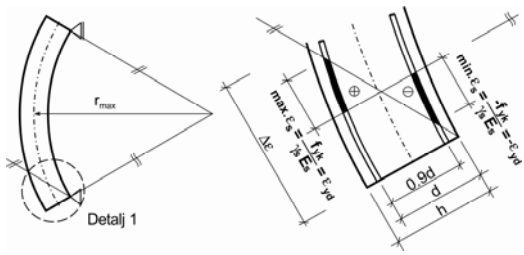



*Slika 3 - Ilustracija deformacija i momenata kod zglobno oslonjenog stuba (na slici je momenat provg reda predstavljen kao efekat transverzalnog opterećenja. Momenat drugog reda bi takođe mogao biti dat preko ekscentričnosti aksijalnog opterećenja.*

Razlika između dva metoda leži u formulaciji krivine (1/r) u posmatranom preseku. Kod metode krutosti (1/r) je izražena preko procenjene nominalne krutosti EI:

$$1/r = M/EI \tag{2}$$

Kod metoda u kojoj se koristi nominalna krivina, krivina u posmatranom preseku (1/r) je procenjena direktno, na osnovu armature (sl.4):




*Slika 4*

$$\frac{1}{r} = \frac{2 \cdot \varepsilon_{yd}}{0,9 \cdot d} \tag{3}$$

### 2.2.1 Metoda zasnovana na nominalnoj krutosti

U analizi efekata drugog reda na osnovu krutosti treba koristiti nominalne vrednosti krutosti na savijanje, uzimajući u obzir uticaje prslina, materijalne nelinearnosti i tečenje betona na globalno ponašanje konstrukcije. To se odnosi i na susedne elemente koji su obuhvaćeni analizom, na primer, grede ploče i temelje. Kada to može da bude od značaja, interakcija tlo-konstrukcija treba da se uzme u obzir.

#### *2.2.1.1 Osnovne jednačine*

Razmatran je prosti izdvojeni stub dužine $l=l_0$ (slika 3). Ukupan proračunski moment drugog reda $M_2$, može da se dobije povećanjem momenta savijanja određenog linearnom analizom, Prema [1] za izdvojene elemente, praktično, ukupan proračunski moment savijanja, koji uključuje efekte drugog reda ($M_{Ed}$ ), može biti sračunat uvećanjem momenta savijanja prvog reda $M_{0Ed}$, $N_{Ed}$ - proračunska vrednost aksijalne sile, na sledeći način:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot y = N_{Ed} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{l^2}{c} = N_{Ed} \cdot \frac{M_{Ed}}{EI} \cdot \frac{l_0^2}{c} \cdot \left( \frac{M_{0Ed}}{c_0} + \frac{M_2}{c_2} \right) \tag{4}$$

Sa $c_0$ i $c_2$ moguće je razmatrati raličite raspodele momenata prvog i drugog reda (primarno korespondentne krivini). Rešavanje za $M_2$ daje:

$$M_2 = M_{0Ed} \cdot \left( \frac{N_{Ed} \cdot \frac{l_0^2}{c_0 \cdot EI}}{1 - N_{Ed} \cdot \frac{l_0^2}{c_0 \cdot EI}} \right) = M_{0Ed} \cdot \left( \frac{c_2 / c_0}{c_2 \cdot EI / l_0^2 \cdot N_{Ed} - 1} \right) \tag{5}$$

U mnogim je slučajevima prihvatljiva pretpostavka da momenat drugog reda ima sinusnu raspodelu. Ovo odgovara $c_2=\pi^2$; $M_2$ se onda može napisati kao:

$$M_2 = M_{0Ed} \cdot \left[ \frac{\pi^2 / c_0}{\left(\pi^2 \cdot EI / l_0^2\right) - 1} \right] = M_{0Ed} \cdot \left( \frac{\beta}{N_B / N_{Ed} - 1} \right) \tag{6}$$

gde je:

$N_B$ - nominalno opterećenje izvijanja (kritična sila sračunata za nominalnu krutost)

$\beta = \pi^2 / c_0$, koeficijent koji zavisi od distribucije momenata savijanja prvog i drugog reda:

$c_o$=8 za konstantnu distribuciju momenta savijanja duz stuba, $c_o$ =9.6 za paraboličnu,

$c_o$=12 za simetričnu trougaonu distribuciju

Ukupni momenat će biti:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left( 1 + \frac{\beta}{N_B / N_{Ed} - 1} \right) \tag{7}$$

$M_{Ed}$ - Ukupan proračunski momenat,uključujući momenat drugog reda

$M_{0Ed}$ - momenat prvog reda, uključivo efekte imperfekcije

$N_{Ed}$ - proračunska vrednost aksijalnog opterećenja

$N_B$ - opterećenje pri izvijanju određeno sa nominalnom krutošću

U mnogim je slučajevima prihvatljiva pretpostavka da momenti prvog i drugog reda imaju slične (afine) raspodele, tada je $\beta \approx 1$. Jednačina (7) se može uprostiti:

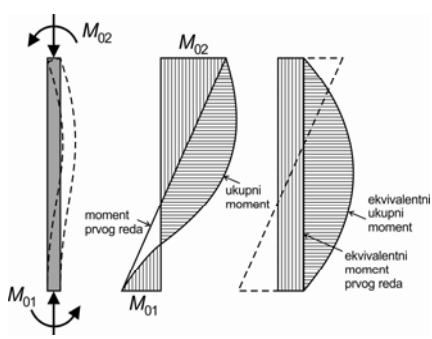
$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_B / N_{Ed})} \tag{8}$$

### *2.2.1.2 Raspodela momenta*

Različite vrednosti momenata prvog reda na krajevima elementa $M_{01}$ i $M_{02}$ mogu da se zamene ekvivalentnim momentom savijanja prvog reda $M_{0e}$

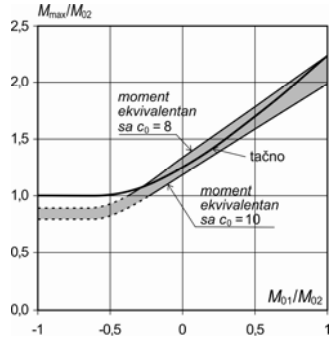
$$M_{0e} = 0,6 \cdot M_{02} + 0,4 \cdot M_{01} \geq 0,4 \cdot M_{02} \;\; ; \;\; \left| M_{02} \right| \geq \left| M_{01} \right| \tag{9}$$

U skladu sa pretpostavkom o konstantnom momentu prvog reda prema [1] treba koristiti $c_0$=8, ova vrednost važi i za elemente sa dvostrukom krivinom. Ovde će biti detaljnije razmatran slučaj razdvajanja krajnjih momenata. Napravljena je veza sa sa dobro poznatom formulom za ekvivalentni konstantni momenat prvog reda. Ovo je ilustrovano na slici 5.




*Slika 5 - Ilustracija delovanja različitih momentata prvog reda $M_{01}$ i $M_{02}$ na krajevima vitkog stuba koji su zamenjeni ekvivalentnim momentima (ekscentricitetom) prvog reda .*

Jednačina (7) se može upotrebiti i sa ekvivalentnim momentima prvog reda prema (9). Primer rezultata je predstavljen na slici 6, gde su upotrebljene dve različite vrednosti $c_0$: 8 i 10. Slika 6 pokazuje dobro slaganje sa tačnim rešenjem za $c_0$=8, dok za $c_0$=10 mogu da se pojave nebezbedni rezultati. Stoga je u [1] preporučeno $c_0$=8; ovo je takođe u skladu sa pretpostavkom konstantnog ekvivalentnog momenta prvog reda.




*Slika 6 - Ilustracija delovanja različitih momentata prvog reda $M_{01}$ i $M_{02}$ na krajevima vitkog stuba - poređenje između maksimalnog momenta prema tačnom rešenju i ekvivalentnog momenta prvog reda, sa uveličavajućim faktorom*

### 2.2.2 Predviđanje krutosti

Sledeći prost model može se koristiti za procenu nominalne krutosti vitkih pritisnutih elemenata sa sa proizvoljnim poprečnim presekom:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \tag{10}$$

gde je:

$E_{cd}$ - proračunska vrednost modula elastičrosti betona (slika 1).
$I_c$ - moment inercije poprećnog preseka betona
$E_s$ - proračunska vrednost modula elastičnosti armature
$I_s$ - noment inercije površine armature u odnosu na težište betona
$K_c$ - koeficijent kojim sa uzima u obzir uticaj prslina, tečenja, itd.
$K_s$ - koeficijent kojim se uzima u obzir doprinos armature.

Sledeći koeficijenti se mogu koristiti u izrazu (10), pod uslovom da je $\rho \geq 0{,}002$

$$K_s = 1 \tag{11}$$

$$K_c = k_1 \cdot k_2 / (1+\varphi_{ef}) \tag{12}$$

gde je:

$\rho$ - geometrijski koeficijent armiranja $A_s/A_c$
$\varphi_{ef}$ - efektivni koeficijent tečenja
$k_1$ - koeficijent u zavisi od klase čvrstoće betona
$k_2$ - koeficijent koji zavisiod aksijalne sile i vitkosti

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \tag{13}$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0{,}20 \tag{14}$$

gde je:

$n$ - relativna aksijalna sila, $N_{ed}/(A_c f_{cd})$

$A_c$ - površina betonskog poprečnog preseka

$\lambda$ - odnos vitkosti, $l_0/i$

U slučajevima u kojima $\lambda$ nije definisano, za $k_2$ je uprošćena alternativa i može se uzeti:

$$k_2 = n \cdot 0,30 \le 0,20 \tag{15}$$

Kao uprošćena alternativa, pod uslovom da je $\rho \ge 0,01$ u izrazu (10) može se uzeti:

$$K_s = 0 \tag{16}$$

$$K_c = 0,3/(1+0,5 \cdot \varphi_{ef}) \tag{17}$$

## 2.3 METOD KOJI BAZIRA NA NOMINALNOJ KRIVINI

Metod procene nominalne krivine je pogodan za analizu izdvojenih elemenata. Iako se u [1] navodi da je moguća primena metoda i za konstrukciju u celini, treba primetiti da je, u tom slučaju, potrebno poznavanje dužine izvijanja elemenata. U tom slučaju, ovo odgovara generalnom stavu po kojem se analiza svodi na izdvojeni element ukoliko postoji mogućnost odredivanja dužine izvijanja elementa. Zato, primena metoda nominalne krivine, ostaje praktično ograničena na analizu izdvojenih elemenata. Ovim metodom se određuje nomimalni moment drugog reda ($M_2$) baziran na ugibu i zavisan od dužine izvijanja i procenjene maksimalne krivine, kojim se uvećava odgovarajući moment savijanja prvog reda ($M_{0Ed}$). Ovakav koncept odgovara konceptu totalnog ekscentriciteta

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 = M_{0Ed} + N_{Ed} \cdot e_2 = N_{Ed} \cdot \left(e_0 + e_a + e_2\right) \tag{18}$$

gde je: $$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 = N_{Ed} \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} = N_{Ed} \cdot K_r \cdot K_\phi \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} \tag{19}$$

Moment savijanja drugog reda je prikazan kao proizvod proračunske aksijalne sile i odgovarajućeg ekscentriciteta ove sile drugog reda ($e_2$). Presek se dimenzioniše za uticaj aksijalne sile i uvećanog proračunskog momenta $M_{Ed}$. Momentom savijanja prvog reda moraju biti obuhvaćeni i uticaji geometrijskih imperfekcija. Sa $e_o$ i $e_a$ su obeleženi ekscentriciteti prvog reda, odnosno slučajni ekscentricitet usled geometrijskih netačnosti. Za stubove bez poprečnog opterecenja, u cilju pojednostavljenja, različiti momenti prvog reda na krajevima mogu biti zamenjeni ekvivalentnim momentum (ekscentricitetom) prvog reda prema (9). Kao što je pomenuto $1/r$ je procenjena direktno na osnovu armature. Stoga se moraju uključiti korekcioni faktori $K_r$ i $K_\varphi$. $K_r$ je korekcioni faktor zavisan od intenziteta aksijalne sile, $K_\varphi$ - korekcioni faktor koji obuhvata uticaj tečenja betona, $\varepsilon_{vd}$ - proračunska dilatacija čelika na granici razvlačenja. Korektivni faktori $K_c$ i $K_s$ su kalibrirani uz manje ili više sofisticirane modele, kako bi se postigla što veća usaglašenost sa opštim metodom.

$$K_\phi = 1 + \beta \cdot \phi_{ef} \ge 1 \tag{20}$$

Ako se tečenje ne uzima u obzir: $\varphi_{ef} = 0 \rightarrow K_\varphi = 1$, uvek (21)

Ako se tečenje uzima u obzir: $\varphi_{ef} > 0 \rightarrow K_\varphi > 1 \rightarrow \beta > 0$ (22)

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} > 0 \tag{23}$$

Prema ovome uticaj tečenja betona na krivinu preseka treba uzeti u obzir ako je:

$$\lambda < \left(0{,}35 + \frac{f_{ck}}{200}\right) \cdot 150 \tag{24}$$

Uticaj tečenja betona se ne mora uzeti u obzir ako je:

$$\lambda \geq \left(0{,}35 + \frac{f_{ck}}{200}\right) \cdot 150 \tag{25}$$

U cilju redukovanja zakrivljenosti u slučajevima kad tečenje nije dostignuto u zategnutoj armaturi, uvodi se faktor $K_r$ (isti kao $K_2$ u ENV 1992-1-1,):

$$K_r = \left(n_u - n\right) / \left(n_u - n_{bal}\right) \leq 1 \tag{26}$$

gde je:

$n=N_{Ed} / (A_c f_{cd})$, relativna normalna sila

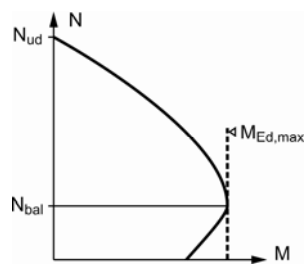
$N_{Ed}$ - proračunska vrednost aksijalne sile u preseku

$n_u=1+\omega$ - maksimalna relativna vrednost aksijalne sile koja odgovara centrično pritisnutom preseku.

$n_{bal}$ - je vrednost $n$ koja odgovara maksimalnoj vrednosti momenta $M_{Ed,max}$; može se upotrebiti vrednost 0,4

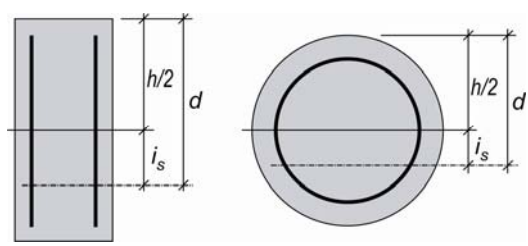
$\omega=A_s f_{yd} /(A_c f_{cd})$

$A_s$ je ukupna površina armature, $A_c$ je površina betona poprečnog preseka




*Slika 7*

U poglavlju 5.8.5 [1] uvedena je produžena definicija statičke visine $d$, a u cilju pokrivanja onih slučajeva u kojima ona nije data; slika 8 na kojem je $i_s$ poluprečnik inercije ukupne armature. Ukoliko sva armatura nije koncentrisana na suprotnim stranama preseka, nego je deo armature raspoređen paralelno sa ravni savijanja, $d$ se definiše kao: $d=(h/2)+i_s$.




*Slika 8 - Statička visina u poprečnim presecima sa armaturom raspoređenom u pravcu savijanja*

## ZAKLJUČAK

Standardom Evrokod 2 iz 2004 [1]. godine, proračun vitkih AB elemenata je obrađen na znatno sistematičniji i logičniji način u odnosu na predstandard [2]. Opšti kriterijumi, a za pojedine od njih ranije nije postojala nikakva aproksimativna alternativa, kojima se problem rešava uz najvišu tačnost koju obezbeđuju uobičajene proračunske pretpostavke su praktično neupotrebljivi već na nivou izdvojenih elemenata. Razlog ovome je obimnost numeričke analize koja ih prati. U tom smislu, ove postupke treba shvatiti kao referentne sa kojim se verifikuju približne metode. Postupak proračuna koji bazira na nominalnoj krutosti je, verovatno, zamišljen kao univerzalno aproksimatlvno rešenje kada je proračun celine konstrukcije neophodan. Iako rešenje nije novina (u sličnom obliku egzistira u nekim vodećim svetskim standardima, a i u predstandardu [2] se daju naznake), u [1] ovi postupci su jasno naglašeni. Čini se da je ovakav način proračuna usvojen kao "nužno zlo", kojim se nastojao pokriti prethodnim izdanjima skoro ignorisan problem horizontalno pomerljivih konstrukcija. Iako domen primene postupaka koji se zasnivaju na nominalnoj krutosti nije ograničen samo na pomerljive konstrukcije, za izdvojene elemente je logičniji postupak proračuna koji bazira na proceni nominalne krivine i njene distribucije. Najznačajnija novina vezana za ove postupke je tretman efekata tečenja, kojima je dat "status" efekata drugog reda. S obzirom da granično stanje elementa ne mora da odgovara i dostignutom graničnom stanju nosivosti kritičnog preseka, i dalje je upitna opravdanost postupaka kojima se dimenzionišu kritični preseci na uvećane uticaje prvog reda, ili pak na uticaje dobijene analizom koja uključuje efekte drugog reda.

## LITERATURA:


[1] EN 1992-1-1:2004: (Evrokod 2, Eurocode 2- EC2): *Proračun betonskih konstrukcija- Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade*.

[2] EN 1992-1-1: (Evrokod 2, Eurocode 2- EC2): *Proračun betonskih konstrukcija - Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade*.

[3] J. Hellesland, "*Extended second order approximate analysis of frames with sway-braced column interaction*", Journal of constructional steel research, Vol. 65, 1075-1086, 2009.

[4] B. Westerberg,"*Second order effects in slender concrete structures –Background to the rules in EC2*" TRITA-BKN. Report 77, Betongbyggnad, KTH, Stockholm, Sweden, 99 pp., 2004.

[5] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Background paper to the UK National Annex to BS EN 1992–1–1 and BS EN 1992–1–2. BSI, due 2006.

[6] *On column slenderness limits* /J. Hellesland/ Mechanics Division, University of Oslo,1999-05-28.

[7] Narayanan, RS & Brooker, O.: *How to design concrete structures using Eurocode 2: Introduction*. The Concrete Centre, 2005.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Zoran Kovrlija*[1]

# SEIZMIČKA IZOLACIJA MOSTOVA KORIŠĆENJEM ELASTOMERNIH LEŽIŠTA SA NISKIM PRIGUŠENJEM

***Rezime:***

Tekst se bavi seizmičkom izolacijom mostova korišćenjem elastomernih ležišta sa niskim prigušenjem. U cilju smanjenja seizmičkog odgovora na horizontalne seizmičke sile, mostovi su nekad opremljeni napravama za seizmičku izolaciju, najčešće postavljenim između gornjeg stroja i vrhova stubova. Smanjenje može biti postignuto povećanjem sopstvenog perioda oscilovanja T, dakle smanjenjem sila ali povećanjem deformacija; povećanjem prigušenja, dakle smanjenjem pomeranja, i ponekad sila; ili kombinovanjem obe gore navedene metode. Radi poređenja rezultata sa drugim seizmičkim metodama, korišćen je primer mosta.

*Ključne reči: seizmička izolacija, elastomerna ležišta, rasipanje energije, mostovi*

# SEISMIC ISOLATION OF BRIDGES USING SIMPLE – LOW DAMPING ELASTOMERIC BEARINGS

***Summary:***

The text deals with the seismic isolation of bridges using low damping elastomeric bearings. In order to reduce the seismic response to horizontal seismic action, bridges are sometimes provided with seismic isolation devices, mainly located between superstructure and piers` tops. The reduction can be achieved by increasing the fundamental oscilating period T, so reducing forces, but increasing deformations also; by increasing the damping, so decreasing displacements, and sometimes forces, or by combination of both ways stated above. The example bridge is used to compare the results to other ways of seismic action counteract.

*Key words: seismic isolation, elastomeric bearings, energy dissipation, bridges*

[1] dipl.inž.građ., direktor biroa za projektovanje, MBA Miljković d.o.o., Bulevar Mihajla Pupina 181, Novi Beograd

## 1 SEISMIC ACTION TO EN 1998-2

The design philosophy of the Standard is to fulfill the non-collapse criterium in the seismic design situation (ultimate limit states), as well as to minimize the construction damages due to the probable seismic effects (in serviceability limit states). The aim is also to limit the damages to areas of energy dissipation. The elastic spectrum of the design seismic action is used, unless the equivalent linear method is used (behaviour factor „q"), when the design spectrum is applied.

The bridges shall be designed to the intended seismic behaviour – ductile, limited ductile / essentially elastic, or elastic. The factors for the choice (which should be checked in the analysis) are the seismic region, type of structure, piers` stiffnesses, type of superstructure / substructure connection, etc. The bridge behaviour chosen (and achieved) is characterised by force / displacement relationship of the construction :

Ductile – usually preferable in regions of moderate to high seismicity, in order to dissipate a large amount of seismic energy. The aim is fulfilled providing plastic hinges, preferably at piers' connections to superstructure.

Limited ductile – a region of significant reduction in stiffness need not to be appeared under the design seismic action, but some amount of dissipated energy is enabled.

The yielding in plastic hinges regions should be provided in piers. If no seismic isolation is performed, that yielding is necessary in high seismic regions, i.e. ductile behaviour is to be provided (see statements above). The next diagram explains all stated above:

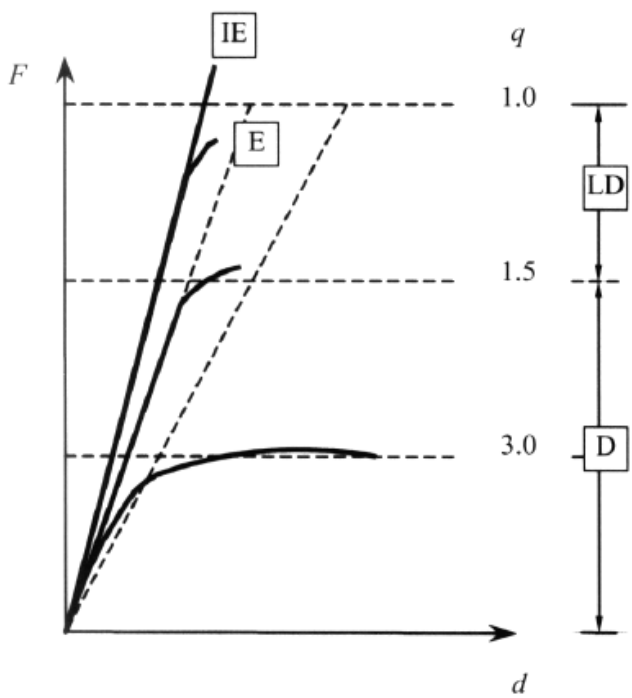
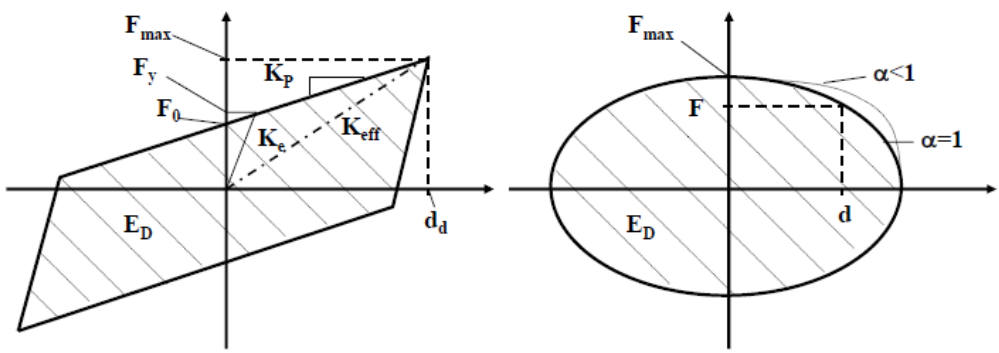



*Figure 1 – seismic behavior*

## 2 SEISMIC ISOLATION OF BRIDGES

In order to reduce the seismic response to horizontal seismic action, bridges are sometimes provided with seismic isolation devices, mainly located between superstructure and piers` / abutments` tops. The reduction can be achieved by increasing the fundamental oscilating period T, so reducing forces, but increasing deformations also; by increasing the damping, so decreasing displacements, and sometimes forces, or by combination of both ways stated above.

Whatever system is used, anti seismic devices serve as seismic energy dissipators. Energy dissipation can be either hysteretic (displacement activated dampers), or viscous (velocity activated):




*General Hysteretic behaviour (left), and Viscous behaviour (right).*

*Figure 2 – hysteretic & viscous behavior*

The spectrum used is the elastic response spectrum (q = 1), as the superstructure, in the seismic design situation, have to remain in elastic range. Types of seismic isolators: metalic and friction dampers, viscous & viscoelastic dampers, self – centering, electeorheological & magnetorheological dampers, elastomeric isolators, sliding devices.

## 3 SIMPLE (LOW DAMPING) ELASTOMERIC BEARINGS IN SEISMIC DESIGN SITUATION

In dealing with the seismic actions, free standing (not guided) simple – low damping elastomeric bearings are the elements whose resistance, together with a low price, is unreasonably neglected. The reasons are few – manufacturers` intention to sell more expensive and complicated dampers, triple bearing pendulum systems, flat or spherical friction bearings, elastomer bearings with lead core, high damping elastomeric bearings ... , as well as designers` and engineers` fear, or nescience, to apply simple elastomeric bearings as seismic isolators. Of course – where possible.

It is true that the effects of simple elastomeric bearings in dealing with seismic effects are less, compared to the systems quoted above, but in many cases they are sufficient. Colloquially said – if one has to kill the fly on a wall, he should do it by flypaper, and not by gun. The bridges predestined for the above mentioned way of counteracting to seismic forces are bridges

with stiff (low height) piers, which remains essentially elastic (behaviour factor q = 1) in the seismic design situation, bridges in the areas where the peak ground acceleration is 0.2g or less (agR $\leq$ 0.2), say, zones where max expected earthquake intensity is $\approx$ VIII degree to MCS scale.

The benefits achieved using simple elastomeric bearings to resist seismic forces consists in decrease of spectral acceleration and seismic forces exerted to construction, as elastomeric bearings behave as energy disipators, increasing the oscilating period of construction, so the lower cost estimate for the superstructure is obtained. The increase in displacements is the result, also, but it can be handled, as well. The elastomeric bearings with low horizontal stiffness shift fundamental time period of the structure to avoid resonance with the exications. The bridge analysis in seismic design situation can be performed in a few ways: Fundamental Mode Method – as in the excel sheet attached, for pretty „regular" bridges, Linear dynamic analysis – response spectrum method, or Non – linear dynamic time history analysis.

It`ll be more explained the first method (FMM – SDOF), as the other methods need modelling of a bridge`s elements analysed, including elastomeric bearings. The method is useful in preliminary design stages. Two ways of taking into account the elastomeric bearings contribution to the seismic force decrease and / or oscilating period increase, is possible : either approach A) - to model the elastomeric bearings as linear elastic elements with the equivalent elastic stiffness (Keq,el = Ar G / Tr), or approach B) - to model them with secant stiffness (Keff) of the element at the expected design displacement.

In the second approach mentioned above (B), the effect of energy dissipation of the isolation system is accounted for representing the isolators as equivalent linear viscous elements on the basis of the energy dissipated per cycle at the expected displacement. The response is then calculated using a response spectrum that is modified for the effect of damping larger than 5% of critical. Given that the expected displacement is unknown until the analysis is performed, these method require some iteration until the assumed and calculated values of isolator displacement are equal.

So, for the iterative computation, stated in approach B), with the usage of benefitial effects of energy dissipated in hysteretic loops of bearings, the test results should be obtained. For the relevant results, usable in seismic calculations, it`ll be useful to perform hysteretic tests for low damping elastomeric bearings : Tests should be made for the displacement amplitude up to ± D, where D is max elastomeric bearing displacement on allowable shear strain in seismic design situation, of 2, say, for D = ± 2Te, where Te is the sum of elastomer layers in the bearing. Extreme forces F+ and F- corresponds to extreme displacements D+ and D-.

The 5% - damped elastic response spectra is usually used to describe the seismic hazard for bridge design. Spectra for higher levels of damping have to be constructed for the application of simplified methods of analysis. Elastic spectra constructed for higher levels of viscous damping are useful for the analysis of linear elastic structures with linear viscous damping systems. Moreover, they are used in the simplified analysis of yielding structures or structures exibiting hysteretic behaviour, since simplified methods of analysis are based on the premise that these structures can be analyzed by using equivalent linear and viscous representations.

First of all, the bridge superstructure weight should be calculated (selfweight, additional dead load and a part of traffic load expected on the bridge in seismic).

### 3.1 APPROACH A

After checking that the bridge`s geometry corresponds to the limitations stated for the FMM method, the stiffnesses of all seismic carrying elements are to be calculated (foundations, piers, elastomeric bearings) – chapter 7.5.4. in EN 1998 – 2.

The earthquake elements should be choosen – type of spectra, ground soil type, peak ground acceleration, important class... After the oscilation period is calculated, the spectral acceleration and design displacement is found. It should be emphasized that the calculations are performed to elastic response spectra (q = 1) when total seismic force is to be resisted by free elastomeric bearings only, see 6.6.2.3. (1)c in EN 1998 – 2.

***Table 1***

| $T_{eff}$ | $S_e$ | $d_{cd}$ |
|---|---|---|
| $T_C \leq T_{eff} < T_D$ | $2{,}5\ T_C\ \eta_{eff}\ a_g\ S / T_{eff}$ | $T_{eff}\ d_C / T_C$ |
| $T_D \leq T_{eff} \leq 4$ sec | $2{,}5\ T_C\ T_D\ \eta_{eff}\ a_g\ S / T^2_{eff}$ | $T_D\ d_C / T_C$ |

where $ag = \gamma I\ ag,R$ and $dC = 0{,}625\ ag\ S\ \eta eff\ T^2C / \pi^2$

The next item is to calculate seismic shear forces on top of each pier and abutments (using design displacement of the deck) → Vd = Se Md = Keq,el dcd, and then to calculate the displacements of piers` tops due to the shear forces calculated. The movements of elastomeric bearings are calculated as the difference between deck seismic design displacements dcd and displacements of piers` (abutments`) tops. It's clear that the bearings on abutments will experience bigger movements because the abutments are very stiff, while on the piers the bearings' deformations are decreased by piers' movements. The total movements of elastomeric bearings in seismic design situation is the sum of seismic design movements [multiplied by factor 1.5 – see 7.6.2. (1)P in EN 1998 – 2] and displacements due to permanent actions and part of temperature: d`Ed = 1.5 dcd + dg + Ψ2 dT

.... where Ψ2 = 0.5 for temperature. Note that the multiplicator 1.5 is used for elastomeric bearings check only, and not for the substructure elements check, as shear forces on piers' tops are obtained by multiplying total stiffness and design deck displacement (Keq,el dcd) !

For the expansion joint determination : d'Ed = 0,4 x 1,5 dcd + dg + 0,5 dT

For the structural distance determination : d'Ed = 1,5 dcd + dg + 0,5 dT

All elements of the super and substructure should be verified to have an essentially elastic behaviour. All elastomeric bearings should be able to function at the total maximum displacements. According to equation (1) in chapter 5.3.3. from EN 1337 – 03, maximum design strain of elastomeric

bearing due to seismic design situation is: $\varepsilon t,d = KL\ (\varepsilon c,d + \varepsilon q,d + \varepsilon \alpha,d)$.

... while for the seismic design situation KL = 1,0 and next conditions should be verified:

$\varepsilon c,d \leq 2{,}5$ (compression strain), $\varepsilon q,d \leq 2{,}0$ (shear strain), $\varepsilon t,d \leq 7{,}0 / 1{,}15 = 6{,}09$ (total strain).

### 3.2 APPROACH B

All the same as stated above, but the iterative computations should be done calculating dissipated energy in elastomeric bearings and correcting oscilating periods and damping factors different of 5% (hysteretic tests, for the elastomeric bearings used, should be provided):

Keff = [ F+ + F- ] / [ D+ + D- ] = Fmax / dcd  effective stiffness (in the second iteration, DII = dcd,I)

Geff = Keff Tr / Ar  effective shear modulus

ECD = 2π βeff Keff D²  dissipated energy

βeff = 2 [ EDC / Keff / (D+ + D-)2 ] / π  effective damping

Teff = 2π (Md / Keff)0.5  effective period

... then, according to the equations bellow, calculate design displacements dcd (due to the tabelle above, as in approach A), ... compare them with the displacements obtained in the first iteration (D+ and D-), and continue or stop with the iterations.

## 4 EXAMPLE – BGM VIADUCT ON NAR2, NEW BELGRADE

The comparing example is the BGM (Belgrade Metro) viaduct on NAR2 – North Approach Roads to Sava bridge, in New Belgrade. The viaduct were analysed in four (4) variants:

1a/ Elastomeric bearings on all piers and abutments, linear calculation

1b/ Elastomeric bearings on all piers and abutments, non - linear (hysteretic) calculation

2/ POT bearings – guided on abutments and first piers next to abutments, fixed ones on other

3/ Monolitic connection on middle three piers, guided POT bearings on abutments and first piers.

The elements compared were displcements, oscilating periods, total bridge stiffnesses, total shear forces, amount of reinforcement, and finally, the prices of the bridge substructures variants analysed:

***Table 2***

| | **Variant 1a** | **Variant 1b** | **Variant 2** | **Variant 3** |
|---|---|---|---|---|
| **Behaviour factor** | **q = 1** | **q = 1** | **q = 3,5** | **q = 3,5** |
| **Effects due to SEISMIC ONLY** | **El. bearings only, LINEAR** | **El. bear. only, NONLINEAR** | **POT bearings** | **MONOLITIC connection** |
| Number of piers / abutments resisting seismic force | 5 / 2 | **5 / 2** | 3 / 0 | 3 / 0 |
| Total shear force, $V = M_d S_{e(d)} = K_{eff} d_E$ | 7.655 (≈ 1.093 kN per pier) | **4.504 (≈ 643 kN per pier)** | 2.222 (≈ 741 kN per pier) | 3.089 (≈ 1.030 kN per pier) |
| Oscilating period, T (sec) | 2,06 | **2,53** | 2,05 | 1,51 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Movement of the abutment bearing | 183 x 1,5 = 274 | **162 x 1,5 = 242** | 183 | 138 |
| Movement for the exp. joint choice | 274 x 0,4 = 110 | **242 x 0,4 = 97** | 183 x 0,4 = 73 | 138 x 0,4 = 55 |
| Pier's elast. bearing maximal movement | 126 x 1,5 = 189 | **127 x 1,5 = 190** | / | / |
| Spectral acceleration, [ $S_{e(d)}$ / g ] | 0,17 (elastic spectra) | **0,10 (elastic spectra)** | 0,05 (design spectra) | 0,07 (design spectra) |
| Total stiffness, $\mathbf{K_{eff,tot}}$ (kN/m) | 41.882 | **27.884** | 42.556 | 78.595 |
| Total piers' reinforcement price, (ratio) | 1,07 | **1,00** | **1,45** (large confinement reinforcement amount) | **1,76** (large confinement reinforcement amount) |
| Bearings & expan. joint devices price | 1,05 | **1,00** | 2,01 | 1,04 |
| **Total piers & devices price (ratio)** | **1,03** | **1,00** | **1,34** | **1,20** |
| **... including :** | **no damage in piers** | | **piers damaged (plastic hinges appeared) !** | |

## 5 CONCLUSIONS

Taking the careful insight in the tabelles above, it can be concluded that the variant with elastomeric bearings is the most cost - effective variant in dealing with seismic action. Of course, the conditions for the use of this type of seismic isolation must be fulfilled.

Besides the obvious cost - effectiveness, the important advantage of the solution is that piers remain elastic, so no superstructure damage is expected in seismic design situation. The only potential damages are limited to expansion joint devices, as well as parapet backwalls, if not designed for the „structural clearance" demands !

Important to observe – after the seismic event, there's no extra costs for piers repair if elastomeric bearings are performed, as the piers are calculated to remain elastic in the seismic design situation, while the piers in cases 2 & 3 must be repaired after the earthquake, as the plastic hinges will appear in piers.

## 6 PHOTOS

There are some photos of the bridge used for the example – part of a North approach road to Ada bridge construction on New Belgrade. General contractor - PORR AG, subcontractor – MBA Miljkovic & Ratko Mitrovic, niskogradnja.



*Figure 3 – construction*



*Figure 4 – construction*

**REFERENCES**

[1] EN 1998 – 1, Design of structures for earthquake resistance, general rules, buildings

[2] EN 1998 – 2, Design of structures for earthquake resistance, bridges

[3] EN 1337 – 3, Structural bearings, elastomeric bearings

[4] Executive / detailed design of viaducts BGM OTC1/2, north approach roads to the Ada bridge in Belgrade, NAR lot 2, Zoran Kovrlija, 2012./2013.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Zoran Koneski[1], Kristina Kostadinović[2], Saša Kovačević[3], Žarko Lazić[4]*

# ANALIZA UTICAJA DEFORMACIJE SMICANJA NA SAVIJANJE PRAVOUGAONIH PLOČA

***Rezime:***

U radu je predstavljena *Reissner-Mindlin*-ova (RM) teorija savijanja pravougaonih ploča. Predstavljene su prednosti i nedostaci RM teorije, njena primena i konačni elementi (KE) za rešavanje savijanja ploča po RM teoriji. U softverskom paketu *Wolfram Mathematica* formiran je programski kod LESAP sa ugrađenim algoritmom za proračun ploča. Dobijeni rezultati za određen broj primera, koji uključuju tačnost, konvergenciju i brzinu konvergencije rešenja, upoređeni su sa rezultatima koji slede iz programskog paketa ABAQUS.

*Ključne reči: Reissner-Mindlin, MKE, shear locking, deformacija smicanja, LESAP*

# THE EFFECT OF TRANSVERSE SHEAR DEFORMATION ON THE BENDING OF RECTANGULAR PLATES

***Summary:***

The review of the *Reissner-Mindlin's* (RM) theory of bending of rectangular plates is presented in this paper. Presented are the advantages and disadvantages of RM theory, its application and finite elements (FE) for solving plate bending by RM theory. The *Wolfram Mathematica* software package is used to create LESAP program code with built-in algorithm for calculation of the plate bending. The results for a given number of examples, which include accuracy, convergence and the speed of the solutions convergence, are compared with the results obtained using the software package ABAQUS.

*Key words: Reissner-Mindlin, FEM, shear locking, shear deformation, LESAP*

[1] Dipl. inž. građ., student doktorskih studija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, e-mail: koneskizoran@gmail.com

[2] Dipl. inž. građ., student doktorskih studija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, e-mail: kostadinovic.kristina@yahoo.com

[3] Dipl. inž. građ., student doktorskih studija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, e-mail: sasakovacevic988@gmail.com

[4] Dipl. inž. građ., student doktorskih studija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, e-mail: zarkolazic87@live.com

# 1 KONAČNI ELEMENTI ZA REŠAVANJE PROBLEMA SAVIJANJA PLOČA PREMA *REISSNER-MINDLIN*-OVOJ TEORIJI

## 1.1 TEORIJSKE OSNOVE *REISSNER-MINDLIN*-OVE TEORIJE

Ploče su trodimenzionalna tela kod kojih je debljina mala u odnosu na ostale dve dimenzije, pa se uz uvođenje određenih pretpostavki razmatranje kao trodimenzionalnih tela može svesti na područje površinskih nosača. Osnovne teorije savijanja ploča su: teorija tankih ploča, strožija teorija tankih ploča i teorija ploča višeg reda. Izbor teorije koja će dati zadovoljavajuću tačnost rešenja zavisi od odnosa debljine ploče i kraće strane ploče. U zavisnosti od debljine ploče prema kraćoj strani vrši se klasifikacija ploča na [1]:

- veoma tanke ploče – membrane – bez fleksione krutosti (h/b≤1/8-1/100)
- fleksibilne ploče – kombinacija ploča koje poseduju i membransku i fleksionu krutost
- tanke ploče (1/8-1/100≤h/b≤1/5-1/8)
- debele ploče (h/b≥1/5-1/8)

Najsloženiji matematički model koji idealizuje problem savijanja elastičnih ploča opterećenih upravno na srednju ravan predstavljao bi trodimenzionalni model koji se svodi na rešavanje osnovnih jednačina Teorije elastičnosti. RM teorija savijanja ploča je nastavak *Kirchhoff-Love*-ove teorije savijanja ploča koja uzima u obzir deformacije klizanja po debljini ploče. *Mindlin* je izložio teoriju 1951. [2] koja je nastala kao modifikacija slične ali ne iste teorije koju je 1945. izneo *Reissner* [3]. Razlike između ovih teorija su date u [1] a suštinska razlika je što *Reissner*-va teorija ne zanemaruje normalni napon $\sigma_z$ po debljini ploče.

### 1.1.1 Diferencijalna jednačina savijanja ploče prema RM teoriji

Usvajajući osnovne pretpostavke *Mindlin*-ove teorije za homogen, elastičan i izotropan materijal, pomeranje ploče može se prikazati na sledeći način *(Slika 1)*:

$$u(x,y,z) = z \cdot \theta_x(x,y)$$

$$v(x,y,z) = z \cdot \theta_y(x,y)$$

$$w(x,y,z) = w^0(x,y)$$

gde je:

$x$ i $y$ koordinate u Dekartovom koordinatnom sistemu u srednjoj ravni ploče,
$z$ koordinata u pravcu debljine ploče (upravno na srednju ravan),
$w^0$ pomeranje srednje ravni u pravcu ose $z$,
$\theta_x$ i $\theta_y$ ugao koji normala na srednju ravan ploče zaklapa sa $z$ osom.

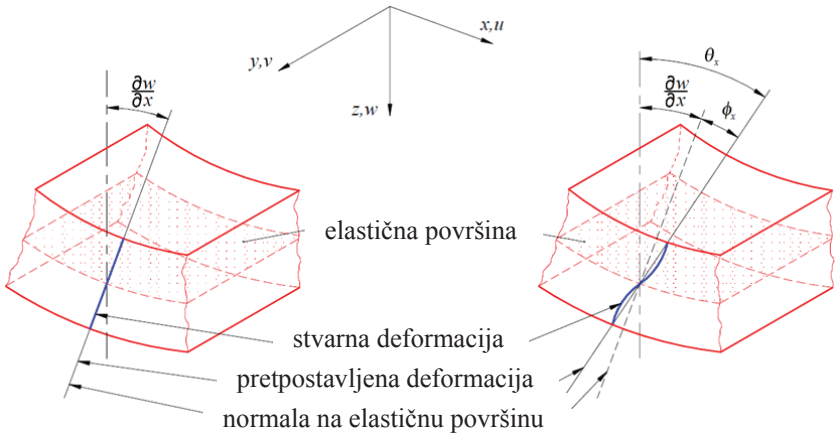
Deformacija u ravni ploče i deformacije klizanja u *xz* i *yz* ravni, zajedno sa izrazima za sile u presecima dati su u literaturi [1]. Uvođenjem ovih izraza u uslovima ravnoteže [1], dobijamo biharmonijsku diferencijalnu jednačinu (1) savijanja ploča po RM teoriji, preko koje se zajedno sa eliptičkom diferencijalnom jednačinom (2) predstavlja rešenje:

$$D\nabla^4\omega = p - (h^2/6k(1-v))\nabla^2\mathrm{p} \quad (1)$$

$$\nabla^2\phi - (12k/h^2)\phi = const. = 0 \quad (2)$$

Rešenje ovih jednačina je moguće naći samo za jednostavne slučajeve. U slučajevima složene geometrije, složenih uslova oslanjanja i opterećenja rešenje nije moguće naći. U tom slučaju potrebno je koristiti neke od numeričkih metoda. U radu je predstavljena metoda konačnih

elemenata (MKE) i tipovi konačnih elemenata pomoću kojih se mogu uspešno rešavati problemi savijanja ploča.




*Slika 1 - Deformacija po debljini ploče prema klasičnoj (levo) i RM (desno) teoriji*

## 1.2 METODA KONAČNIH ELEMENATA U RM TEORIJI SAVIJANJA PLOČA

MKE je metoda diskretne analize koja se zasniva na fizičkoj diskretizaciji domena na odgovarajući broj konačnih elemenata. Konačni elementi su međusobno povezani pomoću jednog ili više čvorova i čine mrežu konačnih elemenata [4]. Kao što je već navedeno, RM teorija uzima u obzir uticaj smičućih sila na deformaciju. Na osnovu toga nepoznate promenljive su ugib $w$ i klizanja $\theta_x$ i $\theta_y$ pa je dovoljan samo kontinuitet $C^0$ nezavisnih interpolacionih funkcija. Nedostatak primene MKE u RM teoriji je problem *shear locking-a* koji se javlja kod veoma tankih ploča uzimajući smičuću deformaciju u obzir.

### 1.2.1 Jednačina konačnog elementa

Na osnovu izložene teorije za pomeranje ploče (*Slika 1*) može se izvesti vektor pseudo-deformacije prikazan u zavisnosti od vektora stepeni slobode u čvorovima konačnog elementa [1]:

$$\varepsilon_p = \sum_{i=1}^{n} \begin{bmatrix} 0 & -\partial N_i/\partial x & 0 \\ 0 & 0 & -\partial N_i/\partial y \\ 0 & -\partial N_i/\partial y & -\partial N_i/\partial x \\ \partial N_i/\partial x & -N_i & 0 \\ \partial N_i/\partial y & 0 & -N_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w_i \\ \theta_{xi} \\ \theta_{yi} \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^{n} \begin{bmatrix} B_{bi} \\ B_{si} \end{bmatrix} q_i = \sum_{i=1}^{n} B_i\, q_i = Bq \quad (3)$$

Koristeći prethodnu jednačinu vektor krivina, vektor deformacije klizanja i ugib se mogu predstaviti kao:

$$\kappa = \sum_{i=1}^{n} B_{bi} q_i = B_b q \qquad \gamma = \sum_{i=1}^{n} B_{si} q_i = B_s q \qquad w = N_w q \quad (4)$$

gde je:

$N_i$ interpolaciona funkcija u $i$-tom čvoru,

$w_i$ ugib u čvoru *i*,
$\theta_{xi}$ i $\theta_{yi}$ obrtanje u čvoru *i*,
$B_{bi}$ matrica transformacije deformacije za uticaj od savijanja i
$B_{si}$ matrica transformacije deformacije za uticaj od smicanja.

Potencijalna energija za jedan konačni element ploče jednaka je zbiru potencijalne energije deformacije savijanje i klizanja i potencijala spoljašnjih sila:

$$\pi_e = \frac{1}{2}\int_A (\kappa^T D_b \kappa + \gamma^T D_s \gamma) dA - \int_A wq dA \tag{5}$$

Varijacijom ukupne potencijalne energije ploče po vektoru pomeranja čvornih tačaka sistema konačnih elemenata ploče i primenom stava o stacionarnosti funkcionala potencijalne energije dobija se matrica krutosti konačnog elementa [1]:

$$\delta\pi_e = \int_A (\delta\kappa^T D_b \kappa + \delta\gamma^T D_s \gamma) dA - \int_A \delta w q dA = 0 \tag{6}$$

$$\delta\kappa = B_b \delta q \;\; \delta\gamma = B_s \delta q \;\; \delta w = N_w \delta q \tag{7}$$

$$\left[\int_A B_b^T D_b B_b dA + \int_A B_s^T D_s B_s dA\right] q = \int_A N_w q dA \qquad [k_b + k_s] q = F_s \tag{8}$$

pri čemu jednačina konačnog elementa glasi:

$$Kq = F_s \tag{9}$$

### 1.2.2 Interpolacione funkcije

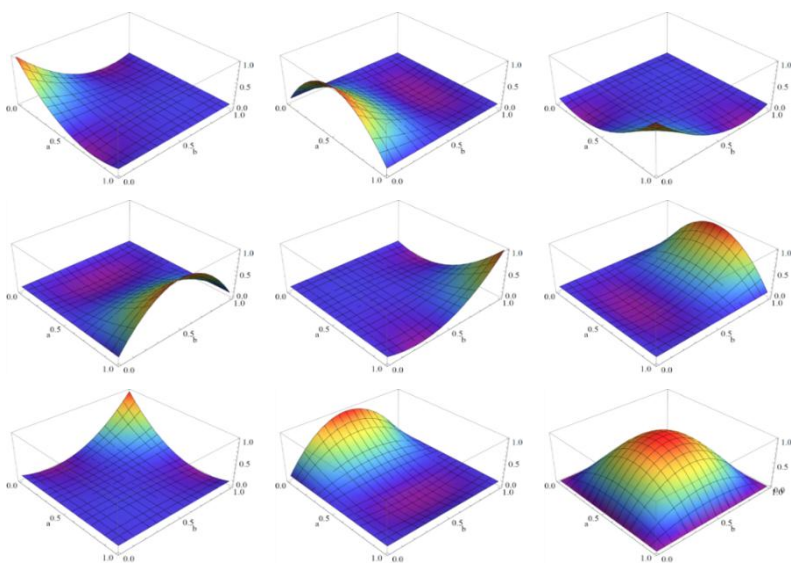
Predstavljaju funkcije kojima se pretpostavlja raspodela nepoznatih veličina u unapred odabranim čvorovima. Osnovne karakteristike interpolacionih funkcija su da moraju biti kontinualne unutar elemenata. Svaka od funkcija $N_i$ ima vrednost jedinice u čvoru *i* odnosno nule u svima ostalim čvorovima. U slučaju debelih ploča obično se koriste iste funkcije za ugibe i rotaciju (nema jednoznačne veze između tih veličina). U [4] su predstavljene mnogobrojne funkcije (familije funkcija) koje se mogu koristiti za interpolacione funkcije. U radu, kao i u programskom kodu, su predstavljena dva tipa interpolacionih funkcija, oba iz familije *Lagrang*-ovih funkcija. Kao najjednostavniji KE izabran je bilinearni KE sa 4 čvora, koji koristi funkcije prvog reda (L1). Drugi tip je bikvadratni KE sa 9 čvorova koji se formira od *Lagrang*-ovih funkcija drugog reda (L2). Ove funkcije odnosno, aproksimacija polja pomeranja unutar L2 konačnog elementa u funkciji njegovih čvornih pomeranja prikazane su na *Slici 2*.

## 2 PROBLEM SHEAR LOCKING

Problem *shear locking*-a se javlja zbog *Kirchhoff*-ovog zanemarivanja uticaja transverzalnih smičućih deformacija usled zanemarivanja normalnih napona upravnih na srednju ravan ploče. Zbog toga se i usled čistog savijanja pojavljuju smičuće deformacije koje predstavljaju ključan faktor ovog fenomena. U RM teoriji *shear locking* se javlja kod veoma tankih ploča s obzirom da je smičuća deformacija uključena u proračun. U takvim slučajevima uticaj smicanja treba da teži nuli kada se i debljina ploče smanjuje. Problem se javlja u metodi konačnih elemenata kada se javljaju elementi većih vrednosti u matrici krutosti datog elementa što rezultuje nerealnim uticajima. Ovaj fenomen predstavlja svojstvo samog konačnog elementa [5]. Autori [6] su na osnovu protivurečnosti deformacije i sile koja dovodi do *shear locking*-a došli do zaključka da se za deformacije usled savijanja koriste elementi sa većim

redom interpolacije, dok za transverzalne deformacije elementi sa manjim redom interpolacije. Najpoznatije procedure za eliminaciju *shear locking*-a su [7]: podizanje stepena interpolacionih funkcija, redukovana integracija (*reduced integration technique*), čvorna integracija (*nodal integration*), mešovita formulacija [8], paradigma konzistencije (*consistency paradigm*), promena promenljivih (*change of varibles*) [9] i mnoge druge.

U programskom kodu LESAP problem *shear locking*-a je rešen podizanjem stepena interpolacionih funkcija. Posmatrane su *Lagrang*-ove funkcije prvog i drugog reda**.** Na graficima konvergencije u numeričkim primerima može se primetiti fenomen *shear locking*-a kod veoma tankih ploča i njegovo prevazilaženje sa L2 funkcijama. Nedostatak ove metode je u tome što konvergencija nije optimalna odnosno, potreban je veći broj stepeni slobode da se dođe do tačnog rezultata (*Slika 7* i *8*). Proces redukovane integracije je uveden od strane [10] a zasnovan je na matematičkim osnovama datim od [11] a bazira se na teoremi jednakosti (*equivalence theorem*). Ovom teoremom uvodi se dodatno polje sa čvornim tačkama u svakom elementu. Uniformno smanjenje integracije često dovodi do lažnih kinematičkih modova (*zero enery deformation modes*).

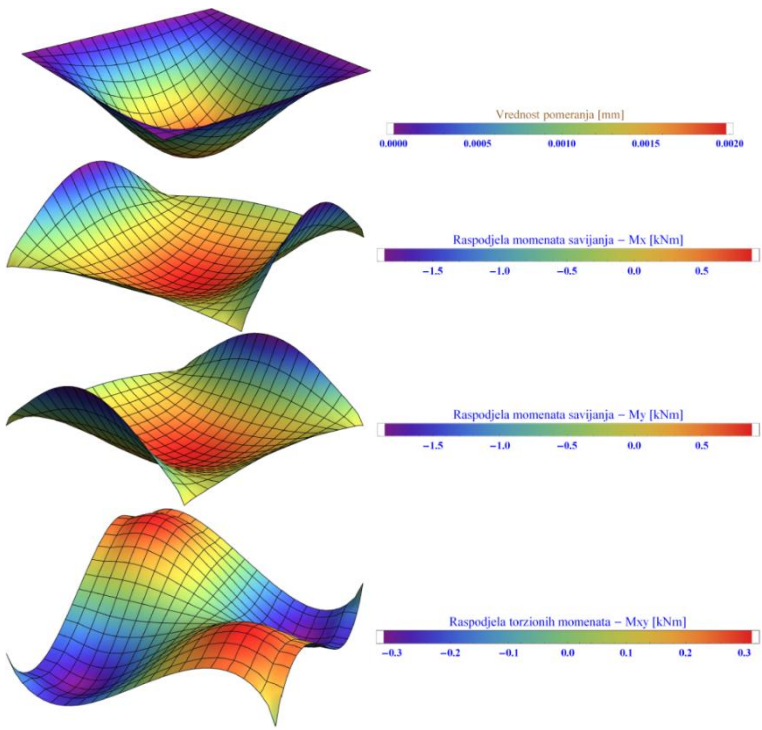


*Slika 2 – Interpolacione funkcije za Lagrang-ov bikvadratni konačni element sa 9 čvorova*

## 3 NUMERIČKI PRIMERI

Kroz izložene numeričke primere pokazaće se programski kod, koji je formiran u programskom paketu *Wolfram Mathematica* [12], nazvan LESAP (linearno elastična statička analiza ploča). U kodu su implementirana dva tipa konačnih elemenata za rešavanje problema savijanja ploča prema *Reissner-Mindlin*-ovoj teoriji, L1 i L2. Verifikacija koda je pokazana kroz izložene numeričke primere a rezultati su poređeni sa softverskim paketom ABAQUS [13]. U navedenom softveru su korišteni konačni elementi S4R.

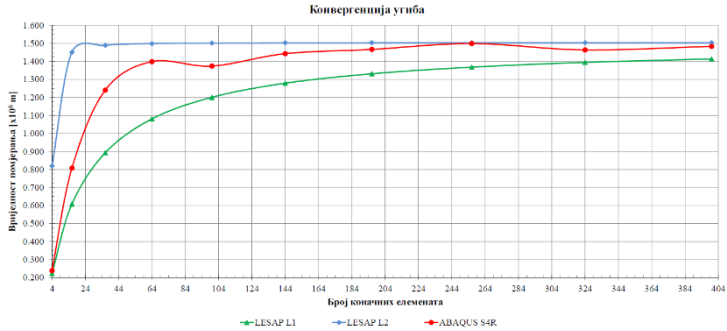
Kao i kod većine programa, osnovu algoritma čine ulazni podaci, obrada podataka i izlazni podaci. Za ulazne podatke neophodno je definisati: geometriju ploče i granične uslove, mrežu i tip konačnih elemenata, definisanje opterećenja i mehaničkih karakteristika materijala. Prvi korak u obradi podataka sastoji se od određivanja čvorova i koordinata svakog konačnog elementa. Zatim sledi proces asembliranja matrice krutosti i vektora opterećenja. Kao rezultat proračuna se dobijaju pomeranja, deformacije, presečne sile i naponi svih konačnih elemenata. Sve navedene veličine je moguće predstaviti na dva načina, tabelarno ili grafički. U kodu su trenutno implementirani grafici promene neke veličine na proizvoljnom mestu duž podužne ili poprečne ose ploče. Posebna pažnja je posvećena trodimezionalnom predstavljanju rezultata. Primeri trodimenzionalne vizuelizacije za ugib i raspodelu momenata su prikazani na *Slici 3*.



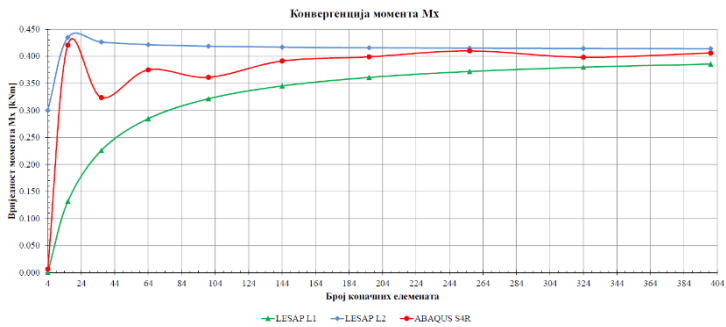

*Slika 3 – Primeri trodimenzionalne vizuelizacije u programskom kodu LESAP*

### 3.1 NUMERIČKI PRIMER 1

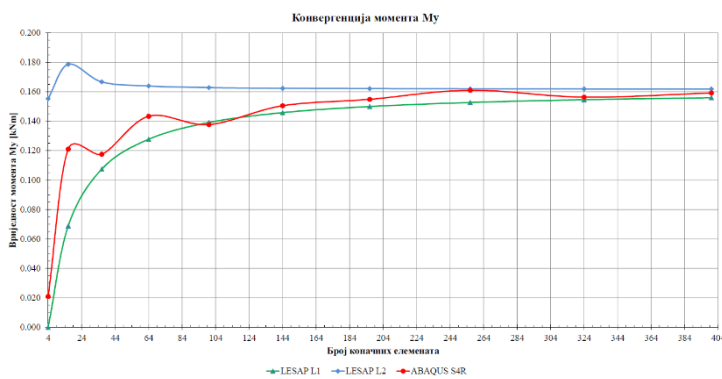
Prvi numerički primer obuhvata pravougaonu ploču uklještenu na svim stranama, dimenzija 1x2 *m*. Ploča je opterećenja jednako podeljenim opterećenjem intenziteta 10 $kN/m^2$. Odnos debljine ploče *h* i kraće stranice iznosi 0.10. Posmatrane su konvergencije ugiba (*Slika 4*), momenata $M_x$ (*Slika 5*) i momenata $M_y$ (*Slika 6*).




*Slika 4 – Konvergencija ugiba za pravougaonu ploču za različite tipove KE*



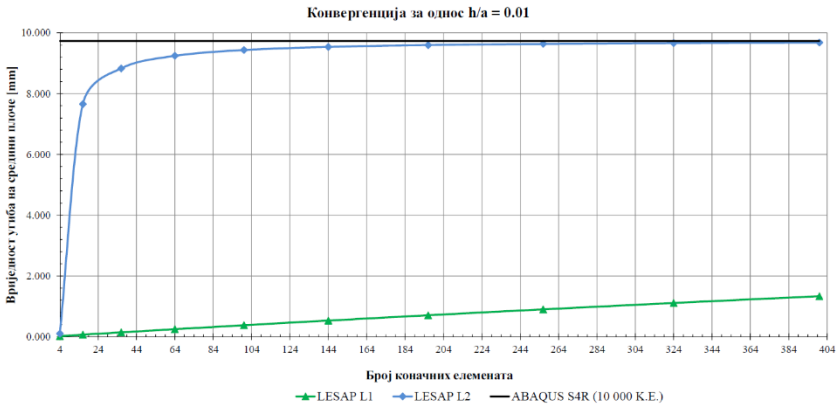

*Slika 5 – Konvergencija momenata $M_x$ za različite tipove KE*



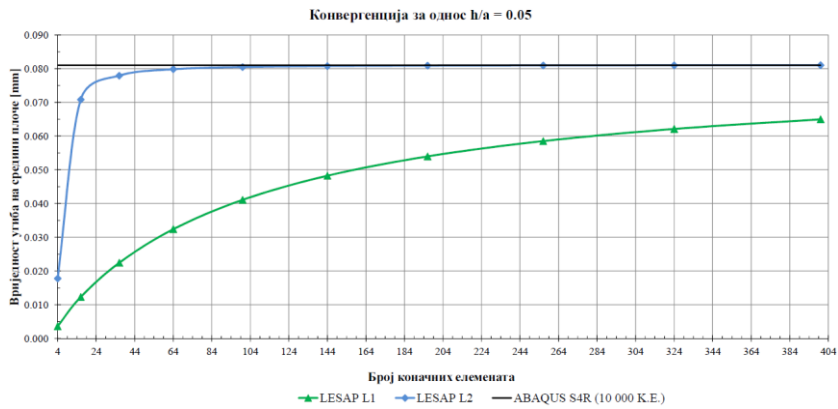

*Slika 6 – Konvergencija momenata $M_y$ za različite tipove KE*

## 3.2 NUMERIČKI PRIMER 2

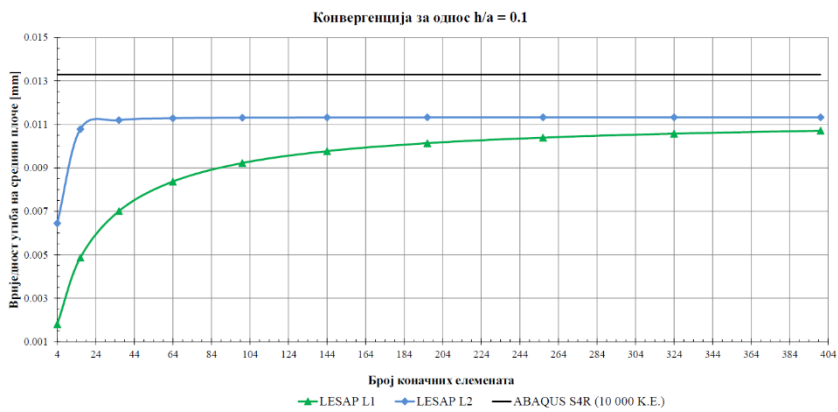
Sledeći numerički primer obuhvata kvadratnu ploču uklještenu na svim stranama, dimenzija 2x2 *m*. Kao i u prethodnom primeru, ploča je opterećena jednako podeljenim opterećenjem intenziteta 10 $kN/m^2$. Razmatran je promenljiv odnos debljine ploče *h* i kraće stranice, $h/a$=0.01-0.25. Posmatrane su konvergencije ugiba za različite odnose debljine i dužine ploča prikazane na slikama u nastavku.



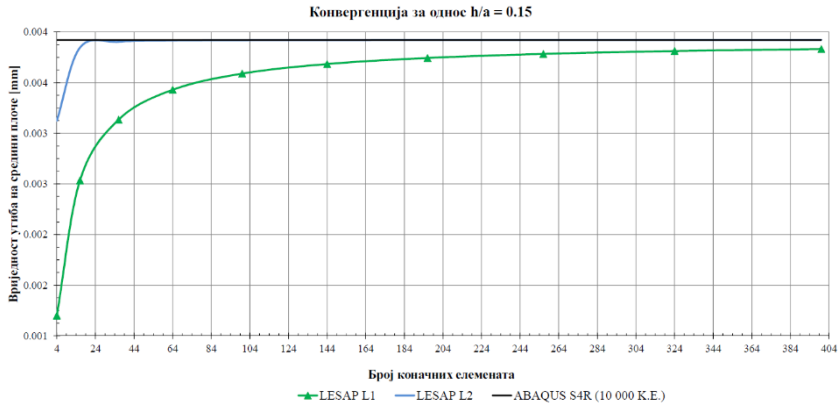

*Slika 7 – Konvergencija ugiba za h/a=0.01*



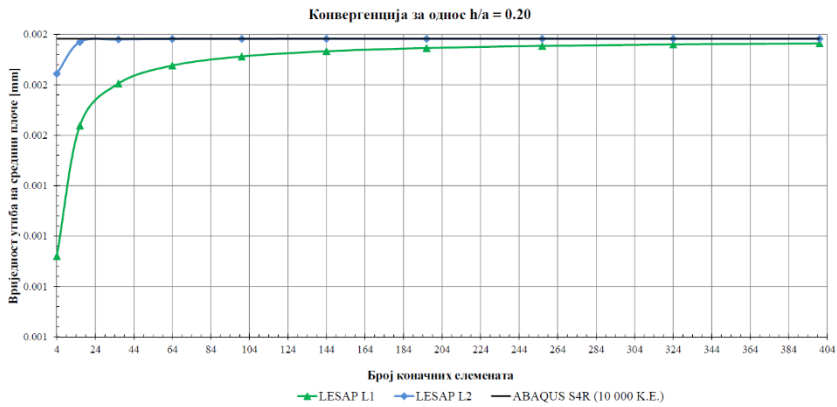

*Slika 8 - Konvergencija ugiba za h/a=0.05*



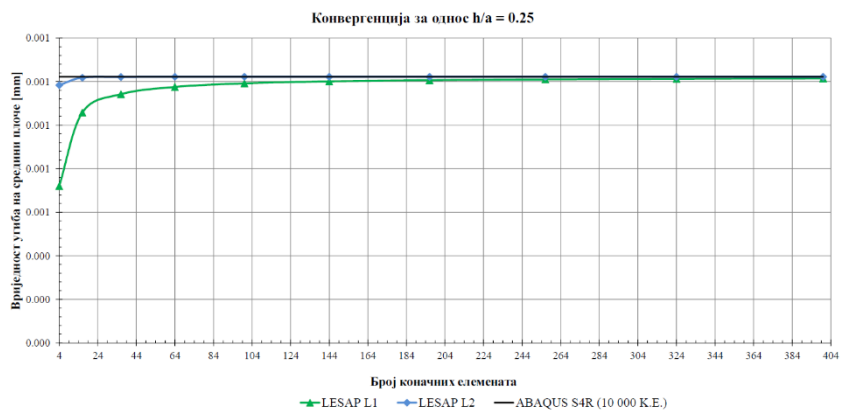

*Slika 9 - Konvergencija ugiba za h/a=0.10*




*Slika 10 - Konvergencija ugiba za h/a=0.15*




*Slika 11 - Konvergencija ugiba za h/a=0.20*




*Slika 12 - Konvergencija ugiba za h/a=0.25*

## 4 ZAKLJUČAK

Iz prethodnih numeričkih primera može se videti da se upotrebom *Reissner-Mindlin*-ove teorije mogu uspešno rešiti problemi savijanja ploča помоћу МКЕ, kako za tanke tako i za debele ploče. Kod veoma tankih ploča, odnos h/a=0.01 i h/a=0.05 (*Slika 7* i *8*), neophodno je koristiti funkcije višeg reda ili neke druge postupke za eliminaciju fenomena *shear locking*-a. Drugim rečima, najvažniji korak pri proračunu veoma tankih ploča sa uključenom smičućom deformacijom je odabir tipa konačnog elementa. KE sa interpolacionim funkijama višeg reda dosta brže i tačnije konvergira ka tačnom rešenju. Pored toga, posmatrajući grafike za slučaj debelih ploča, odnos h/a>0.15, može se primetiti da se tačno rešenje dostiže sa jako malo stepeni slobode, za oba tipa konačnih elemenata L1 i L2.

Na osnovu svega izloženog u radu može se konstatovati, da programski kod LESAP zadovoljava u pogledu konvergencije i tačnosti rezultata.

## LITERATURA


[1] Đorđe Vuksanović, Branislav Pujević, *Teorija savijanja ploča - numeričke metode i računarski programi*, IP "Nauka", Beograd, 1997.

[2] R. D. Mindlin, *Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates*, ASME Journal of Applied Mechanics, Vol. 18, 1951, str. 31–38.

[3] E. Reissner, *The effect of transverse shear deformation on the bending of elastic plates*, ASME Journal of Applied Mechanics, Vol. 12, 1945, str. A68-77.

[4] M. Sekulović, *Metod konačnih elemenata*, Građevinska knjiga, Beograd, 1988

[5] K.J Bathe and E.N. Dvorkin, *A four-node plate bending element based on Mindlin-Reissner plate theory and a mixed interpolation*, Int J Numer Methods Engrg 21, 1985, str. 367-383.

[6] J. C. Simo, R. L. Taylor, *A simple three dimensional model accounting for damage effects,* Rept. No. UCB/SESM/83-10 Department of Civil Engineering, University of California, Berkely, 1983

[7] C. Tiago, V. M. A. Leitao, Eliminating Shear-Locking in Meshless Methods: A Critical Overview and new Framework for Structural Theories, Advances in Meshfree Techniques, Holandija, 2007, 123-145

[8] J. Dolbow and T. Belytschko. *Volumetric locking in the element free Galerkin method.* International Journal for Numerical Methods in Engineering*,* 1999, str. 925-942

[9] J. Y. Cho and S. N. Atluri, *Analysis of shear flexible beams, using the meshless local Petrov-Galerking method, based on a locking-free formulation.* Engineering Computations, 2001, 215-240

[10] O. C. Zienkiewicz, *The Finite Element Method*, 3rd Edn. McGraw-Hill, London, 1977.

[11] D.S. Malkus and T.J.R. Hughes, *Mixed finite element methods – Reduced and selective integration techniques: A unification of concepts,* Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1978, 63-81

[12] Wolfram Research, Online: *http://reference.wolfram.com*. 2014

[13] Karlsson & Sorensen: *ABAQUS/Standard Analysis User's Manual*. Incorporated Hibbitt, 2007

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Biljana Deretić Stojanović[1], Svetlana Kostić[2], Marija Lazović[3]*

# NOSIVOST NA SAVIJANJE SPREGNUTOG PRESEKA SA PARCIJALNIM SMIČUĆIM SPOJEM PREMA EC4

***Rezime:***

Nosivost na savijanje spregnutog preseka od čelika i betona pored oblika i dimenzija poprečnog preseka i mehaničkih karakteristika materijala, zavisi i od načina sprezanja, tj. tipova sredstava za sprezanja i oblikovanja kontaktnog (smičućeg) spoja između betona i čelika. U radu se koriste duktilni i neduktilni moždanici sa glavom. Određuje se nosivost na savijanje spregnutih preseka sa parcijalnim smičućim spojem u kome, za razliku od punog smičućeg spoja, broj moždanika nije dovoljan da se ostvari moment pune nosivosti, tako da se određuje redukovani moment nosivosti. Proračun se sprovodi prema Evrokodu 4.

*Ključne reči: sprezanje, nosivost na savijanje, parcijalni smičući spoj, moždanici*

# BENDING RESISTANCE OF COMPOSITE SECTION WITH PARTIAL SHEAR CONNECTION ACCORDING TO EC4

***Summary:***

Bending resistance of a composite steel and concrete section apart from shape and dimensions of a cross section and mechanical characteristics of materials, depends also on type of shear connection, i.e. connectors and shear steel-concrete interface. In the paper, ductile and nonductile headed studs are considered. Bending resistance of composite sections with partial shear connection, which is a connection where a number of shear studs is smaller than necessary for fully plastic bending resistance of a section to be achieved, is analysed. The reduced bending resistance is found. The calculaton in accordance with Eurocode 4 is presented.

*Key words: composite, bending resistance, partial shear connection, connectors*

[1] V.prof, dr, dipl.inž. građ. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
[2] Doc, dr, dipl.inž. građ. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
[3] Asistent, dipl.inž. građ. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

# 1 UVOD

Analizira se nosivost na savijanje spregnute grede kod koje je betonska ili spregnuta ploča spojena (spregnuta) sa čeličnim nosačem zavarenog ili valjanog profila. Sprezanje se ostvaruje pomoću spojnih sredstava-moždanika koji prihvataju i prenose podužne sile smicanja koje se javljaju na kontaktnom spoju između betonskog i čeličnog dela grede.

Proračun granične nosivosti na savijanje spregnutog poprečnog preseka sprovodi se prema Evrokodu4 (EC4)[1], [4]. Poprečni presek ima adekvatnu nosivost ako je ispunjen sledeći uslov:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \ , \qquad (1)$$

gde je:

- $M_{Ed}$ moment u preseku sračunat u okviru globalne analize konstrukcije,
- $M_{Rd}$ granična nosivost poprečnog preseka na savijanje.

Granična nosivost može da se odredi korišćenjem teorije plastičnosti, elastičnosti i nelinearnom analizom. Prema teoriji plastičnosti, kada se u svakom vlaknu preseka dostigne odgovarajući granični napon u preseku se formira plastični zglob, a odgovarajući granični moment se naziva moment pune plastičnosti $M_{pl,Rd}$. Graničnom momentu nosivosti prema teoriji elastičnosti, tj. elastičnom momentu nosivosti $M_{el,Rd}$ odgovara stanje pri kome normalni naponi samo u krajnjim vlaknima ili betona ili čelika dostižu svoju graničnu vrednost.

Na nosivost spregnutog preseka na savijanje pored oblika i dimenzija poprečnog preseka i mehaničkih karakteristika sadejstvujućih materijala, utiče i način sprezanja, tj. tipovi moždanika i oblikovanje kontaktnog (smičućeg) spoja između betona i čelika. Prema svojoj nosivosti smičući spoj može biti pun i parcijalni smičući spoj.

Pun smičući spoj- podrazumeva takav smičući spoj u kome broj moždanika omogućava da se u kritičnom preseku ostvari moment pune plastičnosti $M_{pl,Rd}$ i dalje povećanje broja moždanika ne povećava graničnu nosivost spregnutog preseka.

Parcijalni smičući spoj- podrazumeva takav spoj kod koga broj moždanika nije dovoljan da se u kritičnom preseku ostvari moment pune plastičnosti $M_{pl,Rd}$. Tada se u kritičnom preseku ostvaruje moment nosivosti $M_{Rd}$ manji od momenta pune plastičnosti, a suma sila koju preuzimaju moždanici ($N_c$) je manja od one koja odgovara punom smičućem spoju ($N_{c,f}$).

Parcijalni smičući spoj se koristi u slučajevima kada:

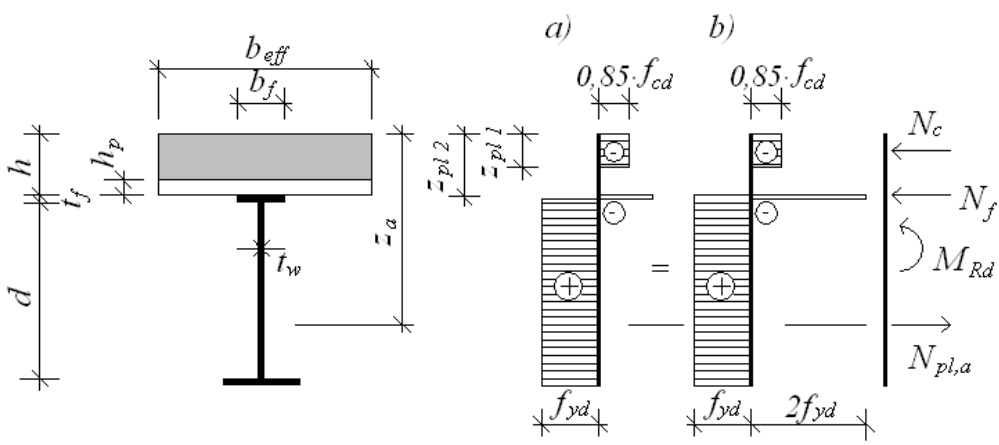
- iz konstruktivnih razloga nije moguće postaviti dovoljan broj moždanika da bi se iskoristila puna nosivost preseka, kao što je slučaj kod sprezanja nosača i spregnute ploče sa profilisanim limom kada nije moguće u okviru raspoloživog prostora unutar rebara profilisanog lima postaviti potreban broj moždanika,
- iz različitih razloga se ne koristi puna nosivost poprečnog preseka, na primer kada poprečni presek nije određen iz uslova nosivosti pri graničnom stanju loma već iz uslova zadovoljenja deformacije ili iz konstruktivnih razloga, pa je njegov moment pune plastičnosti znatno veći od sračunatog momenta usled spoljašnjeg opterećenja.

Parcijalni smičući spoj se može primeniti samo kod spregnutih preseka klase 1 i 2 izloženih pozitivnom momentu savijanja (betonska ploča je u gornjoj zoni preseka i pritisnuta je). Ukoliko se u okviru parcijalnog smičućeg spoja koriste duktilni moždanici tada se za proračun nosivosti na savijanje kritičnih preseka koristi teorija plastičnosti. Ako se u parcijalnom smičućem spoju primenjuju neduktilni moždanici tada se proračun nosivost na savijanje

kritičnih poprečnih preseka sprovodi elastičnom ili nelinearnom analizom. Pod duktilnim moždanicima se podrazumevaju oni moždanici koji poseduju dovoljan kapacitet deformacije (ne manji od 6mm) potreban da bude zadovoljena pretpostavka o idealno plastičnom ponašanju smičućeg spoja. Valjkasti moždanici sa glavom spadaju u grupu duktilnih moždanika.

## 2 NOSIVOST NA SAVIJANJE SPREGNUTOG PRESEKA SA PARCIJALNIM SMIČUĆIM SPOJEM KADA SE KORISTE DUKTILNI MOŽDANICI

Kada se koriste duktilni moždanici moment nosivosti $M_{Rd}$ kritičnog poprečnog preseka grede sa parcijalnim smičućim spojem se određuje primenom teorije plastičnosti. Sobzirom da je u parcijalnom smičućem spoju broj moždanika manji od onog potrebnog za ostvarivanje punog smičućeg spoja, kod parcijalnog smičućeg spoja dolazi do proklizavanja na kontaktu između betonskog i čeličnog dela preseka. Pretpostavlja se da nema odizanja betonskog od čeličnog dela. Iz uslova kompatibilnosti deformacija krivine betonskog i čeličnog dela ostaju iste, ali se u spregnutom preseku formiraju dve neutralne ose, jedna u betonskom delu, a druga u čeličnom delu. Položaj plastične neutralne ose u betonskoj ploči određuje se pomoću smanjene normalne sile $N_c$. Položaj druge plastične neutralne ose, koja se nalazi unutar čeličnog profila, određuje se iz ravnoteže normalnih sila u preseku. Druga plastična neutralna osa može da se nalazi u gornjoj nožici (sl.1) ili rebru čeličnog profila (sl.2).




Slika.1 Plastični moment nosivosti preseka sa parcijalnim smičućim spojem kada se druga plastična neutralna osa nalazi u gornjoj nožici čeličnog profila

Proračunski model za određivanje momenta nosivosti $M_{Rd}$ po teoriji plastičnosti (plastični moment nosivosti) za parcijalni smičući spoj, a kada druga neutralna osa leži u gornjoj nožici čeličnog profila, dat je na slici 1. Ako se normalna sila u betonu $N_c$ odredi preko ukupne nosivosti moždanika na odgovarajućem delu raspona, i pri tome pretpostavi da svaki moždanik (čiji je broj $n$) ima istu nosivost na smicanje, tada je sila $N_c$ data sledećim izrazom:

$$N_c = \sum_n P_{Rd} \ . \qquad (2)$$

Plastična neutralna osa u betonskoj ploči $z_{pl,1}$ određuje se preko ove sile:

$$z_{pl,1} = N_c /(b_{eff}\, 0{,}85 f_{cd}) \,. \tag{3}$$

Normalna sila u čeličnom preseku i fiktivna normalna sila su:

$$N_{pl,a} = A_a \cdot f_{yd} \quad , \qquad N_f = 2 \cdot f_{yd} \cdot b_f \cdot (z_{pl,2} - h) \,. \tag{4}$$

Iz uslova ravnoteže normalnih sila :

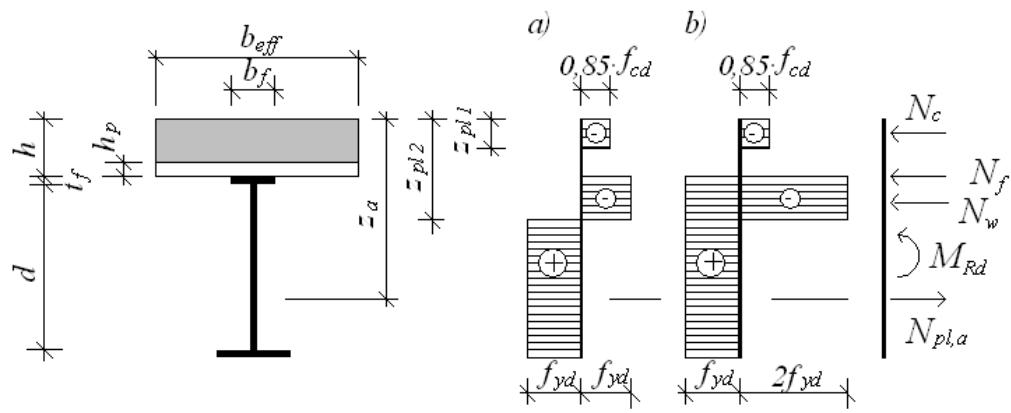
$$N_{pl,a} = N_c + N_f \quad , \tag{5}$$

određuje se položaj plastične neutralne ose u čeličnom delu presek:

$$z_{pl,2} = h + (N_{pl,a} - N_c)/(2 \cdot f_{yd} \cdot b_f) \,. \tag{6}$$

Iz uslova ravnoteže momenata u odnosu na težišnu osu pritisnutog dela betona dobija se moment nosivosti $M_{Rd}$ :

$$M_{Rd} = N_{pl,a}(z_a - z_{pl,1}/2) - N_f (z_{pl,2} + h - z_{pl,1})/2 \,. \tag{7}$$




Slika.2 Plastični moment nosivosti preseka sa parcijalnim smičućim spojem kada se druga plastična neutralna osa nalazi u rebru čeličnog profila

Proračunski model za određivanje momenta nosivosti $M_{Rd}$ , kada druga neutralna osa leži u rebru čeličnog profila, je predstavljen na slici 2. Normalna sila u betonu $N_c$ je data izrazom (2), a odgovarajuća neutralna osa $z_{pl,1}$ izrazom (3).

Plastična neutralna osa u čeličnom delu preseka $z_{pl,2}$ određuje se iz ravnoteže normalnih sila :

$$z_{pl,2} = h + t_f + (N_{pl,a} - N_c - N_f)/(2 f_{yd} t_w) \tag{8}$$

gde je :

$$N_{pl,a} = A_a f_{yd} \,, \qquad N_f = 2 f_{yd} b_f t_f \,, \qquad N_w = 2 f_{yd} t_w (z_{pl,2} - h - t_f) \,. \tag{9}$$

Iz uslova ravnoteže momenata u odnosu na težišnu osu pritisnutog dela betona dobija se moment nosivosti $M_{Rd}$:

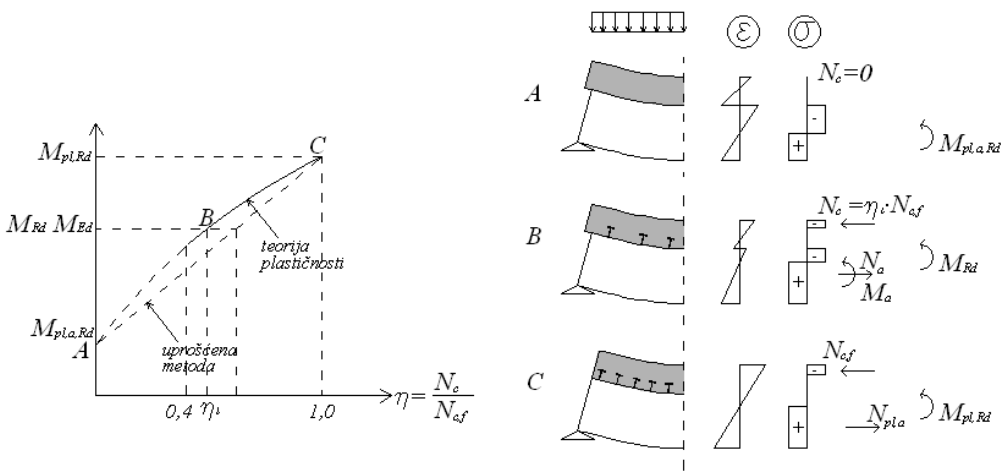
$$M_{Rd} = N_{pl,a}(z_a - z_{pl,1}/2) - N_f(h + (t_f - z_{pl,1})/2) - \\ - N_w(z_{pl,2} + t_f + h - z_{pl,1})/2 \tag{10}$$

Odnos između normalne sile u betonskom delu preseka $N_{c,}$ koja odgovara parcijalnom smičućem spoju i normalne sile $N_{c,f}$, koja odgovara punom smičućem spoju, definiše se kao stepen smičućeg spoja (stepen sprezanja):

$$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}} \tag{11}$$

Na sl.3 prikazan je odnos između plastičnog momenta nosivosti $M_{Rd,}$ i normalne sile pritiska u betonu $N_c$ (ili stepena sprzanja $\eta$). Konveksna kriva ABC se dobija primenom teorije plastičnosti kako je u prethodnom tekstu prikazano. Na sl.3 iz dijagrama dilatacija $\varepsilon$, može se uočiti da za vrednosti stepena sprezanja $\eta<1$, na spoju čeličnog nosača i betonske ploče postoji relativno pomeranje (proklizavanje). Proklizavanja na spoju nema kada je ostvaren pun smičući spoj (tačka C sl.3). Prikazani dijagram na sl.3 važi samo za duktilne moždanike.

Prema Evrokodu 4, u zavisnosti od dužine smicanja i dimenzija nožica čeličnog profila, definišu se granice stepena sprezanja $\eta$ za koje je ispunjen uslov duktilnosti moždanika, a time i mogućnost primene parcijalnog smičućeg spoja, i donja granica stepena sprezanja je $\eta \geq 0{,}4$. Ukoliko bi stepen sprezanja bio manji postojala bi mogućnost da pre dođe do loma u smićućem spoju nego do formiranja plastičnog zgloba na mestu kritičnog preseka.




*Slika.3 Odnos između plastičnog momenta nosivosti $M_{Rd}$ i normalne sile pritiska u betonu $N_c$*

Konzervativna vrednost plastičnog momenta nosivosti $M_{Rd}$ može se odrediti i zamenom krive ABC pravom linijom AC (sl.3 uprošćena metoda):

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \left(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}\right)\frac{N_c}{N_{c,f}} \ , \tag{12}$$

gde je $M_{pl,a,Rd,}$ plastični moment nosivosti dela preseka od konstrukcionog materijala.

# 3 NOSIVOST NA SAVIJANJE SPREGNUTOG PRESEKA SA PARCIJALNIM SMIČUĆIM SPOJEM KADA SE KORISTE NEDUKTILNI MOŽDANICI

Kada se koriste neduktilni moždanici nosivost na savijanje spregnutog preseka može da se odredi primenom nelinearne teorije. Polazi se od nelinearne veze između napona ($\sigma$) i dilatacije ($\varepsilon$) za materijale koji sadejstvuju u spregnutom preseku. Dijagrami za beton i armaturu su dati u Evrokodu 2 [2], a za konstrukcioni čelik u Evrokodu 3 [3].

Evrokod 4 daje dva pristupa za sračunavanje nelinearne nosivosti na savijanje $M_{Rd}$ i sprovode se za kritične preseke s obzirom na računske momente savijanja.

Prema prvom pristupu nelinearna nosivost preseka na savijanje $M_{Rd}$ se određuje iterativno iz odnosa napon- dilatacija ($\varepsilon$-$\sigma$) za materijale koji sadejstvuju u spregnutom preseku (beton, konstukcioni čelik i armatura) [5]. Pretpostavlja se raspodela dilatacije $\varepsilon$ za poprečni presek, a sračunavaju se naponi $\sigma$. Obično se pretpostavljena dilatacija $\varepsilon$ koriguje dok se ne ispuni uslov da sračunati naponi $\sigma$ odgovaraju aksijalnoj sili koja treba da bude jednaka nuli ($N=0$), jer je presek opterećen samo momentom savijanja. Kada je ovaj uslov zadovoljen, iz dijagrama napona se sračunava odgovarajući moment nosivosti $M_{Rd}$. Ako se pokaže da je moment savijanja $M_{Ed}$ manji od dobijenog momenta nosivosti $M_{Rd}$, proračun momenta nosivosti se prekida. U protivnom se povećava dilatacija i ponovlja proračun. U Evrokodu 2 date su granične vrednosti dilatacija za beton i armaturu koje na kraju ograničavaju vrednost momenta nosivosti. Ovakav proračun momenta nosivosti $M_{Rd}$ zahteva primenu odgovajućeg kompjuterskog programa.

Drugi, uprošćeni pristup proračuna nelinearne nosivosti preseka na savijanje $M_{Rd}$ može se koristiti za spregnute preseke klase 1 i 2 sa pritisnutim betonskim pojasom. Usvaja se pretpostavka da postoji potpuni kontinuitet na kontaktnoj površini između betona i čelika, odnosno da nema relativnog pomeranje (proklizavanja). Za ovaj uprošćeni pristup proračuna odnos između nelinearne nosivosti preseka na savijanje $M_{Rd}$ i normalne sile pritiska u betonu $N_c$ dat je na sl.4. Ovde je potrebno odrediti moment na pragu tečenja spregnutog preseka $M_{el,Rd}$, koji odgovara elastičnoj raspodeli napona sa dostignutim proračunskim naponom tečenja u najopterećenijim tačkama čeličnog dela, kao i silu pritiska $N_{c,el}$ u betonskom pojasu koja odgovara momentu $M_{el,Rd}$. U zavisnosti od toga da li je normalna sila u betonu $N_c$ manja ili veća od sile $N_{c,el}$ u Evrokodu 4 se daju rešenja za određivanje momenta nosivosti $M_{Rd}$ na osnovu jednačine prave na odgovarajućem delu dijagrama (sl.4).

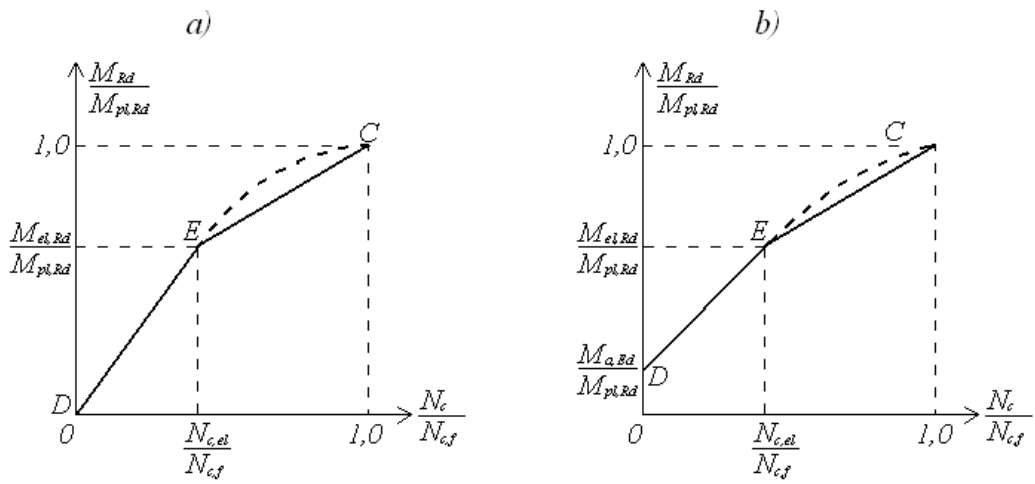
$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + \left(M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}\right)\frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{za} \quad N_{c,el} \le N_c \le N_{c,f} \tag{13}$$

Ukoliko je normalna sila u betonu $N_c$ manja od sile $N_{c,el}$ treba voditi računa da li celokupno opterećenje prihvata spregnuti presek (sl.4,a) što odgovara gredi poduprtoj tokom gradnje, ili deo opterećenja prima nespregnuti čelični deo preseka (sl.4,b) što odgovara gredi nepoduprtoj tokom gradnje, gde je $M_{a,Ed}$ moment savijanja koji deluje na čelični deo preseka pre no što je ostvaren efekat sprezanja. Tada je moment nosivosti $M_{Rd}$ dat sledećim izrazom:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + \left(M_{el,Rd} - M_{a,Ed}\right)\frac{N_c}{N_{c,el}} \qquad \text{za} \quad N_c \le N_{c,el} \tag{14}$$

Na dijagramima sa sl. 4 mogu se uočiti tri tačke D, E, i C. Tačka D označava slučaj kada spregnuti presek nije izložen momentu, pa je i normalna sila $N_c=0$, u slučaju kada je greda nepoduprta tokom gradnje (sl.4,b) samo čelični deo preseka prihvata moment savijanja $M_{a,Ed}$. Tačka E je određena elastičnom, a tačka C plastičnom analizom. Konveksna kriva EC na sl. 4 je dobijena tačnim proračunom, dok linija EC predstavlja aproksimaciju koja je na strani sigurnosti.

Za konstrukcije kod zgrada određivanje elastičnog momenta nosivosti $M_{el,Rd}$ se može uprostiti tako što se površine betona $A_c$ zamenjuju površinama efektivnog ekvivalentnog čeličnog preseka $A_c/n$, gde je $n$ nominalni odnos modula elastičnosti. Ako se za efektivni modulu elastičnosti betona $E_{c,eff}$ uzme vrednost $E_{cm}/2$, time se pojednostavljuje i proračun kojim se obuhvata i tečenje betona.




*a) Greda poduprta tokom gradnje* *b) Greda nepoduprta tokom gradnje*

*Slika4: Uprošćena veza između $M_{Rd}$ i $N_c$ kada se koriste neduktilni moždanici.*

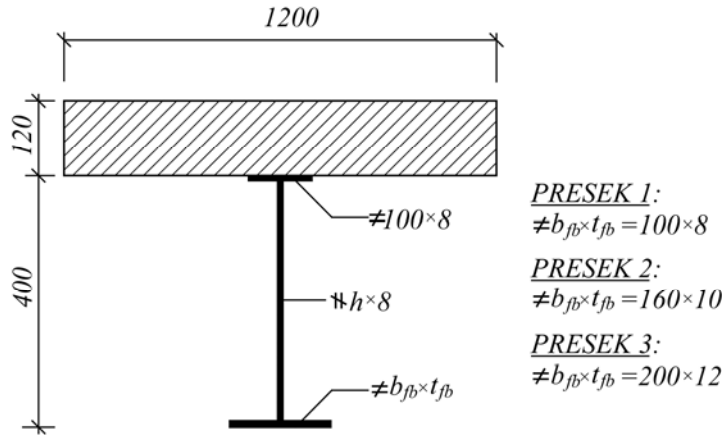
## 3. BROJNI PRIMER

Posmatrana su tri poprečna preseka spregnutog nosača prikazana na slici 5. Preseci imaju iste dimenzije betonske ploče, gornje nožice zavarenog čeličnog nosača, debljinu rebra, kao i ukupnu visinu čeličnog nosača, dok se dimenzije donje nožice i visina rebra razlikuju. Ovim su obuhvaćena sva tri slučaja predviđena Evrokodom 4:

- površina donje i gornje nožice je ista, tj. $A_t=A_b$ PRESEK 1,
- površina donje nožice je dva puta veća od površine gornje nožice, tj. $2A_t=A_b$ PRESEK 2 i
- površina donje nožice je tri puta veća od površine gornje nožice, tj. $3A_t=A_b$ PRESEK 3.

Evrokod 4 propisuje različite minimalne stepene sprezanja $\eta$ u ovim slučajevima (član 6.6.1.2). Za beton marke C30/37, čelike klase S235, S275 i S355 i usvojenu dužinu smicanja $Le = 5m$ su sračunati ovi minimalni dozvoljeni stepeni sprezanja i oni su prikazani u Tabeli 1. Može se

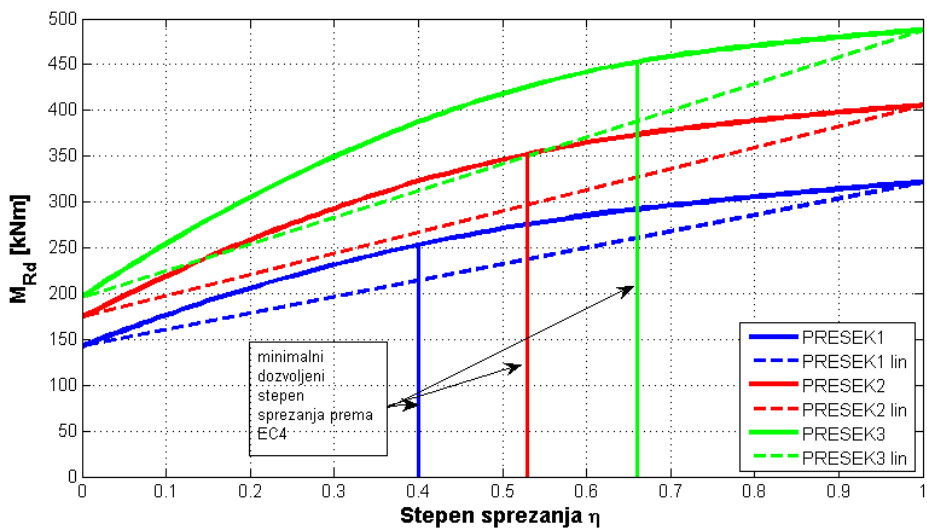
videti da su za PRESEK 2 i 3 ove vrednosti veće u odnosu na apsolutno minimalni stepen sprezanja od *0.4*.




*Slika 5: Poprečni presek spregnutog nosača.*

***Tabela 1 – Minimalne dozvoljene vrednosti stepena sprezanja***

| | ***S235*** | ***S275*** | ***S355*** |
|---|---|---|---|
| ***PRESEK 1*** | ***0.40*** | ***0.40*** | ***0.40*** |
| ***PRESEK 2*** | ***0.53*** | ***0.55*** | ***0.59*** |
| ***PRESEK 3*** | ***0.66*** | ***0.71*** | ***0.78*** |




*Slika 6: Krive zavisnosti redukovanog momenta nosivosti $M_{Rd}$ od stepena sprezanja η*

Za preseke klase čelika S235 su, korišćenjem teorije plastičnosti sračunate krive zavisnosti redukovanog momenta nosivosti $M_{Rd}$ od stepena sprezanja $\eta$ (Slika 6). Na ovoj slici su prikazane i linearne aroksimacije $M_{Rd} - \eta$ zavisnosti, čiju upotrebu, kao pojednostavljenje, Evrokod 4 takođe dozvoljava.

Za minimalne dozvoljene stepene sprezanja sračunati su odgovarajući redukovani momenti nosivosti koji odgovaraju nelinearnoj krivoj ($M_{Rd}$) kao i njenoj linearnoj aproksimaciji ($M_{Rd,lin}$). Ove vrednosti su upoređene i prikazane u Tabeli 2.

***Tabela 2 – Redukovani momenti nosivosti koji odgovaraju minimalnom dozvoljenom stepenu sprezanja***

| | $M_{Rd}$ [kNm] | $M_{Rd,lin}$ [kNm] | $M_{Rd}/M_{pl,Rd}$ | $M_{Rd,lin}/M_{pl,Rd}$ | $(M_{Rd}-M_{Rd,lin})/M_{pl,Rd}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| ***PRESEK 1*** | ***253.16*** | ***214.52*** | ***0.79*** | ***0.67*** | ***0.12*** |
| ***PRESEK 2*** | ***352.27*** | ***296.96*** | ***0.87*** | ***0.73*** | ***0.14*** |
| ***PRESEK 3*** | ***453.12*** | ***388.57*** | ***0.93*** | ***0.80*** | ***0.13*** |

Dakle, može se zaključiti da su i za minimalne vrednosti stepena sprezanja dobijeni relativno veliki momenti nosivosti, tj. redukcija momenta nosivosti preseka u odnosu na nosivost preseka kod punog smičućeg spoja kreće se u iznosu od 7 do 21%. Ukoliko se koristi linearna aproksimacija, dobijeni momenti nosivosti su redukovani u većem iznosu od 20 do 33% i, zbog konveksnosti nelinearne krive, ovi rezultati su uvek na strani sigurnosti. Greska dobijena uvođenjem linearne aproksimacije kreće se oko 15% za posmatrane maksimalne stepene sprezanja. Generalno, ova greska je, zbog oblika $M_{Rd} - \eta$ krive, najveća za stepene sprezanja u granicama od 0.4 do 0.7.

## 4. ZAKLJUČAK

U radu je objašnjen proračun nosivosti na savijanje spregnutih preseka od čelika i betona u slučaju parcijalnog smičućeg spoja prema Evrokodu 4 za slučaj korišćenja duktilnih i neduktilnih moždanika. Kod preseka sa parcijalnim smičućim spojem, za razliku od punog smičućeg spoja, broj moždanika nije dovoljan da se ostvari moment pune nosivosti, pa se određuje redukovani moment nosivosti. Kada se koriste duktilni moždanici moment nosivosti kritičnog poprečnog preseka grede sa parcijalnim smičućim spojem se određuje primenom teorije plastičnosti, dok se u slučaju korišćenja neduktilnih moždanika nosivost na savijanje spregnutog preseka može odredi primenom nelinearne analize ili primenom uprošćenog postupka.

Za tri spregnuta poprečna preseka sa parcijalnim smičućim spojem i duktilnim moždanicima, primenom objašnjenih postupaka, sračunate su krive zavisnosti redukovanog momenta nosivosti od stepena sprezanja i upoređene su vrednosti dobijene korišćenjem nelinearne krive i njene linearne aproksimacije.

**ZAHVALNOST**

Drugi autor se zahvaljuje Ministarstvu nauke Republike Srbije na finansijskoj podršci u okviru projekta TR36046.

**LITERATURA**

[1] Evrokod 4: EN 1994-1-1:2004 *Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona,* Beograd ,februar 2006

[2] Evrokod 2: *EN 1992-1-1:2004 Proračun betonskih konstrukcija, Beograd ,februar 2006*

[3] Evrokod 3: *EN 1993-1-1:2005 Proračun čeličnih konstrukcija Beograd ,februar 2006*

[4] R.P.Johnson *Composite Structions of Steel and Concrete,* Volume 1, Beams, Columns and Frames for Buldings, , Blackwell scientific Publication, Oxford 1994, Second Edition

[5] *Design Handbook for Braced Composite Steel-Concrete Buildings According to Eurocode 4,* ECCS (Eropean Convenction for Constructional Steelwork), 2000.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Slavko Zdravković*[1]

# PRORAČUN PRITISNUTIH ŠTAPOVA OD DRVETA PREMA EVROPSKIM NORMAMA

***Rezime:***

*U radu se, u najkraćem, prikazuju Evropske norme za drvene konstrukcije, tj. Evrokod 5 – EC5. Daju se najvažnije karakteristike drveta kao primenljivog građevinskog materijala s obzirom na njegove pozitivne ali i negativne karakteristike. Ukazuje se da lepljeno lamelirano drvo nalazi sve veću primenu u savremenom građevinarstvu i kao konstruktivni i nekonstruktivni material. Spojna sredstva i spojevi su pri tome od posebnog značaja pri formiranju konstrukcija od drvenih elemenata. Na numeričkom primeru pritisnutog stuba složenog poprečnog preseka s poprečnim vezicama prikazan je proračun po EC5.*

*Ključne reči: drvene konstrukcije, Evropske norme, proračun stuba.*

# ANALYSIS OF WOODEN COLUMNS UNDER COMPRESSION ACCORDING TO EUROPEAN STANDARDS

***Summary:***

*This paper, in short, presents the European norm for wooden structures, i.e. Eurocode 5 - EC5. The most important characteristics of wood as a building material are given in regards to its positive and negative characteristics. It is indicated that laminated wood is often used in modern construction as a structural and non-structural material. Fasteners and connections are in fact of great importance in forming the structure of the wood elements. Numerical example of the space column with packs is given according to EC 5.*

*Key words:* `wooden structures, Eurocodes, analysis of column`

[1] Prof.dr, Akademik Srpske kraljevske asocijacije akademika,inovatora i naučnika-SKAIN, Ekspert bivšeg Saveznog Ministarstva za nauku,tehnologiju i razvoj u oblasti: 1221 građevinsko inženjerstvo, aseizmičko građevinarstvo, stabilnost mostova, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu,ul.A. Medvedeva 14 Niš

# 1 UVOD

Tradicionalna gradnja drvenim materijalima prerasla je odavno u moderno područje konstruktivnog inženjerstva. Pomeranje granica raspona, visine, zapremine ili vitkosti, nisu više odlučujuća mera napretka, već su to nove tehnike povezivanja, upotreba visokovrednog drvenog materijala ili poboljšana konstruktivna zaštita drveta, uz precizne postupke proračuna, poboljšana znanja o svojstvima materijala ono što predstvlja stvarni napredak gradnje drvetom. Uloga nove evropske generacije standarda i normi, posebno Evrokoda 1 i Evrokoda 5 su od posebnog značaja.

S obzirom da se naši propisi, uglavnom, oslanjaju na nemačke, pa smatram da bi i pri usvajanju evropskih standarda trebalo da usvojimo nemačke propise, pored nacionalno primenljivog dokumenta, kraće NAD, uz dozvolu nadzorne komisije za građevinarstvo. Ukoliko pre zbog manjka finansijskih sredstava za ulaganje u ispitivanja vrsta drveta i kalibraciji parcijalnih koeficijenata za materijale. Provera novih standard i pravila u praksi povezana je sa prikupljanjem iskustava što je praćeno određenim teškoćama, i to iz više razloga. EC5, sam po sebi, ne bi trebalo da sadrži teorijske postavke vezane za probleme projektovanja, dimenzionisanja i zaštite drvenih konstrukcija, što podrazumeva da korisnik već poseduje za to potrebna predznanja, kao i neka druga koja se odnose, na primer na područje fizičkih i mehaničkih svojstava drveta. Dokaz nosivosti i upotrebljivosti treba zasnovati na pojednostavljeni probabilistički pristup. Kao i kod drugih Evrokodova i kod EC5 treba usvojiti:

- granično stanje nosivosti, i
- granično stanje upotrebljivosti,

tj. ona stanja koja kada se prekorače dovode do toga da nosiva konstrukcija više ne ispunjava pojektne zahteve. Postupak dokaza prema EC5 ne bi trebalo da se mnogo razlikuje od dosadašnjeg determinističkog postupka prema dopuštenim naprezanjima.

Važna svojstva drveta kao građevinskog materijala su: čvrstoća, tvrdoća, higroskopna svojstva, anizotropija i nepravilnosti pri rastu. Svojstva drveta su povoljna u energetskom smislu, a ekološki nisu štetna i biološki je razgradljivo.

Kada se drvo koristi kao građevinski material za projektne i proračunske vrednosti moraju se jasno dati: dokaz graničnog stanja nosivosti i dokaz graničnog stanja upotrebljivosti.

U daljem će se u najkraćem ukazati na najvažnije karakteristike drveta kao građevinskog materijala i to polazeći od uzdužnog normalnog naprezanja.

# 2 UZDUŽNA NORMALNA NAPREZANJA NA PRITISAK PARALELNO VLAKNIMA SA IZVIJANJEM

Otpornost poprečnog preseka pri izvijanju u smeru z-z ose (izvijanje preseka u ravni, u smeru njegove slabije slobodne ose) koje je posledica dejstva sile pritiska, pri čemu popustljivost veza glavnih elemenata i njihovih lokalnih bočnih ukrućenja nemaju uticaja, jednaka je sumi otpornosti preseka glavnih kontinuiranih elemenata složenog štapa.

Otpornost poprečnog preseka pri izvijanju u smeru y-y ose (bočno izvijanje preseka u smeru njegove jače ose koja je i materijalna osa preseka) koja je posledica dejstva sile pritiska, pri čemu na vitkost sastavljenog preseka utiče i popustljivost veze glavnih elemenata i njihovih lokalnih bočnih ukrućenja, treba zadovoljiti sledeće uslove:

$$\sigma_{c,0,d} \le k_c \cdot f_{c,0,d} \tag{1}$$

pri čemu su:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,d}}{A_{tot}} \tag{2}$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} \tag{3}$$

$$k = 0,5 \cdot \left[1 + \beta_c \cdot \left(\lambda_{rel} - 0,5\right) + \lambda_{rel}^2\right] \tag{4}$$

$\beta_c = 0,2$ za puno drvo i $\beta_c = 0,1$ za lamelirano drvo

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} \tag{5}$$

$$\sigma_{c,crit} = \frac{\pi^2 \cdot E_{0,05}}{\lambda^2} \tag{6}$$

$$f_{c,0,d} = k_{\mathrm{mod}} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m} \tag{7}$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{n}{2} \cdot \lambda_1^2} \tag{8}$$

gde je:

$n$ – broj glavnih kontinuiranih elemenata sastavljenog poprečnog preseka,

$\eta$ – koeficijent dat u tablici 1,

$\lambda$ – vitkost složenog poprečnog preseka štapa kao celine sastavljene od elemenata jednake dužine (L) pri čemu je ukupna površina složenog poprečnog preseka $A_{tot}$, a moment inercije $I_{tot}$ .

$$\lambda = L \cdot \sqrt{\frac{A_{tot}}{I_{tot}}} \tag{9}$$

$\lambda_1$ - vitkost poprečnog preseka jednog glavnog kontinuiranog elementa složenog preseka koji je na dužini $L_1$ od bočnog izvijanja lokalno osiguran u ovom slučaju vezicama,

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \cdot \frac{L_1}{h} \ge 30 \tag{10}$$

*Tabela 1. Vrednosti koeficijenta $\eta$ zavisnog od vrste spojnog sredstva i trajanja dejstva*

| Trajanje dejstva | Podmetači | | | Poprečne veze | |
|---|---|---|---|---|---|
| | lepak | ekseri | moždanici | lepak | ekseri |
| Stalno i dugotrajno dejstvo | 1 | 4 | 3,5 | 3 | 6 |
| Srednjetrajno i kratkotrajno dejstvo | 1 | 3 | 2,5 | 2 | 4,5 |

# 3 DRVO KAO KONSTRUKTIVNI MATERIJAL

Pored različitih pokazatelja pojedinih svojstava prilikom primene drveta kao konstruktivnog materijala pre svega treba obratiti pažnju na to da je: .

- drvo anizotropan građevinski material, što znači da njegova svojstva u različitim pravcima nisu ista,
- drvo je higroskopan građevinski material i promena svojstava je u uskoj vezi sa vlažnošću,
- trajanje opterećenja od uticaja je na nosivost i deformacije elementa, kao i osobina vezanih za njegov rast.

Vlažnost drveta $W$ izračunava se iz mase $m_w$ izmerene u vlažnom stanju i mase $m_o$ izmerene u suvom stanju kako sledi:

$$W = \frac{m_w - m_o}{m_o} \quad \text{u } \% \tag{11}$$

Prema DIN normama razlikuje se:

- sveže (sirovo) drvo, za $W > 30\%$
- polusuvo drvo, za $20\% < W \leq 30\%$
- suvo drvo, za $W < 20\%$

Tablično su date sledeće vrednosti: proračunske vrednosti za promenu zapremine (bubrenje/skupljanje) u %, kao i uticaji širenja prouzrokovanog toplotom. Tablično su date i vrednosti čvrstoće u zavisnosti od vrste naprezanja. Za različite vrste crnogoričnog i belogoričnog drveta date su vrednosti normalne čvrstoće u kg/m³. Klasifikacija drvene građe ugradive u konstrukcije najčešće se vrši vizuelno i data je preko klasa. Rezana građa je podeljena u zavisnosti od dimenzija preseka i to su: letve, daske, deblje daske i rezane grede.

Lepljeno lamelirano drvo se posebno izučava u zavisnosti od tehnologije proizvodnje i to su: višeslojne ploče, lepljene ploče od furnira, furnirske ploče, drveni elementi od lepljenog furnira, lepljene lamelirane ploče, ploče iverice i dr.

Na trajnost drveta utiču mnogi štetni uticaji: kućna gljiva, bela gljiva-podrumska gljiva, plava gljiva-plesni, insekti, kućna strižibuba, običan kukac, vremenski štetni uticaji i hemijski štetni uticaji.

Zaštiti drveta se posvećuje posebna pažnja a posebno zaštiti od požara. Potrebna pravila koja se odnose na dokaz zaštite od požara sadržana su u više delova EC5. Od značaja je

ponašanje drveta u požaru kao i brzina sagorevanja na proračun promene poprečnog preseka drvenog elementa izloženog požaru.

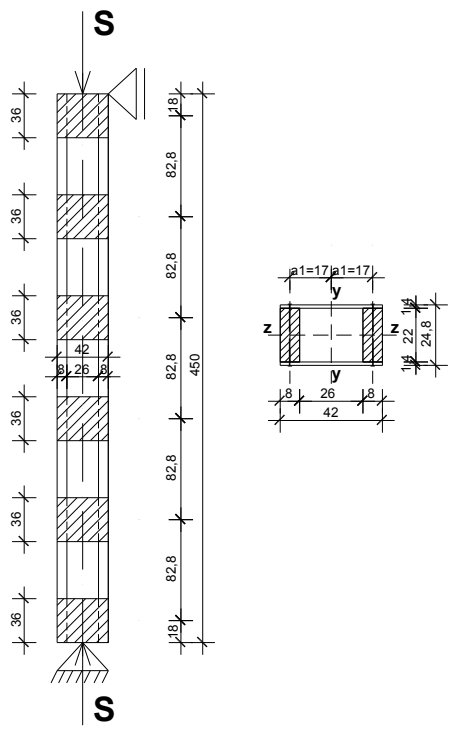
Vrši se klasifikacija na lepljeno lamelirano drvo LLD i puno drvo PD, jer je od bitnog uticaja na proračun i dokaz nosivosti elemenata konstrukcije, u zavisnosti da li se radi o pritisku ili zatezanju i pravcima vlakana.

Dokaz stabilnosti elemenata konstrukcije je detaljno obrađen sa aspekta veza i spojeva jer su to najbitniji elementi pri projektovanju i proračunu drvenih konstrukcija. Projektovanje, izvođenje i oblici rešetkastih nosača, kao savremenih industrijskih proizvoda je od značaja u zavisnosti od dimenzija poprečnih preseka i vrste i oblika veza. Tipski lamelirani nosači nalaze sve veću primenu u savremenom građevinarstvu s obzirom na poznate pozitivne karakteristike drveta kao pouzdanog građevinskog materijala.

Na primeru pritisnutog stuba složenog preseka s poprečnim vezama pokazaće se proračun prema Evrokodu 5.

# 4 NUMERIČKI PRIMER

Za datu geometriju pritisnutog stuba treba izvršiti dokaz nosivosti njegovog dvodelnog složenog preseka s poprečnim vezama. Kontinuirani elementi stuba i veza su od punog drveta klase S10 i međusobno povezani ekserima. Proračunska vrednost pritiskujuće sile stuba je S=150kN. Stub je bočno pridržan na krajevima svog raspona L=4,50m.




*Slika 1- Geometrija stuba složenog preseka sa poprečnim vezama*

Dužina izvijanja štapa u obe ravni je:

$$s_{k,y} = s_{k,z} = 4,50\text{m}$$

Odnos debljine jednog elementa štapa i svetle širine razmaka elementa je:

$$\frac{a}{h_1} = \frac{130}{80} = 1,625$$

Uticaji u ravni (oko materijalne ose z-z) – izvijanje u smeru slobodne ose preseka y-y (slabija osa preseka):

$$A = A_{tot} = 2 \cdot 80 \cdot 220 = 352 \cdot 10^2\, mm^2$$

$$i_z = 0,289 \cdot 220 = 63,58$$

$$\lambda_z = \frac{4500}{63,58} = 70,777 < 150$$

Uticaji izvan ravni (oko slabije ose y-y) – bočno izvijanje u smeru materijalne ose preseka z-z (jača osa preseka)

-Lokalna bočna ukrućenja (veze) raspoređene su u petinama raspona (n=5 polja).

$$s_{y,1} = \frac{4500 - 360}{5} = 828,0mm$$

$$\lambda_1 = \frac{s_{y,1}}{i_1} = \frac{828}{0,289 \cdot 80} = 35,81 < 60$$

$$\lambda_1 = 35,81 > 30$$

$$I_y = 340 \cdot 10^2 \cdot \frac{80^2}{2} + 340 \cdot 10^2 \cdot 170^2 = 10240 \cdot 10^4 + 98260 \cdot 10^4 = 108500 \cdot 10^4\, mm^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{108500 \cdot 10^4}{340 \cdot 10^2}} = 178,638mm$$

$$\lambda_y = \frac{s_{k,y}}{i_y} = \frac{4500}{178,638} = 25,19$$

$$\lambda_{y,ef} = \sqrt{\lambda_y^{\,2} + \eta \frac{n}{2} \cdot \lambda_1^2} = \sqrt{25,19^2 + 4,5 \cdot \frac{2}{2} \cdot 35,81^2} =$$

$$= \sqrt{634,536 + 5770,60} = 80,03 > \lambda_z = 70,777$$

$\eta$=4,5 - za eksere i za srednjetrajno dejstvo (Tabela 1).

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{S_d}{A} = \frac{150 \cdot 10^3}{340 \cdot 10^2} = 4,41\ N/mm^2$$

$$\lambda_{rel,y} = 80,03 \cdot \sqrt{\frac{21,0}{\pi^2 \cdot 7400}} = 1,3577$$

$$k_y = 0,5 \cdot \left(1 + 0,2 \cdot 0,8577 + 1,8434\right) = 1,507$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{1,507 + \sqrt{1,507^2 + 1,3577^2}} = \frac{1}{1,507 + \sqrt{2,272 - 1,843}} = \frac{1}{1,507 + 0,625} = 0,462$$

$$f_{c,0,d} = 0,8 \cdot \frac{21,0}{1,3} = 12,90 \ \ N/mm^2$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{4,41}{0,462 \cdot 12,90} = 0,739 < 1,0$$

Dokaz nosivosti spojnih sredstava
**ekseri 2x18E 42x110mm**

$$\lambda_{y,ef} = 80,03 > 60$$

$$V_d = Q_1 = \frac{130}{0,462 \cdot 60} = 4,69kN$$

$$T_d = \frac{4,69 \cdot 828}{2 \cdot 170} = 11,42kN$$

Smičuća sila

$$_{ef}T = \psi \cdot T_d = 0,88 \cdot 11,42 = 10,06kN$$

$$\psi = \frac{12 \cdot 0,703 - 1}{12 \cdot 0,703} = \frac{7,434}{8,436} = 0,88$$

$$k_1 = \frac{4500}{80,03 \cdot 80} = 0,703$$

$$M_d =_{ef} T \cdot a_1 = 10,06 \cdot 0,17 = 1,71kNm$$

Provera nosivosti poprečnih veza – smičuća naprezanja i naprezanja od savijanja

**Spajanje ekserima: 2x18E 42x110mm**

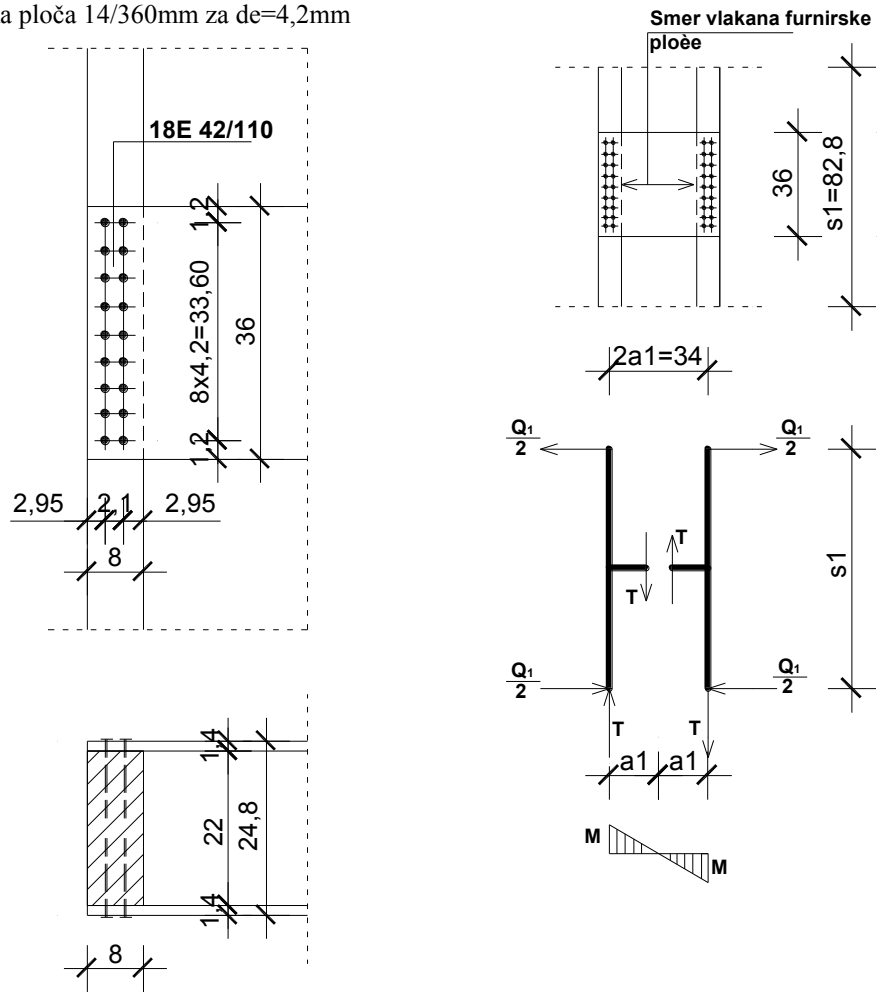
$$_{dop}N_1 = 0,621kN$$

Nosivost jednog eksera određena postupkom dopuštenih napona)

Za furnirske ploče prema DIN 68705 T3 je:

| Ekser: dn(mm) | <3,4 | 3,8 | 4,2 | 4,6 | 5,5 | 6,0 | 7,0 | 7,6 | 8,8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Furnirska ploča (mm) | 10 | 12 | 14 | 18 | 22 | 24 | 28 | 30 | 36 |

Furnirska ploča 14/360mm za de=4,2mm




*Slika 2- Geometrija stuba i poprečnih veza – raspodela smičućih sila i momenata u vezi*

Dokaz naprezanja za furnirsku ploču (postupak dopuštenog napona)

$$A = 14 \cdot 360 = 50,4 \cdot 10^2 \, mm^2$$

$$A_n = 14 \cdot \left(360 - 9 \cdot 4,2\right) = 45,1 \cdot 10^2 \, mm^2$$

$$\frac{{}_{ef}T}{1,4} = \frac{10,06}{1,4} = 7,185 kN$$

$$\frac{M_{v,d}}{1,4} = \frac{1,71}{1,4} = 1,221 kNm$$

$$\tau_{m.\text{II}} = 1,5 \cdot \frac{7,185 \cdot 10^3}{2 \cdot 45,1 \cdot 10^2} = 1,20 \ N/mm^2 < 1,80 \ N/mm^2$$

$$\sigma_{m.\text{II}} = \frac{1,221 \cdot 10^6 \cdot 6}{0,9 \cdot 2 \cdot 14 \cdot 360^2} = 2,243 \ N/mm^2 < 9,0 \ N/mm^2$$

Bočno opterećenje eksera (1 par spajanja)

$$N_y = \frac{7,185}{2 \cdot 18} = 0,20 kN$$

$$N_H = \frac{1,221}{2 \cdot {}_{\max}h} \cdot f = \frac{1,221 \cdot 0,267}{2 \cdot 0,336} = 0,48 kN$$

$$N_k = \sqrt{0,20^2 + 0,48^2} = 0,52 kN <_{dop} N_1 = 0,621 kN$$

$$S = 51 mm < 110 - 14 = 96 mm$$

# 5 ZAKLJUČAK

Ono što predstavlja stvarni napredak gradnje drvenim materijalom su nove tehnike povezivanja, upotreba visokovrednog drvenog materijala, poboljšana konstruktivna zaštita drveta, precizniji postupak proračuna u poboljšana znanja o svojstvima materijala.

S obzirom da su potrebna značajna finansijska sredstva za ulaganje u ispitivanja vrste drveta i kalibraciju parcijalnih koeficijenata, a da naša zemlja nije u najboljoj ekonomskoj situaciji, to se treba osloniti na provereno dobre standarde neke zemlje i prilagoditi naša Nacionalna dokumenta (NAD). Dokaz nosivosti i upotrebljivosti treba zasnovati na pojednostavljeni probabilistički pristup i kao i kod drugih Evrokodova i kod EC5 treba usvojiti: granično stanje nosivosti i granično stanje upotrebljivosti. Kako je drvo anizotropan i higroskopan građevinski materijal te se o tome mora voditi računa jer to bitno utiče na njegove karakteristike.

Na trajnost drveta utiču mnogi štetni uticaji, kako vremenski tako i hemijski. Međutim, najveća pažnja se posvećuje zaštiti drveta od požara, njegovom ponašanju u požaru i brzini sagorevanja jer je to od posebnog značaja pri proračunu elemenata izloženih požaru.

Dokaz stabilnosti elemenata i same konstrukcije je značajan sa aspekta veza i spojeva jer su to najbitniji elementi pri projektovanju i proračunu drvenih konstrukcija. Lamelirani nosači nalaze sve veću primenu u savremenom građevinarstvu.

Na numeričkom primeru dvodelnog složenog pritisnutog stuba sa poprečnim vezama prikazan je proračun prema Evropskim standardima.

## ZAHVALNOST

Ovo istraživanje je podržano od strane Ministarstva za prosvetu, nauku i tehnološki razvoj Republike Srbije za projektni ciklus 2011-2015, u okviru projekta TR36016 "Eksperimentalna i teorijska istraživanja linijskih i površinskih sistema sa polu-krutim vezama sa aspekta teorije drugog reda i stabilnosti", istraživačke organizacije Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, kao i od strane Inovacionog projekta pod nazivom" Seismo-Safe 2G3-Goseb sistem izgradnje" (Projekat AKO ID 476), koji finansira Fond za inovacije Republike Srbije, koji se sprovodi u 2014.god. a nosilac projekta je "Projekinženjering Tim" d.o.o. Niš, Srbija.

## LITERATURA

[1] D. Stojić; Evrokod 5: Proračun drvenih konstrukcija, Jugoslovensko savetovanje, evrokodovi i jugoslovensko građevinsko konstrukterstvo, generalna izlaganja, Beograd, 1995., str. 220-248.

[2] A. Bjelanović, V. Rajčić; Drvene konstrukcije prema evropskim normama, Hrvatska sveučilišna naklada, Građevinski fakultet sveučilišta u Zagrebu, Zagreb, 2005.

[3] Slavko Zdravković; Timber and timber structures in earthquake engineering, International Timber engineering Conference, London, United Kingdom, 1991., str. 4314-4321.

[4] M. Gojković, D. Stojić; Drvene konstrukcije, Građevinski fakultet u Beogradu, Beograd, 1996.

[5] EN 408:2003; Timber structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some phusical and mechanical properties.

[6] S. Zdravković, D. Milutinović, D. Zlatkov, M. Trajković; Komentar evrokodova za konstrukcije s aspekta otpornosti od požara, 5. Jugoslovensko i 2. međunarodno savetovanje zaštite od požara, ZOP 96., VTŠ Novi Sad, 1996. str.131-138.

[7] Timber structures – Test methods – Determination of the yield moment of dowel tupe festeners, EN 409:1993.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Goran Tadić*[1]*, Michaël Nogues*[2]

# MOSTOVSKE KONSTRUKCIJE U OKVIRU OPŠTEG KONCEPTA I DEFINISANJA SISTEMA METROA BEOGRAD

***Rezime:***

Sistem Metroa Beograd, definisan u beogradskom saobraćajnom Master planu, sadrži tri linije: **1.** Ustanička – Aleksandra Dubčeka / Blok 45, **2.** Pravni Fakultet – Vidikovac i **3.** Al. Dubčeka – Vidikovac. Opšti koncept i definisanje sistema Metroa Beograd je faza koja predhodi Idejnom projektu. Zajedno sa varijantama osnove i nivelete trase, ispitane su varijante podvožnjaka, nadvožnjaka, vijadukta i mosta preko Save. Kako će metro saobraćaj biti denivelisan u odnosu na postojeći drumski saobraćaj, analizirane su razne vrste ovih konstrukcija. Usvojeni predlog opcije metroa, t.j. potreban gabarit i opterećenje, uticaće i na tip mostovskih konstrukcija.

*Ključne reči: Metro, Beograd, konstrukcije, most, nadvožnjak, podvožnjak, vijadukt*

# BRIDGE STRUCTURES WITHIN THE OVERALL CONCEPT AND DEFINITION OF BELGRADE METRO SYSTEM

***Summary:***

Belgrade Metro system, as defined in the Belgrade traffic Master plan, contains three lines: **1.** Ustanicka – Al. Dubčeka / Block 45, **2.** Faculty of Law – Vidikovac and **3.** Al. Dubčeka – Vidikovac. The overall concept and definition of the Belgrade Metro system is the phase that precedes the Preliminary Design. The underpasses, overpasses, viaduct and Sava bridge variants were examined along with variants of track layout and alignment. As metro traffic will be separated from existing road traffic, different types of structures were analysed. The accepted metro option proposal, i.e. required clearance and load, would affect the type of bridge structures.

*Key words: Metro, Belgrade, structures, bridge, overpass, underpass, viaduct*

[1] Dipl. građ. inž., Vodeći projektant konstrukcija, EGIS d.o.o., Beograd

[2] M.Sc.Civ.Eng., Senior Bridge and Structural Engineer, EGIS International, Saint-Quentin-en-Yvelines Cedex, France

# 1 MOSTOVSKE KONSTRUKCIJE LINIJE 1 METROA BEOGRAD

## 1.1 MOSTOVSKE KONSTRUKCIJE NA UKRŠTAJIMA NA NOVOM BEOGRADU

### 1.1.1 Dodatne denivelisane raskrsnice na Novom Beogradu

Na metro Liniji 1 mostovske konstrukcije se pojavljaju na području Novog Beograda i prelazu preko Save. Referentna rešenja razvijena tokom Studije izvodljivosti[1] (Varijanta I) data su sa ukrštanjem drumskog i metro saobraćaja u nivou duž bulevara Zorana Đinđića i Mihaila Pupina. U međuvremenu je grad Beograd tražio da se prelazi u nivou izbegavaju.

Obzirom na kretanje metroa (3 minuta u svakom smeru) i dužinu dvo-vagonskog voza (90 m), vreme zelenog svetla za automobile je ograničeno i takvi prelazi imaju nizak kapacitet.

Imajući u vidu troškove, razmatrane su samo glavne raskrsnice. Pet identifikovanih su: Bulevar Zorana Đinđića – Bulevar Proleterske solidarnosti, Bulevar Zorana Đinđića – Bulevar Španskih boraca, Bulevar Zorana Đinđića – Bulevar Umetnosti, Bulevar Mihaila Pupina – Ulica Goce Delčeva i Bulevar Mihaila Pupina – Ulica Džona Kenedija.

Raskrsnica Bulevara Umetnosti je složenija od ostalih zbog ukrštanja sa metro linijom 1B.

Navodimo u daljem tekstu nekoliko opcija za odvajanje metro i drumskog saobraćaja:

### 1.1.2 Metro podvožnjak *(Slika 1)*

Projektni kriterijumi su sledeći:

- Maksimalan nagib: 7%,
- Visina saobraćajnog profila 4,8 m od donje ivice gornje ploče do gornje ivice šina,
- Širina metro profila 6,40 m + službene staze 2 x 0,70 m + ograde 2 x 0,30 m = 8,40 m.

Konstrukcija se sastoji od vertikalnih armirano betonskih dijafragmi i armirano betonske ploče postavljene između dijafragmi, kao što je prikazano dalje na Slici 1. Dijafragme su smeštene na osnom rastojanju od 9,20 m, sa projektovanom udaljenošću dijafragmi od 8,40 m (na osnovu definisanog horizontalnog dvo-kolosečnog gabarita 6,40 m širine i 4,40 m visine). One su debljine 80 cm i dužine 13,00 m, što bi se proverilo. Donji nivo dijafragme i njena debljina zavise od hidro-geoloških uslova.

Gornja armirano betonska ploča je postavljena plitko ispod kolovoza, na dubini od najmanje 1,00 m ispod nivoa ulice (tačna dubina će biti definisana boljim poznavanjem postojećih komunalnih instalacija i novih, koje će biti smeštena u ovom sloju). Procenjena debljina gornje ploče je 60 cm. Kada se postave dijafragme, gradi se gornja ploča, položena na dijafragme plitko ispod površine. Gornja ploča može da se betonira na licu mesta u dve fze ili da bude od prefabrikovanih elemenata, što bi minimiziralo period prekida saobraćaja. Iskopavanje ispod ploče može tada da se vrši a da se saobraćaj na površini ne ometa.

Dno donje armirano betonske ploče utvrđuje se na osnovu hidro-geoloških uslova (propusnost) i usvojene opcije. Moguća rešenja problema sa podzemnom vodom su:

- Otpor hidrostatičkom pritisku (uzgonu) sopstvenom težinom i otpornošću na savijanje,
- Odvodnjavanje podzemnih voda (u nisko propusnom zemljištu),
- Injektiranje zemljišta ispod donje ploče.

Betonski kolosek se nalazi direktno iznad donje ploče.

Specifičnost Novog Beograda su visoke podzemne vode i propusnost zemljišta.

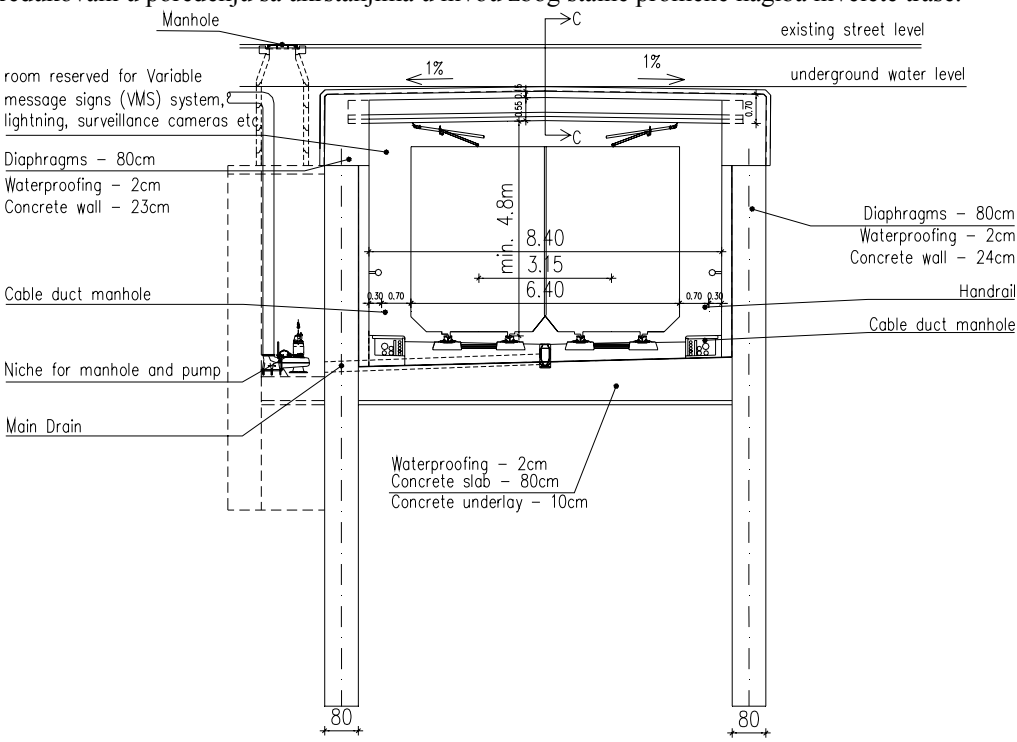
Što se tiče vodonepropusnosti, moguća su dva rešenja u ovoj fazi:

- Hidroizolacija pokriva gornju površinu bočne strane ploče do dijafragmi. Može se upotrebiti pregradna PVC membrana ili poseban malter nanesen na zid koji mogu da izdrže hidrostatički pritisak koji teži da skine skine hidroizolaciju sa zida.
- Vrši se injektiranje zemljišta. Moguće curenje vode kroz zidove i ploče će biti sprečeno.

Drugi mogući postupak podzemnog građenja je upotreba čeličnih talpi, u skladu sa hidrogeološkim uslovima. Talpe se prvo postave, odgovarajućom opremom vode kroz teren, pa se vrši iskopavanje a hidroizolacija ekstradosa postavlja pod samonoseću konstrukciju rama.

Glavna prednost metro podvožnjaka je da ne utiče na drumski saobraćaj i kapacitet raskrsnica. U poređenju sa nadvožnjakom, podvožnjak ima manji vizuelni impakt.

Sa operacione tačke gledišta, udobnost za korisnike, ekonomičnost i brzina metroa su redukovani u poređenju sa ukrštanjima u nivou zbog stalne promene nagiba nivelete trase.




*Slika 1 – Poprečni presek metro podvožnjaka*

### 1.1.3 Metro nadvožnjak

Projektni kriterijumi su sledeći:
- Maksimalni nagib: 7 %,
- Visina saobraćajnog profila ispod donje ivice konstrukcije: 5,0 m,
- Širina saobraćajnog metro profila 6,40 m + dve službene staze 2 x 0,70 m = 7,80 m,
- Raspored raspona: 17,00 + 24,00 + 28,00 + 24,00 + 17,00 = 110,00 m,
- Konstrukcija nosača je od prednapregnutog ili armiranog betona.

Funkcionalno, metro nadvožnjak ima prednost da ne utiče na drumski saobraćaj kao ni podvožnjak, ali je jeftiniji. Estetski, nadvožnjak ima veći vizuelni impakt i manje je odgovarajuće rešenje za grad. Nepovoljan vizuelni utisak može se ublažiti odgovarajućim arhitektonskim oblikovanjem.

Kao i kod metro podvožnjaka, udobnost za korisnike, ekonomičnost i brzina metroa su redukovani u poređenju ca ukrštanjima u nivou, zbog stalne promene nagiba nivelete trase.

### 1.1.4 Drumski podvožnjak *(Slika 2)*

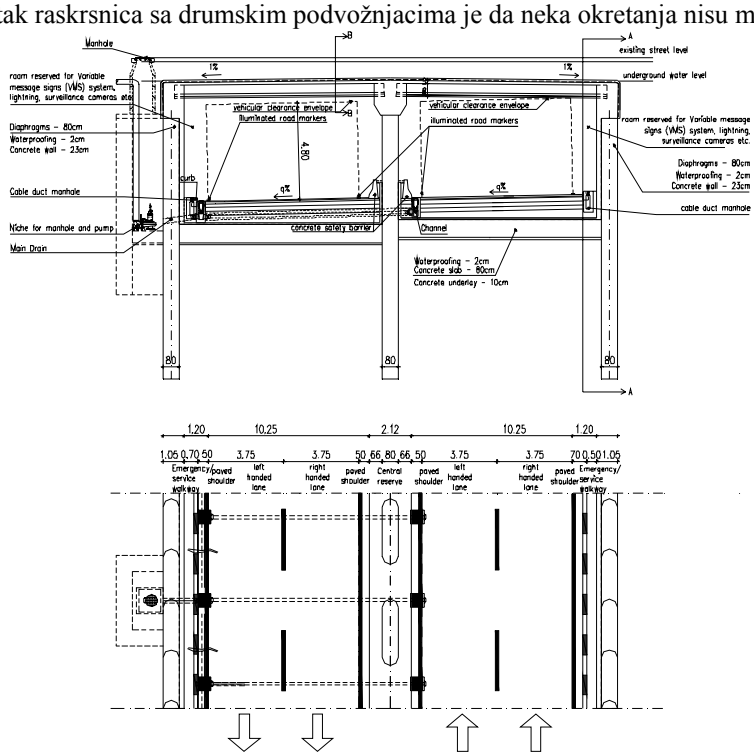
Projektni kriterijumi su sledeći:

- Maksimalni nagib: 7%,
- Minimalni konkavni radijus u vertikalnom profilu: 800 m,
- Minimalni konveksni radijus u vertikalnom profilu: 1500 m,
- Visina saobraćajnog profila od donje ivice ploče: 4,80 m + 0,20 m dodatno = 5,00 m,
- Širina kolovoza: 0,50 m desna bankina + 2 x 3,75 m trake + 0,50 m leva bankina = 8,50 m (po smeru u slučaju duplog kolovoza),
- Staza za evakuaciju: 0,70 m,
- Ukupna širina između zidova dijafragmi: 10,40 m za jedan i 21,00 m za dva kolovoza.

Način izgradnje i konstrukcija su slični kao za gore opisani metro podvožnjak.

Direktni tokovi popreko ili duž bulevara su olakšani jer postaju gotovo slobodni. Broj traka zavisi od potrebe za kretanjem u pravcu.

Nedostatak raskrsnica sa drumskim podvožnjacima je da neka okretanja nisu moguća.




*Slika 2 –Poprečni presek i osnova drumskog podvožnjaka*

**Slučaj metro koridora u središnjem delu bulevara:**

To je slučaj Bulevara Zorana Đinđića, a možda i Bulevara Mihaila Pupina.

Četiri skretanja u levo više nisu moguća. Predviđena je mogućnost levog skretanja alternativnim pravcem za vozila u metro koridoru i paralelno sa njim.

**Slučaj bočnog metro koridora:**

To bi moglo biti optimalno rešenje za bulevar Mihaila Pupina zbog prelaska između perona metroa i autobusa iz Zemuna kod ulice Aleksandra Dubčeka.

U takvoj konfiguraciji, saobraćajni tokovi koji dolaze na raskrsnicu sa strane suprotne metrou nisu ugroženi i sva okretanja su moguća kao i danas.

Na metro strani su dopušteni samo direktni ukrštaji. Predviđena je mogućnost levog i desnog skretanja alternativnim pravcima za vozila u metro koridoru i paralelno sa njim.

### 1.1.5 Drumski nadvožnjak

Projektni kriterijumi su sledeći:

- Maksimalni nagib: 7%,
- Minimalni konkavni radijus u vertikalnom profilu: 800 m,
- Minimalni konveksni radijus u vertikalnom profilu: 1500 m,
- Vertikalni razmak od donje ivice konstrukcije: 4,80 m,
- Širina kolovoza: 0,50 m desna bankina + 2 x 3,75 m trake + 0,50 m leva bankina = 8,50 m (po smeru u slučaju duplog kolovoza),
- Staza za evakuaciju: 0,70 m,
- Ukupno sigurnosni širina puta: 9,90 m za jedan kolovoz i 2 x 9,20 m za puni profil.
- Raspored raspona: 19,00 + 24,00 + 24,00 + 24,00 + 19,00 = 110,00 m,
- Gredna konstrukcija od prednapregnutog ili armiranog betona.

Direktni tokovi preko ili duž bulevara su omogućeni, ali neki zaokreti više nisu mogući.

### 1.1.6 Polu-ukopano rešenje duž bulevara Zorana Đinđića

Zbog širokog srednjeg pojasa i kako bi se smanjile dužine nadvožnjaka na ukrštanju ulica i metroa, može se spustiti niveleta metroa, koliko hidro-geološki uslovi omogućavaju.

## 1.2 VARIJANTA SA NIVELETOM NA VIJADUKTU NA NOVOM BEOGRADU

Novi Beograd je tipičan moderan grad. Njegova urbana mreža je jako prostrana, a udaljenost između blokova vrlo velika. Dignuta niveleta se dobro uklapa u ovu vrstu urbane mreže, zbog širine bulevara i malog uticaja na pogled iz zgrada blizu metro linije *(Slika 3)*.

Takođe, uvođenje takve konstrukcije je savremeno sredstvo i pojava za okruženje, koje postaje sve gušće svake godine. To atraktivno sredstvo će intenzivirati život Novog Beograda.

Uvođenje metro vijadukta bi bilo vrlo učinkovito za transportnu mrežu Novog Beograda. Ona nema smetnji u postojećim saobraćajnicama (automobili, autobusi, tramvaji i bicikli), ni u različitim podzemnim instalacijama (vodovod, kanalizacija, struja, centralno grejanje, telefon, itd). Obzirom na probleme podzemne vode, takođe se čini da je dobro rešenje.

Vijadukt takođe omogućuje veliku fleksibilnost budućeg prilagođavanja javnih prostora. Ima puno primera dignutog metroa u svetu, čak u gustim urbanim mrežama, kao što su Pariz, Rennes (Francuska), Čikago, Dubai, Tokio, Berlin, itd... Jedan od loših aspekata je buka proizvodena kretanjem u krivini i kočenjem. Ne postoji razlika u intenzitetu buke između

koloseka na zemlji i koloseka dignutog na konstrukciju. Jedan od vrlo dobrih aspekata tog rešenja sastoji se u mogućnosti da putnici imaju potpuno novu tačku pogleda na grad. Boravak u podzemlju je teži za putnika nego putovanje u povišenom položaju s prirodnim svetlom i pogledom. Putnici će moći da vide evoluciju grada i života na ulici koji se svakodnevno menja.

Važno je da se odmah misli na funkciju koju će imati prostori ispod mosta. One su vrlo specifične i mogu učestvovati u intenziviranju lokalnog života. Na primer, kada vijadukt prolazi ispred Novog Merkatora, prostor ispod vijadukta mogao bi biti proširenje komercijalne površine. U drugoj situaciji, prostor može biti rešenje za saobraćajne potrebe, kao što su parkinzi, autobuske stanice, taksi stajališta, itd. Ovi prostori se mogu koristiti i za ponovno formiranje srednjeg zelenog pojasa s novom pejsažnom organizacijom ili za stvaranje parka.

Stanovnici bi mogli imati loše mišljenje o vijaduktu, jer je njegova slika povezana sa drumskim saobraćajem i velikim konstrukcijama. Apsolutno je neophodan rad sa dizajnerima i arhitektama od početka stvaranja takve nadgradnje. Vijadukt mora biti dizajniran pažljivo kako bi biti prihvaćen od strane svih zainteresovanih strana. Pre gradnje, informacije o ispunjenju gradskih i opštinskih urbanističkih i ekoloških uslova, kao i javna rasprava, su neophodni.




*Slika 3 – Položaj metro vijadukta u Bulevaru Zorana Đinđića*

## 1.3 METRO MOST PREKO SAVE

### 1.3.1 Varijante trase na novom metro mostu paralelnom Brankovom mostu

Mada je prvobitni most bio sa pilonima i lančanicama, zbog blizine Kalemegdanske tvrđave trenutno je stav grada da vizure ne bi trebalo da budu ugrožene novim pilonima i zategama. To znači da niveleta i donja ivica konstrukcije Metro mosta treba da prate niveletu i donju ivicu konstrukcije Brankovog mosta. U svakom rešenju trebalo bi zadržati neometan pogled sa strane bar na donji deo stubova starog mosta koje je dekorisao arhitekta Nikola Krasnov u srpsko-vizantskom stilu a naknadno ukrasio skulpturama Ivan Meštrović. Metro most bi trebalo da bude paralelan postojećem Brankovom mostu, osim kraja na starobeogradskoj obali, gde je zakrivljen da se uklopi u planiranu metro stanicu Varoš Kapija, sa ovim varijantama razmaka:

**A.** Studija[2] iz 1995 predviđa da se nova čelična konstrukcija metro mosta poveže sa postojećim čeličnim nosačem Brankovog mosta. Stubovi II i III su prošireni šipovima velikog prečnika i armirano-betonskom naglavnom gredom. Kako su kesoni starog mosta spušteni na osnovni sloj (na levoj obali lapor a na desnoj sedimenti peščara), to se i šipovi moraju osloniti

na nedeformisane slojeve. Stubovi I i IV su ankerni blokovi koji se povećanjem mase ankernih mesta proširuju. Nizvodna pešačka staza i polovina kolovoza ukidaju se za saobraćaj tokom izvođenja radova. Druga polovina kolovozne ploče i uzvodna saobraćajnica sa tri vozne trake se koristi za saobraćaj. Ovaj izbor zahteva pomeranje biciklističkog lifta na drugu stranu mosta. Postojeći stubovi na obe obale će biti delomično srušeni i prošireni i koristiće se kao oslonac novog dela metro mosta. Kamenu oblogu treba pažljivo ukloniti i sačuvati da bi se ponovo koristila zajedno sa novom, na proširenom stubu. Glavni rasponi mosta su 81,50 m + 261,00 m + 81,50 m sa prilaznim konstrukcijama sa obe strane mosta. U ovom slučaju, drugo-izgrađena konstrukcija postojećeg mosta u Brankovoj bi verovatno bila korišćena samo za horizontalnu stabilizaciju novog metro mosta a nova konstrukcija bi primila gravitaciono opterećenje nezavisno. Nedostaci ovog rešenja su: restrikcija saobraćaja na postojećem mostu, kompleksni i rizični radovi na podužnom kontinuiranju 40 godina stare i nove konstrukcije, teško ostvarljiv zadovoljavajući kvalitet varova za vreme odvijanja saobraćaja i dugo trajanje radova.

**B.** U crtežu „Situacija“ iz Studije izvodljivosti[1] postojeći Brankov most i novi metro most se dodiruju, ali u Idejnom rešenju mosta njihov razmak je 5,00 m. U oba slučaja bi novi most bio u koliziji s postojećim biciklističkim liftom na stubu starobeogradske obale. Ovaj izbor zahteva približavanje osi postojećeg mosta biciklističkog lifta, ako je to moguće. Delovi postojećih stubova na obe obale bi bili delimično srušeni i prošireni i koristili bi se kao oslonaci novog metro mosta. Kamenu oblogu treba pažljivo ukloniti i sačuvati bi se ponovo koristila, zajedno s novom, na proširenim stubovima. Glavni rasponi mosta bi bili 81,50 m + 261,00 m + 81,50 m, sa prilaznim kostrukcijama sa obe strane mosta.

**C.** Ako je udaljenost između postojećeg i metro mosta 7,0 m, novi most zaobilazi postojeći biciklistički lift na stubu starobeogradske obale. Deo stubova na obe obale bi bio delomično srušen i raširen 2,00 m više nego u slučaju B., i koristili bi se kao oslonci novog metro mosta. Kamenu oblogu treba pažljivo ukloniti i sačuvati da bi se ponovo koristila, zajedno s novom, na proširenom stubu. Glavni rasponi mosta bi bili 81,50 m + 261,00 m + 81,50 m.

**D.** Ako je udaljenost između postojećeg i metro mosta 8,50 m, novi most zaobilazi postojeći biciklistički lift na stubu starobeogradske obale i stepenište na novobeogradskoj strani. Postojeći stubovi na obe obale bi bili sačuvani i koristitili bi se kao oslonci postojećih mostovskih nosača. Glavni rasponi novog mosta su 130,50 m + 261,00 m + 130,50 m sa kraćim prilaznim konstrukcijama mostu sa obe strane. Glavna prednost ovog rasporeda je prirodniji, ekonomičnija odnos između srednjeg raspona mosta i bočnih raspona. Izbegavanje rušenja i širenja stubova je bolje sa aspekta ekologije i sigurnosti saobraćaja na i ispod mosta. Dve dilatacije i četiri skupa ležišta, sposobna i za prijem vertikalnih sila čupanja, će se izbeći.

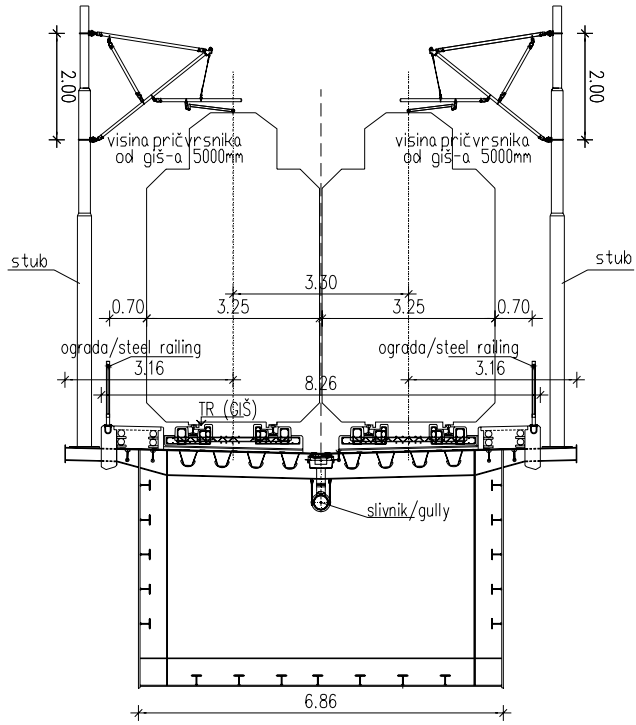
Zbog male širine gredne konstrukcije metro mosta u odnosu na veličine raspona za zadnje tri varijante, posebna pažnja se mora obratiti na mere poboljšanja njene bočne stabilnosti. Stabilnost na preturanje može se poboljšati ankerima ili kosnicima u oslonačkom preseku.

### 1.3.2 Karakteristike novog metro mosta

**Konstrukcija**

Konstrukcija mosta je podeljena na tri dela: prilazna konstrukcija na starobeogradskoj strani, glavna konstrukcija preko reke Save i prilazna konstrukcija na novobeogradskoj strani.

- Prilazna konstrukcija na starobeogradskoj strani prelazi preko Karađorđeve ulice. Konstruktivni sistem bi bila prosta greda raspona 54,50 m, sa uzdužnim padom 3,49 %. Zbog horizontalne krivine, konstrukcija se sastoji od ravnih, poligonalno povezanih segmenata u dužini od 9,80 + 14,80 + 14,80 + 15,10 = 54,50 m.




*Slika 4 – Osnovni gabariti poprečnog preseka novog metro mosta preko Save*

- Raspored glavnih raspona metro mosta bi bio 81,50 m + 261,00 m + 81,50 m = 424,00 m, kao kod postojećeg Brankovog mosta, ili 130,50 m + 261,00 m + 130,50 m = 522,00 m. Nosač ima parabolični intrados i sandučastog je preseka izrađenog od čeličnih limova. Gornja čelična ortotropna ploča prati niveletu kolovoza i ima U torziono kruta podužna rebra na udaljenosti od 300 mm, sa detaljima projektovanim za prijem dinamičkih uticaja metro opterećenja. Šine za metro su smeštene iznad gornje ortotropne ploče, službene staze su postavljene na konzolama. Donja ploča i bočne strane su ukrućeni T podužnim rebrima na udaljenosti od 450 mm. Visina grede varira od 9,80 m nad osloncima do 4,50 m u sredini glavnog raspona. Ukupna širina gornje ploče je 7,68 m, širina donje ploče je 6,86 m (Slika 4). Poprečni nosači su zavareni čelični limovi sa ojačanjima iznad ležišta.
- Prilazna konstrukcija na novobeogradskoj strani je zamišljena kao kontinualni nosač sa rasponima od 6 x 33,33 metara. Dve varijante su predložene: betonska i čelična greda.
- Varijanta čelične grede je sandučasti presek sa stalnom visinom od 2,10 m, širina donje ploče 6,86 m i širine gornje ortotropne ploče 7,68 m.
- Varijanta betonske grede je sanduk preseka visine 2,10 m, od prednapregnutog betona, čvrsto povezan sa stubovima, osim na krajnjim stubovima.
  Stubovi bi bili rađeni od armiranog betona, obloženi kamenom da bi bili slični postojećim stubovima mosta. Stubovi prilazne konstrukcije na novobeogradskoj strani zamišljeni su kao armirano betonska platna. Fundiranje je predviđeno na bušenim šipovima prečnika Ø 1500 mm koji će se graditi van područja temelja postojećeg mosta.

Za glavni raspon te veličine, kolosek treba da bude lak koliko je to moguće i treba ga izolovati od konstrukcije mosta absorbcijskim materijalom, kako bi se sprečile preterane vibracije. Dva rešenja su moguća:

- Absorbcioni jastuk je postavljen između šina i praga (prag tipa ASP ili sličan). Prigušenje dostiže -10 dB.
- Absorbcioni sloj izrađen od sylomer-a ili sličnog materijala postavljen ispod betonskog koloseka. Prigušenje je veće, -20 dB.

Kablovi su smešteni u armirano betonske kanalete ili u plietilenske, zbog uštede na težini. Šine za osiguranje od iskliznuća kompozicije biće po EN 14363: Safety against derailment.

Glavna konstrukcija bi se montirala metodom slobodne konzolne gradnje. Segmenti, oko 9,00 m dužine, proizvedeni u fabrici, bili bi prevezeni na reku i pripremljeni za dizanje sa plovnih objekata. I segmenti krajnjih raspona bi bili prevezeni rekom, a onda dignuti. Građenje napreduje od srednjih stubova, levo i desno, u obliku 2 x 75,00 m duge uravnotežene konzole kojoj treba obezbediti bočnu stabilnost. Krajnji rasponi se fiksiraju kod ležišta, a zatim se montaža nastavlja u srednjem rasponu, po 25,50 m na svaku stranu. Srednji deo dužine 60,00 metara bi bio sastavljen, prevezen i dignut u jednom komadu. Prilaznu konstrukciju na starobeogradskoj strani bi montirali na privremenim osloncima. Prilazna betonska konstrukcija na novobeogradskoj strani bi se betonirala segment po segment na putujućoj oplati.

**Opterećenje**

Za statičko opterećenje Konsultant predlaže Evrokod 1. Za pokretno opterećenje ne postoji srpski ili evropski propis za opterećenje od lake železnice. Zato razmatramo dva sistema pokretnog LRT opterećenja, oba u ravnopravnoj upotrebi u evropskim zemljama:

1. UIC71 kompoziciju, redukovanu za LRT koristeći ÖNORM B 4003 iz aprila 1994.
2. Stvarno opterećenje lakim železničkim vozilima, kako je propisano od strane proizvođača. Maksimalna osovinska opterećenja od *Bombardier Flexity Outlook*, *Siemens Avanto* i *Alstom Citadis* vozila su identična, a udaljenosti između osovina su uporedive. Kompozicija od dva vozila je modelovana kao ravnomerno raspoređeno opterećenje u dužini od 87,00 m (razmak između najudaljenijih osovina). Četiri kompozicije od dva vozila posmatraju se u isto vreme na metro mostu preko Save.

Gore navedena železnička opterećenja su upoređena sa drumskim saobraćajnim opterećenjem po Evrokodu 1. Nastali momenti savijanja nad srednjim stubovima i na sredini raspona dati su u Tabeli 1. Obzirom na preliminarnu fazu, most je računat sa konstantnim momentom inercije. Precizniji model bi dao veće momente na krajevima a manje u sredini raspona. Ovde su zanimljive relativne vrednosti, ne apsolutne. Naneto mrtvo opterećenje (uglavnom betonski kolosek) preovlađuje. Razlika između stvarnih tereta LRT vozila i redukovanih UIC71 sistema opterećenja su umerene. Redukovana UIC71 kompozicija se široko primjenjuje za lake železničke infrastrukturne objekte (npr. za most preko Ade). Konsultant predlaže njegovu primenu i na metro mostu preko Save.

| Momenti savijanja za kombinacije (MNm) | Iznad stubova | Sredina većeg raspona |
|---|---|---|
| Samo mrtav teret | - 702 | 524 |
| + Četiri voza sa 2 x 44 m LRT kompozicijom | - 923 | 709 |
| + UIC 71 za dva koloseka, redukovan za LRT | - 948 | 716 |
| + Evrokod 1 drumsko opterećenje dve trake | - 860 | 654 |

***Tabela 1 – Komparativni uprošćeni momenti savijanja na metro mostu preko Save***

U preliminarnoj fazi projektovanja, istražiće se optimizacije, da bi se smanjio uticaj mrtvog tereta (čelični ivični venci umesto betonskih, zamena betonskog koloseka pričvrsnim priborom direktno vezanim na ortotropnu ploču, uz zadovoljenje uslova buke i vibracija, i slično).

### 1.3.3 Alternativna trasa korišćenjem savskog tramvajskog mosta ili novog do postojećeg

Osim potrebnih značajnih prilagođavanja, problematično je zasnovati metro projekt na mostu koji je najstarija konstrukcija preko Save i koji nema potrebni plovidbeni profil. To bi takođe uticalo na saobraćaj, jer bi postavljanjem metro linije postojeći mešoviti tramvajsko-drumski saobraćaj bio ukinut. Ova varijanta je problematična i zato što tramvajske linije preko Save treba zadržati dok se Linija 1 ne produži do Bloka 45. Korišćenje starog Savskog mosta daje strmu niveletu između stanica Trg Nikole Pašića i Blok 22. Trasa između Trga Nikole Pašića i Karađorđeve ulice bi bila u dubokom tunelu. Zbog građevinskih ograničenja, ta trasa bi mimoišla stanice Trg Republike, Akademija i Varoš Kapija, kao i Hyatt na drugoj obali. Te stanice čine 20 do 25 % putnika u redu vožnje Linije 1 (dugoročna situacija). Ova trasa je još manje atraktivna zbog premeštanja glavne železničke stanice u Prokop. Konačno, ova trasa nije u skladu s Gradskim dokumentom od juna 2010, koji nalaže da linija opslužuje Trg Republike.

Alternativa trase preko novog mosta pored starog savskog mosta bi otklonila konstruktivna i geometrijska ograničenja postojećeg mosta. Ostali nedostaci trase pored starog savskog mosta bi ostali, posebno u pogledu korisnosti i obuhvaćenosti putnika, a i dodatne cene novog mosta.

## 2 ZAKLJUČAK

Do sada urađeni stepen definisanja metro sistema u Beogradu potvrdio je njegovu izvodljivost i dao preciznije karakteristike Linije 1. Kao zaključak, za mostovske metro konstrukcije za prolaz trase metroa, korišćene uglavnom na novobeogradskoj strani, preporučujemo primenu drumskih podvožnjaka ili stalno nadzemno rešenje – metro vijadukt.

Važne odluke se moraju doneti pre izrade Idejnog projekta Linije 1. Navodimo ih, jer će one uticati na sve tipove metro konstrukcija:

- Izbor voznih sredstava (teška, laka, tramvaj) zavisno od raspoloživih sredstava, protoka putnika, operacionih osobina vozila i njihovog sadejstva sa drugim vidovima saobraćaja,
- Novobeogradski izbor između trase na zemlji s podzemnim deonicama i na vijaduktu,
- Izbor između Bulevara umetnosti i Omladinskih brigada za vezu Linije 1B ka Bloku 45,
- Izbor trase tunela u centru grada, zavisno od toga da li se stanica Varoš Kapija zadržava,
- Izbor istočnog kraja linije u Fazi 1: Vukov spomenik ili Cvetkova pijaca,
- Konačni popis stanica – samo dve stanice u Zorana Đinđića, uklanjanje stanice Blok 41 sa trasom u Bulevaru umetnosti, moguće uklanjanje stanica Varoš Kapija, Glavna pošta i / ili Đeram, Hyatt ili Ušće,
- Potvrda trase linije 2 do Trga Republike, da bi se rezervisalo mesto za stanicu Linije 1,
- Prilagođavanje Liniji 3 projekta u neposrednoj blizini železničke stanice Novi Beograd.

### LITERATURA


[1] INECO: *General Designs and Prefeasibility Study of Belgrade Metro, Belgrade, 2008*

[2] Srpska akademija nauka i umetnosti: *Studija transportnih sistema Beograda, 1995*

[3] EGIS: *Phase 1 Overall concept and definition of Belgrade metro system, Belgrade 2012*

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

14. KONGRES NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR 2014.

*Daniela Stanojlović*[1]

# ANALIZA USPEŠNOSTI PROJEKATA MASOVNE GRADNJE SA ASPEKTA RASPODELE TROŠKOVA

***Rezime:***

*U radu je analizarana veza raspodele troškova i uspešnosti realizacije građevinskih projekata proverom « pravila palca » gde kod uspešnih projekata : prva trećina projekta nosi ¼ troškova, druga trećina nosi ½ te da poslednja trećina nosi preostalu ¼ projektnih troškova. Hipoteza je proverena na 88,64% objekata Kompleksa Stepa Stepanović, Beograd. Rezultati istraživanja su pokazali da postoji jaka negativna korelacija između procenta ulaganja u drugoj trećini i kašnjenja u realizaciji projekta. Isto tako, postoji jaka negativna korelacija između procenta ulaganja u prvoj i poslednjoj trećini projekta.*

***Ključne reči:*** *"pravilo palca", tok novca, raspodela troškova, Stepa Stepanović*

# ANALYSIS OF THE SUCCESS OF MASS CONSTRUCTION PROJECTS IN VIEW OF COST DISTRIBUTION

***Abstract:***

*This paper analyses the relation of cost distribution and success of construction projects by testing « the rule of thumb » : successful projects have ¼ of costs placed in the first third, ½ of the costs in the second, and remaining ¼ of the costs placed in the last third of the project. Hypothesis has been tested at 88,64% construction projects within Stepa Stepanovic Complex, Belgrade. The results of research have shown a strong negative correlation among the percent of cost in the second third of the project and the delay in its execution. Likewise, there is a strong negative correlation between the percent of cost in the first and last third of the project.*

***Key words:*** *"the rule of thumb", Cash Flow, cost distribution, Stepa Stepanovic*

[1] M.Sc.C.E., IMS Institute, Belgrade

# 1 INTRODUCTION

Financial plans are an important element of each project, as well as construction projects, because they contain real quantitative technical indicators which help easily understand and allow for easier comparison of planned and actual values based on which decisions are made about the profitability or unprofitability of realization of planned investments.

Financial plans can be divided into:

- Static financial plans;
- Dynamic plans of allocation of financial resources.

Static financial plans are obtained from the analysis of investment and technical documentation. The result of the analysis is the division of all work into groups of work, further into working operations and work items, followed by determining quantity of work per each item. When we superinduce to static financial plans element of time as a result we have dynamic financial plans. They can be displayed in tabular or graphical way. Graphical presentation of the distribution of project finances over time can be line charts, network diagrams, histograms or S curves. Collection of payment for work executed is performed based on Monthly Certified Payment Certificates [1].

The aim of this paper is to verify hypothesis on the example of Residential and Commercial Complex Stepa Stepanovic which included the construction of 44 residential and office buildings:

Within successful construction projects ¼ of construction costs will be incurred during the first third of construction period, ½ of the costs will be incurred during the second third, and remaining ¼ of the construction costs will be incurred during the last third of the construction period - « the rule of thumb » [2].

Although “rules of thumb” do not represent a scientific principle, they represent the empirical formula or observation that is generally accepted as a practical knowledge based on experience [3].

# 2 CASE STUDY - RESIDENTIAL AND COMMERCIAL COMPLEX STEPA STEPANOVIC, VOZDOVAC, BELGRADE

For the case study was taken Residential and Commercial Complex Stepa Stepanovic, Vozdovac, Belgrade. The Complex comprise 44 buildings, contracted under the same terms, (turnkey, lump sum construction projects), in close time frame, using the same technology and finish. As such this construction projects create a homogenous concourse and give a perfect base for testing “the rule of thumb”.

For the research purposes Building Directorate of Serbia made available part of the construction documentation:

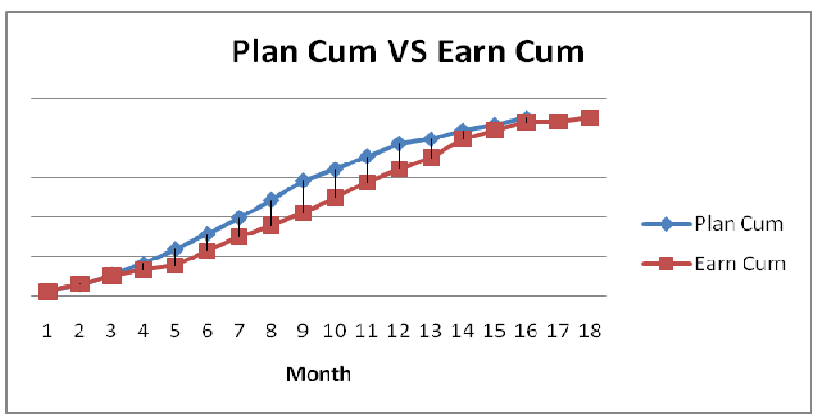
- Approved project schedule, which integral part represents Cash Flow and S Curve of cumulative investments;

- Revised construction schedule, where applicable [4].;
- Monthly Certified Payments Certificate and Final Certificates [5].;
- Contractual time of completion for each building;
- Information on Contract annexes in terms of extension of time for the completion of works (where applicable) [6].

84,62% of the construction projects have been contracted as single building contracts, and the rest (7 buildings) had contracts with two and in one case with three buildings under a single contract. This information has an impact on the research in the way that some of the buildings that were contracted under the common contract did not have separate Cash Flow and Monthly Certified Payment Certificates, i.e. two building together under the same Cash Flow and Monthly Certified Payment Certificate. Those data were taken into calculation as the mean for each of building. It is the opinion of the author that this does not affect the analysis in general and statistical data processing.

For the purpose of the research, a project is considered successful when the project is not delayed, i.e. in which the difference between the number of Certified Payment Certificates and the planned number of months of project implementation is zero or less. Mentioned construction projects are of the "turnkey" type, lump sum projects, so for the purpose of this research it was not possible to measure success of the construction project from the point of difference between planned and earned value. One obvious indicator of project delay in comparison with the planned schedule and planned time of completion is the position of planned S curve and earned S curve on the same time line. When earned S curve is moved right more than planned S curve on the time line we can say for sure that the project is in delay [4].

Picture 1 shows the position of S curve for the planned value and S curve for the earned value.




*Picture 1 – Planned S curve and Earned S curve [4,5]*

## 3 MATERIALS AND METHODS

Row data, after transformation, were statistically analyzed with software package IBM SPSS Statistics 20. Statistic data analysis comprised following steps: the creation of structured data base with variable definition, data input, i.e. value input for each building and each variable, removal of errors from data base, variable modification for further analysis, statistic analysis and correlation. Special attention has been drawn to correlation as it measures the strength and direction of linear association between variables.

Row data included:

- Monthly allocation of costs in dinars for each building of the Complex. Data taken from Cash Flow - cost histogram[ 4].
- Planned number of months of project execution for each building. The data collected from construction contracts and approved construction schedule[6].
- Real number of months for project execution. The data gathered from Monthly Payment Certificates and Final Certificate (number of Monthly Certified Payment Certificates + Final Payment) [5].

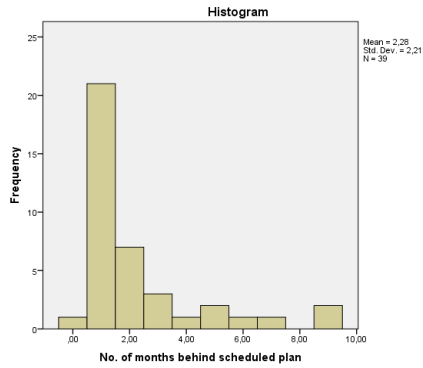
For the statistic analyses following variables were derived from row data:

- The cumulative sum of planned project costs in the first third of the project;
- The cumulative sum of planned project costs in the second third of the project;
- The cumulative sum of planned project costs in the last third of the project;
- Number of months of project delay, as difference between the actual number of months of execution of the works and the number of months planned in the approved schedule and the construction contract.

The first stage of the measuring procedure was identification of the objects to be measured. In order to test “the rule of thumb” hypothesis, as objects to be measured were selected financial plans, i.e. Cash Flow - histogram in units of month. Population for statistical processing is 44 construction projects of Residential and Commercial Complex Stepa Stepanovic, Vozdovac, Belgrade. The specimen is 39 buildings for which there was documentation available. For five (5) construction projects there was no approved construction schedule available. That means that there was no Cash Flow and they could not be part of the specimen. The specimen covers 88,64% of the population and in this sense error due to the generalization will be minimal.

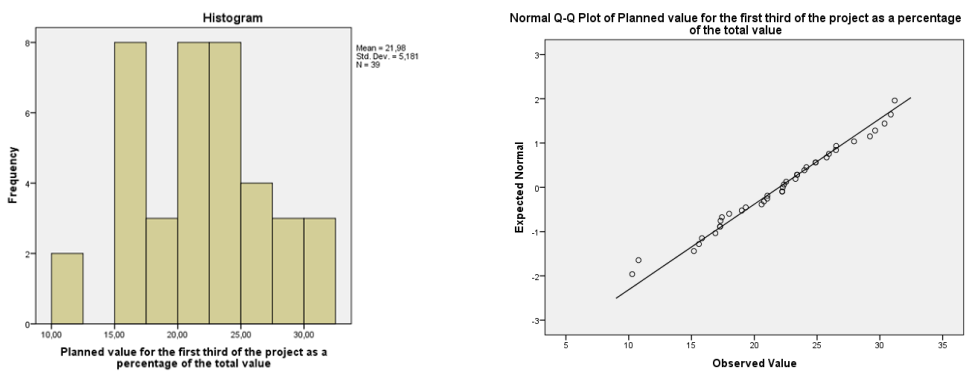
## 4 RESULTS

Variable “No. of Months Behind Schedule Plan” has information on 39 construction projects; the range of delay is from 0 to 9 months, with the mean 2,28 months, and standard deviation of 2,21. Skewness and kurtosis are respectively 1,930 and 3,139, which explains that the majority of cases is left from the mean and more cases piled up around median. Picture 2 shows histogram of distribution of frequency for the number of months behind scheduled plan.



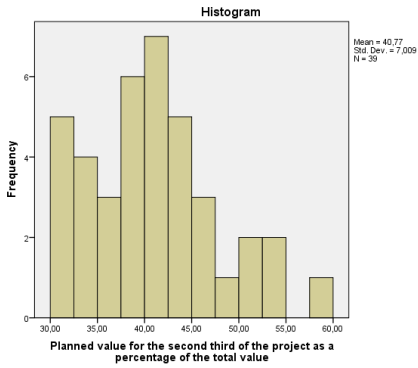

*Picture 2 – Histogram "Number of Months Behind Schedule Plan"*

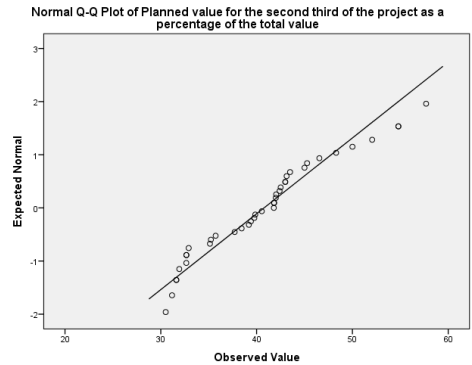
Variable „Planned Value For the First Third of the Project" (Picture 3) shows data about 39 construction projects with range of investment from 10,28% to 31,18% of the total project cost. Mean is 21,9769%, and standard deviation is 5,18124%. Skewness of -0,193 with standard error 0,378 means that majority of results is right from the mean, among higher values. Kurtosis is below zero showing that there are more cases at the tails. Skewness and kurtosis have been calculated due to the size of sample (common practice when there are less than 200 cases) [7].




*Picture 3 – Histogram and Normal Plot "Planned Value for the First Third"*

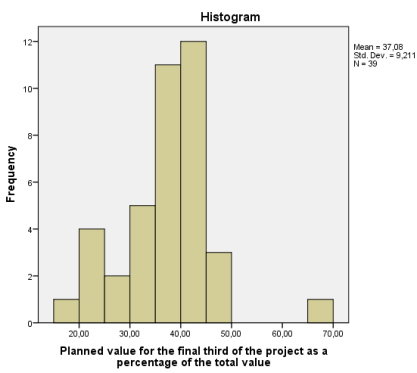
Variable "Planned Value for the Second Third of the Project" (Picture 4) includes data on 39 projects; range of investment in the second third of the project is from 30,71% to 57,69% of the total project cost. Mean is 40,77% with a standard deviation of 7,1%. Majority of the values is left from the mean, among lower values and there are more values piled up around median. According to "the rule of thumb" successful project should engage during the second third of the project 50% of the planned costs.

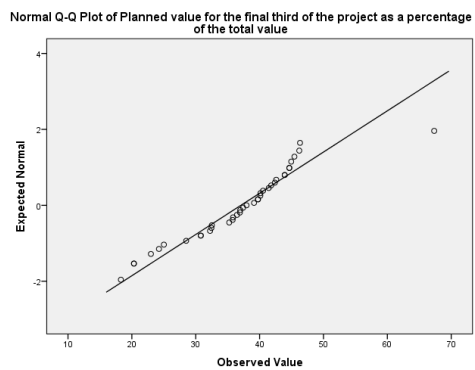



*Picture 4 – Histogram and Normal Plot "Planned Value for the Second Third"*

Variable "Planned Value for the Final Third" (Picture 5) is in the range 18,28% to 67,33%. Mean is 37,08% and standard deviation of the measured values is 9,21%. Majority of the values is left from the mean, among lower values. According to "the rule of thumb" successful project should engage during the final third of the project 25% of the planned costs.

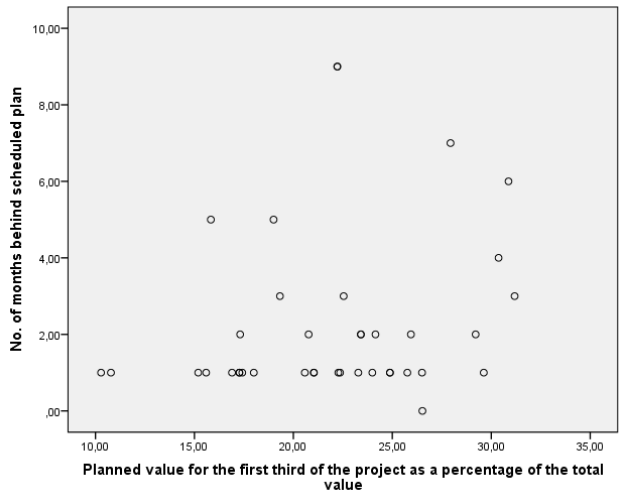



*Picture 5 – Histogram and Normal Plot "Planned Value for the Final Third"*

## DISCUSSION

Is there a correlation between the number of months of project delay and the planned value of the financial assets in the first, second or last third of the project? Picture 6 shows Scatterplot for planned value for the first third of the project in terms of number of months behind the scheduled plan. Does higher percentage of investment in certain project time phase means fewer months of delays and vice versa?




*Picture 6 – Scatterplot - Planned Value for the First Third and No. of Months Behind Schedule*

Preliminary analyses have been conducted to demonstrate fulfillment of the assumptions of normality, linearity and homogeneity of the variables. The connection between the number of months of project delay and the planned percentage of the finances in the first third of the project was explored using the Pearson coefficient of linear correlation and Spearman's rank correlation coefficient. Conclusion is that there exists small positive correlation between the number of months behind scheduled plan and planned value for the first third of the project. Likewise, there is small negative correlation between number of months behind the scheduled plan and planned value for the final third of the project. However, there is strong negative correlation between the number of months behind the scheduled plan and planned value for the second third of the project. The delay is bigger when the percent of the project cost allocation in the final third decreases.

Coefficient of determination shows that 26.32% of the variable "No. of Months Behind the Schedule" can be explained by the percentage of planned costs in the second third of the project. Increase in the percentage of funds involved in the second third of the project directly affects the reduction of months of delay and vice versa. In 32.95% of cases, reducing the percentage of finance in the first period of the project directly increases the financial participation of the last third of the project.

When analyzing the allocation of costs on the construction projects relative to “the thumb rule” we can conclude the tendency of our contractors to move financial assets from the first third of the project into the second and last third of the project, where the largest percentage increase fills last third of the project and the delay of a project is directly related to the decrease in the percentage of funds in the second third of the project.

## ACKNOWLEDGMENTS

I am obliged to management of Building Directorate of Serbia for the valuable information provided by them. I take this opportunity to express my profound gratitude and deep regards to colleagues from Building Directorate of Serbia for their valuable information and guidance, monitoring and constant encouragement throughout the course of this research.

**LITERATURE**

[1] Kurij, K.: *Metode i tehnike izrade planova u graditeljstvu*. Građevinska knjiga, Beograd, 2007, page 15 – 79.

[2] Towey, D.: *Construction Quantity Surveying: A Practical Guide for the Contractor's QS*. John Wiley & Sons, Somerset, NJ, USA, 2012, page 176-185.

[3] *http://www.businessdictionary.com/definition/rule-of-thumb.html*, 2014.

[4] *Master schedule for the construction - Residential and Commercial Complex Stepa Stepanovic, Vozdovac, Belgrade*. Building Directorate of Serbia, Belgrade, 2011-2013.

[5] *Monthly Certified Payments Certificate and Final Certificates - Residential and Commercial Complex Stepa Stepanovic, Vozdovac, Belgrade,* Building Directorate of Serbia, Belgrade, 2012-2013.

[6] *Construction Contracts - Residential and Commercial Complex Stepa Stepanovic, Vozdovac, Belgrade*. Building Directorate of Serbia, Belgrade, 2011-2013.

[7] Tabachnick, B.G., Fidell, L.S.: *Using multivariate statistics (5$^{th}$ edn).* Pearson Education, Boston, 2007, page 80.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Iva Despotović* [1]

# UPOTREBA RECIKLIRANOG AGREGATA KAO ZNAČAJAN DOPRINOS EKOLOŠKOM GRAĐEVINARSTVU

***Rezime:***

*Koncept održivog razvoja, koji pored sociooloških i ekonomskih aspekata, obuhvata uštedu energije, zaštitu okoline i očuvanje neobnovljivih prirodnih resursa, predstavlja strateško opredeljenje mnogih privrednih grana, među kojima se poseban doprinos očekuje od građevinarstva. Nedostatak prirodnog agregata u urbanim sredinama i sve veće rastojanje između nalazišta kvalitetnog prirodnog agregata i gradilišta prisilili su graditelje na razmatranje mogućnosti zamene prirodnog agregata recikliranim, čije su osobenosti predmet ovog rada.*

*Ključne reči: reciklirani agregat, ekološko gradjevinarstvo*

# USE OF RECYCLED AGGREGATE AS A SIGNIFICANT CONTRIBUTION TO ENVIRONMENTAL CONSTRUCTION

***Summary:***

The concept of sustainable development, which in addition to social and economic aspects, includes energy saving, environmental protection and the conservation of exhaustible natural resources, is a strategic goal of many economic sectors including the particular contribution expected from the construction. Lack of natural aggregates in urban areas and increasing the distance between the sites of high quality natural aggregate and construction site, forced developers to consider the possibility of replacing natural aggregates with recycled, whose characteristics are the subject of this paper.

*Key words: recycled aggregate, environmental construction*

[1] Mr, predavač, Visoka građevinsko geodetska škola, Beograd

# 1 UVOD

Građevinski otpad koji se javlja kao posledica građenja novih i rušenja postojećih objekata je jedan od najvećih ekoloških problema u zemljama Evropske unije, kao i u mnogim razvijenim zemljama sveta. Procenjeno je, da oko 40% otpada nastalog rušenjem čini beton, 30% keramika, 10% drvo, 5% plastika, 5% metal i 10% različiti ostaci [6]. Uobičajeni metod "upravljanja" građevinskim otpadom u bliskoj prošlosti bio je njegovo odlaganje na deponije. Na taj način stvorene su ogromne deponije građevinskog otpada, koje zauzimaju zemljište i predstavljaju ekološki problem, zato što su potencijalni zagađivači životne sredine. Beton je već decenijama najkorišćeniji materijal na svetu, posle vode, a interesantan je podatak da je godišnja proizvodnja betona u svetu dostigla vrednost, koja se može izraziti sa jednom tonom betona po stanovniku planete [8]. Kada se uzme u obzir podatak da $1m^3$ betona sadrži više od $1m^3$ agregata, onda sve prisutniji trend prekomerne potrošnje agregata otvara pitanje iscrpljivanja prirodnih resursa agregata i potrebe pronalaženja novih mogućnosti za dobijanje agregata. Kao održivo rešenje za probleme građevinskog otpada i iscrpljivanje nalazišta prirodnih agregata, nametnuo se postupak recikliranja deponovanih građevinskih materijala, u prvom redu betona. Recikliranje i očuvanje prirodnih resursa su bezrezervno prihvaćeni od strane građevinske industrije, ali pozitivni efekti takvog pristupa su donekle ograničeni, zato što nisu obezbeđeni svi uslovi za primenu. To se prvenstveno odnosi na nedostatak: prostora i opreme za sortiranje građevinskog šuta, iskustva u postupcima recikliranja otpadnih materijala, obučenih radnika i kontrolora, znanja o tržištu sekundarnih materijala, zakonske regulative u oblasti zaštite životne sredine, itd [4].

# 2 TEHNOLOGIJA PROIZVODNJE RECIKLIRANOG AGREGATA

Postrojenja za proizvodnju recikliranog agregata (reciklažna ili drobilična postrojenja) u suštini se ne razlikuju značajno od postrojenja za proizvodnju prirodnog drobljenog agregata. Suština tehnološkog postupka je da se od komada otpadnog betona drobljenjem proizvede zrnasti materijal određenih veličina zrna, što znači da su dve osnovne operacije drobljenje i prosejavanje. U zavisnosti od kontaminiranosti otpadnog materijala i namene agregata koji se proizvodi, tehnološki proces se još sastoji od odvajanja metalnog materijala magnetnim separatorom, ručnog ili mehaničkog uklanjanja stranih materija i pranja ili vazdušnog produvavanja finalnog proizvoda.

Proizvodnja recikliranog agregata od otpadnog betona počinje praktično rušenjem objekta. Od suštinskog značaja je selektivno rušenje objekta, da bi se u što je moguće većoj meri smanjilo mešanje raznovrsnog otpada (beton, opeka, drvo, staklo..). Ukoliko se ovo ne uradi tokom rušenja, sortiranje raznovrsnog otpada i odvojeno skladištenje se mora izvršiti u reciklažnom postrojenju. Na mestu rušenja još je potrebno usitniti velike otpadne komade na veličinu od 0.4 m do 0.8 m, što se obično radi pulverajzerima i hidrauličkim čekićima [8]. Reciklažna postojenja se dele na stacionarna i mobilna. Izgled jednog savremenog mobilnog postrojenja je prikazan na slici 1. Postrojenje se sastoji od: koša za prihvatanje otpadnog materijala, uređaja za drobljenje, transportne trake, magnetnog separatora i sita za odvajanje na različite frakcije. Osnovni nedostaci ove metode su: nemogućnost višestepenog drobljenja, pranja i produvavanja agregata. Zato se ova postrojenja obično koriste uslučaju rušenja i ponovne upotrebe recikliranog agregata na istom mestu. Postrojenje na slici je kapaciteta 45t/h [10].




*Slika 1 – Mobilno reciklažno postrojenje [10]*

Za razliku od mobilnih, stacionarna reciklažna postrojenja se prave kao centri za recikliranje u gusto naseljenim područjima, sa kapacitetom od oko 200000 tona agregata godišnje. U ovim postrojenjima nivo obrade otpadnog materijala nije ograničen, moguća je kontrola kvaliteta, te se mogu dobiti reciklirani agregati različitog kvaliteta. Na slici 2 je prikazano tipično stacionarno postrojenje.



*Slika 2 – Stacionarno reciklažno postrojenje [11]*

Zrno recikliranog agregata dobijeno ovakvim postupkom recikliranja sastoji se od zrna (ili dela zrna) prirodnog agregata i cementnog maltera originalnog betona, koji ga delimično ili potpuno obavija. Prisustvo starog cementnog maltera, koji je manje zapreminske težine i veće poroznosti od zrna prirodnog agregata, značajno utiče na niz fizičko-mehaničkih svojstava kako recikliranog agregata, tako i betona na bazi recikliranog agregata. Odnosno, uslovljava "lošija" svojstva recikliranog u odnosu na prirodni agregat. Zbog toga su se u svetu u poslednjih nekoliko godina razvila istraživanja u smislu unapređenja tehnologije recikliranja i dobijanja recikliranog agregata koji bi po svojstvima, odnosno kvalitetu, bio praktično identičan prirodnom agregatu. Radi uklanjanja cementnog kamena sa zrna agregata razvijeno je nekoliko naprednih tehnologija recikliranja pre svega u Japanu. Jedna od tih tehnologija je takozvana "metoda zagrevanja i struganja". Na ovaj način, dobija se 35% do 45 % čistog krupnog agregata, 30% do 35% čistog sitnog i 18% do 35% finog praha od cementnog maltera u zavisnosti od temperature zagrevanja (300-700˚C).

Druga tehnologija je hemijski tretman klasično proizvedenog recikliranog agregata. Prethodnim potapanjem recikliranog agregata u blage rastvore hlorovodonične, sumporne ili fosforne kiseline moguće je odstraniti deo cementnog maltera i poboljšati svojstva agregata, bez značajnijeg povećanja sadržaja hlorida i sulfata u njemu. Pomenuta procedura se sastoji iz potapanja recikliranog agregata u kiselu sredinu u trajanju od 24h pri temperaturi od oko 20˚C, a zatim se vrši ispiranje destilovanom vodom kako bi se u najvećoj mogućoj meri uklonile primenjene kiseline. Pre samog spravljanja betona agregat stoji u vodi 24h. Da se ne bi smanjio kvalitet agregata (pH vrednost) koncentracija kiseline u rastvoru treba da bude oko 0.1 mol. Ovim postupkom je moguće smanjiti upijanje vode kod recikliranog agregata za 7–12% [5,3]. Sve navedene napredne tehnologije recikliranja, odnosno poboljšanja kvaliteta, iako omogućavaju proizvodnju kvalitetnog recikliranog agregata potpuno ekvivalentnog prirodnom, nemaju za sada širu primenu jer su značajno skuplje od tradicionalnih tehnologija. Metode sa termičkim tretmanom agregata su i energetski zahtevnije, što dovodi u pitanje korist od recikliranja i povoljan uticaj na zaštitu životne sredine [7].

# 3 TEHNIČKA REGULATIVA ZA RECIKLIRANI BETON

Tehnička regulativa u koju spadaju pravilnici, standardi, tehnička uputstva ili preporuke vezano za klasifikaciju, kriterijume koje mora da ispuni i primenu recikliranog agregata se razlikuje po zemljama, ali se generalno uočava njen manjak posebno u oblasti konstrukcijskih betona.

## 3.1 VELIKA BRITANIJA (10pt, bold, ALL CAPS, 12pt before, 6pt after)

Evropskom normom BS EN 12620 iz 2002 godine su definisani agregati koji se koriste za spravljanje betona uz napomenu da se može koristiti reciklirani agregat koji ispunjava propisane uslove. Standard BS 8500 – 2 iz 2006 godine detaljnije definiše reciklirani betonski agregat (RAC) i reciklirani agregat (RA) (tabele 1 i 2):

***Tabela 1: Zahtevi za kvalitet krupnog RCA i RA u betonu***

| Maksimalni sadržaj primesa (u masenim procentima) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tip agregata | Opeka | Sitne čestice ($d \leq 0.063$ mm) | Laki materijali[B)] | asfalt | Ostale strane materije | Sulfati ($SO_3$) |
| RCA[A),C)] | 5 | 5 | 0.5 | 5 | 1 | 1 |
| RA | 100 | 3 | 1 | 10 | 1 | [D)] |

A) Kada se materijal dobija recikliranjem betona poznatog sastava koji nije korišćen, (višak prefabrikovanih elemenata ili neiskorišćen svež beton) i koji nije zagađen tokom skladištenja i obrade, zahtevi koji treba da se ispune se odnose na granulometrijski sastav i sadržaj sitnih čestica

B) Materijali sa zapreminskom masom manjom od 1000 kg/m$^3$

C) Odredbe za RCA se mogu primeniti i na mešavinu prirodnog i recikliranog krupnog agregata

D) Odgovarajuće granične vrednosti i procedure ispitivanja treba da budu određene od slučaja do slučaja

***Tabela 2: Ograničenja u primeni betona koji sadrži krupan reciklirani agregat***

| Tip agregata | Maksimalna klasa čvrstoće[A)] | Klase izloženosti[B)] |
|---|---|---|
| RCA[A)] | C40/50 | X0,XC1, XC2, XC3, XC4, XF1 |

A) Ako je materijal dobijen recikliranjem betona poznatog sastava koji nije korišćen i koji nije zagađen tokom skladištenja i obrade, može se projektovati bilo koja klasa čvrstoće

B) Krupan RCA agregat može da se koristi i za betone u drugim klasama izloženosti ukoliko se dokaže da je predmetni beton odgovarajući za razmatrane uslove sredine (na pr. otporan na cikluse smrzavanja i odmrzavanja, otporan na dejstvo sulfata, itd.)

Jedna od odredaba standarda je ograničenje sadržaja krupnog agregata od recikliranog betona i krupnog recikliranog agregata na 20% kod betona klase čvrstoće od C20/25 do C40/50 (definicija klasa prema Evrokodu 2) [2].

# 4 SVOJSTVA AGREGATA OD RECIKLIRANOG BETONA




*Slika 3 – Izgled recikliranog agregata [12]*

Agregat od recikliranog betona (slika 3) se sastoji od originalnog agregata i sloja maltera preostalog od starog betona. Fizička i mehanička svojstva recikliranog agregata zavise kako od svojstava, tako i od količine preostalog maltera. Naime, poznato je da je "zalepljeni" malter oko zrna agregata porozan materijal, čija poroznost zavisi od vodocementnog faktora betona koji je recikliran. Na količinu malterske komponente dominantno utiču proces drobljenja (usitnjavanja) "starog" betona i dimenzije recikliranog agregata. Količina cementnog maltera u recikliranom agregatu kreće se od 25% do 65% (izraženo u zapreminskim procentima) i razlikuje se po pojedinim frakcijama – što je sitnija frakcija, veća je količina cementnog maltera.

*Upijanje vode* je svojstvo po kome se reciklirani agregat najviše razlikuje u odnosu na prirodni i zavisi od kvaliteta i debljine "zalepljenog" malterskog sloja oko zrna agregata. Upijanje vode krupnog recikliranog agregata kreće se od 3.5% do 10%, a sitnog od 5.5% do 13%. Poređenja radi, prirodni rečni i drobljeni agregati imaju upijanje vode oko 1%. Povećano upijanje vode

recikliranog agregata utiče na konzistenciju betona i na neka svojstva očvrslog betona koja su bitna za trajnost (upijanje vode, otpornost na mraz, karbonizacija itd.). Pojedini istraživači, zbog toga, predlažu da se limitira učešće recikliranog agregata na 20-30% da bi se obezbedio uslov da upijanje vode ukupne količine agregata bude manje od 5%, kako bi se osigurala kvalitetna proizvodnja betona za konstrukcijsku primenu.
Zbog prisustva cementnog maltera, koji ima manju zapreminsku masu od zrna prirodnog agregata, *zapreminska masa* zrna recikliranog agregata manja je od zapreminske mase zrna prirodnog agregata u proseku za 10%.
*Oblik i tekstura* recikliranog agregata zavise od vrste drobilice i mogu nepovoljno uticati na obradljivost betona sa recikliranim agregatom u odnosu na beton spravljen sa prirodnim rečnim agregatom.
*Otpornost prema drobljivosti i habanju* recikliranog agregata je manja od otpornosti prirodnog, pri čemu se razlike kreću u širokom granicama od 0% do 70%, u zavisnosti od kvaliteta originalnog betona.
Bez obzira na određene manje razlike u pogledu svojstava agregata od recikliranog betona, generalno reciklirani agregat u odnosu na prirodni agregat ima sledeća svojstva:

veće upijanje vode, manju zapreminsku masu, veće habanje, veću drobljivost, veću količinu prašinastih čestica, veći sadržaj organskih materija i moguć sadržaj hemijski škodljivih materija. Zbog mogućih varijacija u kvalitetu recikliranog agregata i generalno lošijeg kvaliteta u odnosu na prirodni agregat, mnoge zemlje koje su uvele u svoju praksu upotrebu recikliranog agregata, obavezuju proizvođače betona da pre upotrebe recikliranog agregata provere njegova svojstva. U nedostatku standarda u kome su specificirani zahtevi i uslovi kavaliteta za agregat od recikliranog betona, mogu se koristiti standardi za normalni - standardni agregat za proizvodnju betona. U zemljama EEZ je to standard EN 12620:2002 [7]. Glavna primena agregata od recikliranog betona je i dalje u putarstvu za različita nasipanja kao i sve više u konstrukcijskom betonu.

# 5 SOPSTVENO EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE

Za potrebe eksperimentalnog ispitivanja su napravljene tri vrste trofrakcijskog samougrađujućeg betona: etalon E, čiji je sastav prikazan u tabeli 3; beton P50, kod koga je frakcija 8/16 zamenjena istom količinom recikliranog agregata i beton P100, kod koga su i frakcija 4/8 i frakcija 8/16, dakle sav krupan agregat, zamenjene recikliranim betonom [1]. Pri određivanju sastava samougrađujućeg betona korišćene su Okamurine preporuke da krupan agregat treba da učestvuje sa 30% u ukupnoj zapremini betona, a sitan sa 40% u zapremini maltera. Predviđena je uobičajena količina cementa od 400 kg/m$^3$. Vodopraškasti faktor je smanjen sa preporučenih 0.8-1.1 na 0.73, jer je urađena proba sa 0.9 dala veliko izdvajanje vode (bleeding) i rasprostiranjeDa bi se zadržala konzistencija etalona kod betona P50 i P100 je povećana količina vode na 178 litara i 186 litara, odnosno vodocementni faktor sa 0.41 na 0.43 i 0.45. Potreba da se poveća količina vode je očekivana posledica primene recikliranog agregata koji više upija vodu zbog prisustva starog cementnog maltera sa značajnom poroznošću. Za spravljanje betona sa recikliranim agregatom dostupna literatura [3,9] preporučuje primenu tzv. Two Stage Mixing Approach postupka. Reč je o tome da se ukupna količina potrebne vode podeli na dva dela i dozira po fazama. U toku vezivanja i očvršćavanja

nova cementna pasta najpre reaguje sa starom pastom na zrnima recikliranog agregata što zahteva deo vode koji ulazi u sastav betonske mešavine. Ovo za posledicu ima redukciju u formiranju $C_3S_2H_3$, etringita, CH i $C_6S_3H$ što će izazvati smanjenje čvrstoće betona. Postupnim dodavanjem vode omogućeno je formiranje ovih kristala unutar mikrostrukture čime se delimično redukuju i poroznost i nastanak mikroprslina i dobijaju bolje karakteristike betona. Rezultati dobijeni ispitivanjem čvrstoće pri pritisku su prikazani u tabeli 4.

***Tabela 3: Sastav betona***

| | zapremina za 1m$^3$ (l) | masa za 1m$^3$(kg) |
|---|---|---|
| količina filera | 96.58 | 260 |
| količina cementa | 136.53 | 409.6 |
| količina peska 0-4 mm | 257 | 676 |
| količina frakcije 4-8 mm | 162.1 | 429.6 |
| količina frakcije 8-16 mm | 162.1 | 429.6 |
| količina vode | 170 | 170 |
| količina aditiva Superfluid M21M | 3.5 | 4.0 |

***Tabela 4: Rezultati ispitivanja čvrstoće pri pritisku***

| Vrsta betona | Zapreminska masa (kg/m$^3$) | $f_{p,2}$ (N/mm$^2$) | $f_{p,7}$ (N/mm$^2$) | $f_{p,28}$ (N/mm$^2$) |
|---|---|---|---|---|
| E | 2410 | 27.27 | 48.67 | 49.48 |
| P50 | 2359 | 26.60 | 44.59 | 47.56 |
| P100 | 2328 | 25.00 | 43.37 | 45.25 |

# 5 ZAKLJUČCI

- Velika eksploatacija prirodnog agregata ozbiljno je ugrozila rečne eko-sisteme, tako da je na nekim mestima i zabranjena. Pored ovoga sve veća udaljenost prirodnih nalazišta od mesta gradnje svakako utiče na cenu materijala. Sa druge strane, u urbanim sredinama postoje znatne količine betonskog otpada koji nastaje prilikom izgradnje ili rušenja starih objekata te je prisutan problem deponovanja ovakvog materijala. Razvijene, ekološki svesne zemlje, mnogo polažu na recikliranje sirovina i za odlaganje na deponije (koje oduzimaju korisno zemljište) naplaćuju novčane kazne. Drobljenjem betonskog otpada dobija se reciklirani agregat koji se može „vratiti“ u proizvodnju.
- Prilikom projektovanja betonskih mešavina, od velike koristi je poznavati poreklo recikliranog agregata, što je prvobitni beton bio kvalitetniji to će i novospravljeni imati bolje karakteristike. Poželjno je i da agregat bude spravljen od betona iste marke kako bi mu kvalitet bio što je moguće ujednačeniji.
- Ključna osobina recikliranog agregata je veće upijanje vode u odnosu na prirodni, što je posledica zaostalog cementnog kamena. Da bi se primenila postojeća receptura za beton i postigli isti rezultati kao i sa prirodnim agregatom, neophodno je povećati količinu vode.
- Potrebna količina vode se može nadoknaditi ili merenjem upijanja vode recikliranog agregata u prvih trideset minuta, ili njegovim zasićenjem prethodnim potapanjem, ili eksperimentalno, do postizanja iste konzistencije betona, što je u ovom radu bio slučaj.

- Povećanje procenta recikliranog agregata smanjuje zapreminsku masu betona, što je očekivana posledica njegove veće poroznosti.
- Kvalitet upotrebljenog recikliranog agregata direktno utiče na čvrstoću pri pritisku. Ukoliko se upotrebi kvalitetan agregat, ujednačenog sastava, razlike u čvrstoći pri pritisku između etalona i betona sa čak 100 % krupnog recikliranog agregata mogu da budu male, kao što je to bio slučaj u ovom radu.

**LITERATURA**


[1] Despotović I.: *Svojstva i tehnologija samougrađujućeg betona sa posebnim osvrtom na mogućnost upotrebe recikliranog agregata za njegovo spravljanje*, magistarski rad, Građevinsko arhitektonski fakultet, Niš 2009, str.87.

[2] Ignjatović I.: *Granična nosivost AB grednih nosača od betona sa recikliranim agregatom*, doktorska disertacija, Građevinski fakultet, Beograd, 2013.

[3] Jevtić D., Zakić D., Savić A.: *Specifičnosti tehnologije spravljanja betona na bazi recikliranog agregata*. Materijali i konstrukcije 52; 2009; str. 52-62.

[4] Malešev M., Radonjanin V., Marinković S.: *Recycled Concrete as Aggregate for Structural Concrete Production*. Sustainability 2010, 2, str. 1204-1225.

[5] Murali G., Vivek Vardhan C.M., Rajan G., Janani G.J., Shifu Jajan N., Ramya sri R.: *Experimental study on recycled aggregate concrete*. International Journal of Engineering Research and Applications (IJERA), Vol. 2, Issue 2, Mar-Apr 2012, pp.407 – 410.

[6] Oikonomou N.: *Recycled concrete aggregates*. Cement & Concrete Composites 27 (2005), pp. 315–318.

[7] Radonjanin V., Malešev M., Marinković S.: *Mogućnosti primene starog betona kao nove vrste agregata u savremenom građevinarstvu*. ZAŠTITA MATERIJALA 51 (2010) broj 3, str. 178 – 188.

[8] Radonjanin V., Malešev M., Marinković S., Ab Malty a.: *Green recycled aggregate concrete*. Construction and Building Materials 47 (2013), pp. 1503–1511.

[9] Terzić A., Pavlović Lj.: *Primena mikroskopskih metoda u analizi mikrostrukture različitih tipova betona sa recikliranim agregatom*. Materijali i konstrukcije 52; 2009; str. 34-39.

[10] www.concreterecycling.org

[11] www.designboom.com

[12] www.masterbuilder.co.in


**ZAHVALNOST**


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

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Ratko Salatić[1], Milan Bošnjaković[2], Vladan Vraneš[3]*

# KLASIFIKACIJA OŠTEĆENJA ZIDOVA NA ZIDANIM OBJEKTIMA USLED ZEMLJOTRESA

***Rezime:***

U slučaju dejstva jačih zemljotresa, država može doći u stanje vanredne situacije, kada postoji potreba za brzim, efikasnim i stručnim procenama stanja oštećenih objekata. Kako je broj zidanih objekata, najveći u fondu objekata, značajno je imati jasnu metodologiju procene stanja i štete na zidanim objektima. Klasifikacija oštećenja zidova prikazana u ovom radu je doprinos proceduri definisanja te metodologije. Oštećenja su klasifikovana u odnosu na pravac delovanja zemljotresa na oštećeni zid objekta i prema potrebnim uslovima za nastanak oštećenja. Prikazani su mehanizmi loma uz objašnjenja i ilustracije fotografijama i skicama.

*Ključne reči: klasifikacija oštećenja, zemljotres, zidane konstrukcije*

# CLASSIFICATION OF EARTHQUAKE INDUCED WALL DAMAGES FOR MASONRY

***Summary:***

The state can come into a state of emergency, after strong earthquake, when fast, efficient and professional assessment of the damaged buildings is needed. As the number of masonry buildings is the largest in the fund, it is important to have a clear methodology for assessing the status and damage to masonry buildings. Damage classification presented in this paper is a contribution to defining procedures and methodologies. Damages are classified in accordance to earthquake action direction relative to damaged part of structure, and to conditions for damage occurrence. Failure mechanisms are shown, followed by sketches and photographs.

*Key words: damages classification, earthquake, masonry structures*

[1]dr dipl. građ. inž., Vanredni profesor, Građevinski fakultet Beograd, Bulevar Kralja Aleksandra 73, salatic@grf.rs
[2]dipl. građ. inž., Institut za puteve, Kumodraška 257, Beograd, milan.bosnjakovic@highway.rs
[3]msc. inž. građ., DNEC d.o.o, Bulevar Mihajla Pupina 115v, Beograd, vladan.vranes@dnec.com

# 1 UVOD

Usled jačih zemljotresa može doći do začajnih oštećenja na većem broju objekata. Nakon toga je potrebno brzo reagovati i proceniti stanje fukcinalnosti objekta, kao i nastalu štetu i time ubrzati proces sanacije i otklanjanja štete. Trenutno u Srbiji ne postoji tehnička regulativa koja bi služila kao osnov za efikasnu i stručnu klasifikaciju oštećenja. Važeći pravilnik [7] ne daje potrebnu stručnu osnovu za procenu štete sa aspekta građevinskog konstrukterstva. U evropskoj praksi se primenjuje EMS-98 [8] koji ima detaljno razrađene klasifikacije tipova zgrada, klasa izloženosti, nivoa oštećenja i drugo i daje smernice za rad, ali nema potrebnu detaljnost za praktičnu primenu. Najdetaljnije razrađenu procenu šteta i klasifikacije daju dokumenti od strane Američke državne agencije za krizne situacije (Federal Emergency Management Agency – FEMA) [5], [6] koji sa druge strane veoma detaljno razmatraju problematiku. To zahteva u primeni povećanje obimnoste posla i dodatno vreme, što nije primereno u slučaju elementarne nepogode, kada je potrebna efikasna procena štete.

Ideja autora je da ovim radom ukaže na potrebu postojanja metodologije i procedura za procenu šteta na zidanim objektima nakon zemljotresa i da je potrebno da sama metodologija i procedure budu obrađene na dovoljno detaljan način, a da sa druge strane bude omogućena njihova brza i laka primena.

# 2 ZIDANI OBJEKTI

Zidani objekti su po konstruktivnom sistemu masivne konstrukcije. Po pitanju nosivosti za vertikalna opterećenja, zidani objekti su izuzetno povoljni i zadovoljavajućih karakteristika u odnosu na cenu. Sa druge strane, zbog masivnog konstruktivnog sistema, zidani objekti su izrazito krti, odnosno poseduju veoma malu žilavost i duktilnost, samim tim i relativno malu otpornost na dejstvo seizmičkih sila. Međutim, određenim konstruktivnim rešenjima i pravilnim postupcima izgradnje aseizmičkih objekata visokogradnje, otpornost na seizmička dejstva se može dovesti na prihvatljiv nivo.

Uzroci zbog kojih dolazi do nastanka štete na zidanim objektima mogu biti: loš kvalitet ugrađenog materijala, loš kvalitet izvedenih radova, primena materijala koji ne podnose sile zatezanja, nepostojanje duktilnosti, velika masa konstrukcije, nepostojanje serklaža, velike površine zidanih elemenata bez serklaža, loše izvedeno fundiranje objekta, loše rešeni konstruktivni detalji i drugo.

Oštećenja nastala tokom zemljotresa mogu se klasifikovati prema različitim kriterijumima, mogućnost korišćenja objekta, visina troškova sanacije kojima se objekat dovodi u funkcionalno stanje i drugi.

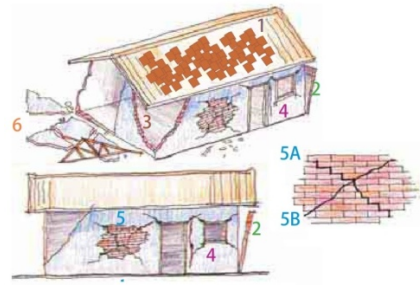
Nakon dejstva razornih zemljotresa je najbitnije utvrditi da li objekat može da ispuni svoju funkciju ili ne. Prema tom principu mogu se definisati tri nivoa oštećenja na objektima:

- Funkcionalni objekti - objekti koji su neoštećeni ili malo oštećeni, moguće ih je dalje nesmetano koristiti, sanacija se sprovodi paralelno sa korušćenjem objekta;
- Funkcionalni objekti uz sanaciju - objekti koji su oštećeni u toj meri da je potrebno izvršiti sanaciju kako bi se vratili u funkcionalno stanje;
- Nefunkcionalni objekti - objekti koji su u toj meri oštećeni da je sanacija finansijski neisplativa, već je potrebno sruštiti i izgraditi nove.

U ovom radu se ne obrađuju klase oštećenosti objekta već karakteristična oštećenja elemenata konstrukcije, koja nastaju na zidanim objektima usled dejstava seizmičkih sila.

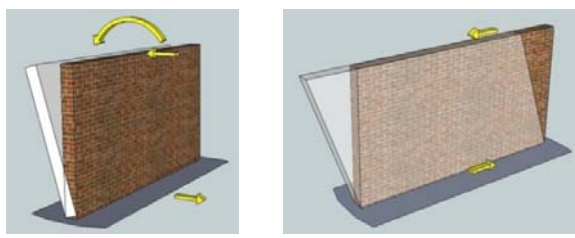
Opšta podela oštećenja kod zidanih objekata prikazana je na Slici 1, uz popis mogućih oštećenja.

1. Klizanje crepova
2. Odvajanje zida (razdvajanje upravnih zidova)
3. Lom ugla objekta
4. Plastične pukotine na uglovima otvora
5. Dijagonalne pukotine
   a) pukotine kroz malter
   b) pukotine kroz element
6. Rušenje zida van ravni




*Slika 1. Tipovi oštećenja* [9]

Pored opšte podele, za temu ovog rada bitna je podela u zavisnosti od pravca delovanja seizmičkih sila, gde se razlikuju dva osnovna slučaja, prikazana na Slici 2. [11]



*Slika 2. Pravci delovanja seizmičkih sila a) upravno na ravan zid b) u ravni zida*

## 3 KATALOG ŠTETA

U daljem tekstu se kataloški daju moguće štete na zidanim objektima sa prikazom mehanizama loma, opisom nastanka štete i opisom potrebnih uslova. Evropska i svetska praksa, u pogledu formiranja kataloga klasifikacije i priloga mera sanacije oštećenja zidanih objekata nastalih usled seizmičkih dejstava, je široko rasprostranjena, naročito u zemljama koje se nalaze u trusnim područjima. Postoje ulaganja državnih fondova u naučna istraživanja i pripreme dokumenata koja bi omogućila što jednostavniju klasifikaciju oštećenja na licu mesta. Postojanje ovakvih normativa smanjuje vreme potrebno za procenu štete, definiše smernice u daljim radovima na sanaciji ili karakteriše objekte koji moraju biti ponovno izgrađeni. Na ovakav način se postiže efikasnost u čitavom sistemu, a naročito olakšava ljudima koji su direktno pogođeni prirodnom katastrofom (zemljotresom). Kao dobri primeri formiranja kataloga klasifikacije mogu se pomenuti SAD, EU, Italija, Velika Britanija, Indija. Pored navedenog, postojanjem jedinstvenog načina klasifikacije mogu se formirati karte procena štete za određena područja u odnosu na jačinu mogućeg zemljotresa i time lakše izvršiti pregled i planiranje potrebnih sredstava za buduće eventualne elementarne nepogode.

U nastavku teksta se daje preliminarna verzija, koncept *Kataloga šteta zidova zidanih objekata usled zemljotresa*. Dalji rad na katalogu bi trebao da bude usmeren ka dopunjavanju kataloga, izradi priloga sa merama sanacije prikazanih oštećenja (konstruktivna rešenja) i izradi dodatka sa tipičnim detaljima ojačanja i detaljima za izgradnju zidanih objekata.

**ŠTETE USLED DEJSTVA SILE UPRAVNO NA RAVAN ZIDA:**

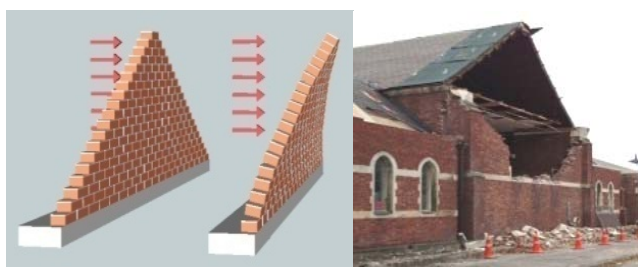
- prevrtanje kalkanskog zida ili parapeta;
- otklon zidova, odvajanje zida od upravnog zida;
- razdvajanje slojeva zida sa lošom vezom i lom jednog sloja;
- izbijanje sloja zida gredom ili međuspratnom tavanicom upravno na ravan zida, usled pomeranja;
- izbijanje zida usled udara upravnog zida;
- obrtanje zida sa delom upravnog zida;
- obrtanje zida ili dela zida upravno na ravan zida;
- proklizavanje zida upravno na njegovu ravan;
- prelom zida usled pritiska krovne konstrukcije;

**ŠTETE USLED DEJSTVA SILE U RAVNI ZIDA:**

- dijagonalne pukotine između otvora (na stubovima);
- dijagonalne pukotine između otvora (na parapetima);
- pukotine nastale savijanjem (na stubovima ili parapetima);
- klizanje ugla zida;
- vertikalne pukotine usled naleganja krovne konstrukcije;

## I PREVRTANJE KALKANSKOG ZIDA ILI PARAPETA

Skica/Slika [13]:



**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

- Mehanizam loma nastaje usled prevrtanja zida oko horizontalne ose,
- Horizontalno opterećenje nastaje usled sopstvene težine i inercijalnih sila,
- Horizontalno opterećenje dovodi do pojave momenta savijanja,
- Moment savijanja zateže ivicu zida i teži da prevrne zid,
- Opeka (blok) nema mogućnost prijema sila zatezanja, nastaje lom;

**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

- Nedostatak AB serklaža na vrhu kalkanskog zida,
- Nepostojanje veze kalkanski zid - krovna konstrukcija.

## II OTKLON, ODVAJANJE ZIDA OD UPRAVNOG ZIDA

Skica/Slika [4],[4],[11]:



**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

- Mehanizam loma nastaje zbog nesinhronog pomeranja upravnih zidova,
- Zid u pravcu delovanja sile ima daleko manja pomeranja od zida koji je upravan na pravac delovanja horizontalne sile;

**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

- Loša međusobna veza zidova, loš malter, loše preklapanje opeke,
- Nedostatak krute tavanice, nepostojanje vertikalnog AB serklaža,
- Nedostatak horizontalnih AB serklaža,
- Nepostojanje armature položene između redova ziđa.

## III RAZDVAJANJE I LOM SLOJEVA ZIDA

Skica/Slika [14],[12]:



**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

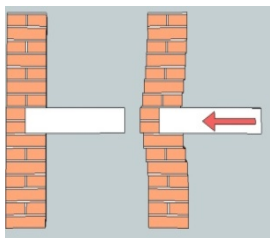
- Mehanizam loma nastaje usled dejstva sile upravno na ravan višeslojnog zida,
- Zid nema mogućnost prijema nastalog horizontalnog opterećenja,
- Dolazi do prevrtanja ili izbočavanja zida, gubitka ravnoteže i stabilnosti, kolapsa dela zida ili celog zida,
- Unutrašnji sloj zida često ostaje stabilan jer je pritisnut;

**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

- Nepostojanje kvalitetne veze među slojevima zida, ankera za vezu,
- Nepostojanje AB serklaža na vrhu zida koji povezuje slojeve.

### IV IZBIJANJE ZIDA MEĐUSPRATNOM TAVANICOM (GREDOM)

Skica/Slika [11],[11]:





**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

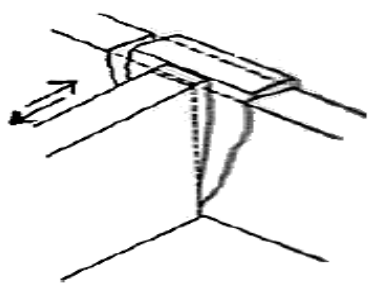
- Horizontalne sile nastaju usled pomeranja međuspratne tavanice ili grede upravno na ravan zida;
- Lom nastaje proklizavanjem zida po spojnici ili usled savijanja;
- Lom proklizavanjem je lokalnog karaktera (često ne dovodi do kolapsa);
- Lom savijanjem dolazi do obrtanja dela zida (često dolazi do kolapsa);

**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

- Nedostatak horizontalnih AB serklaža zida u nivo tavanice (grede);
- Loš kvalitet maltera i loš konstruktivni detalj kritičnog mesta.

### V IZBIJANJE ZIDA USLED UDARA UPRAVNOG ZIDA

Skica/Slika [10]:



**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

- Veća krutost zida čija je ravan u pravcu pomeranja dovodi do unošenja bočne sile u zid upravan na pravac pomeranja;
- Lom nastaje usled postojanja horizontalne sile koja dovodi do smicanja spojnica u zidu ili loma zida usled zatezanja nastalog savijanjem;
- Oštećenja su vertikalna;

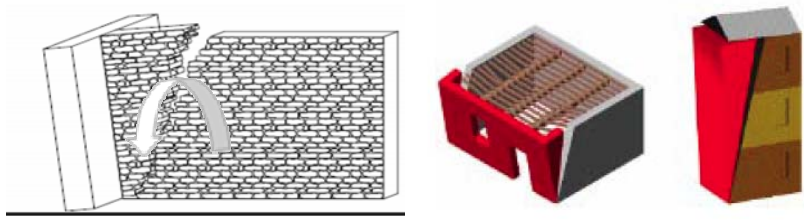
**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

- Nepostojanje dodatne armature AB vertikalnog serklaža ispuštene u zid koji je pretrpeo

oštećenja, loš kvalitet maltera, nepostojanje horizontalnog AB serklaža.

## VI OBRTANJE ZIDA SA DELOM POPREČNOG ZIDA

Skica/Slika: [10],[10]:



**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

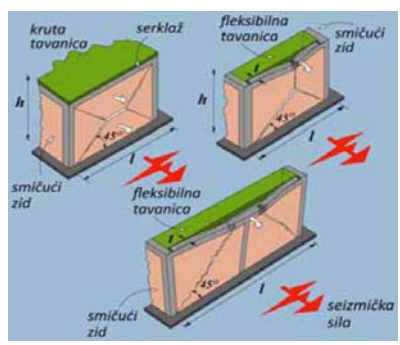
- Usled lošeg kvaliteta materijala upravnog zida i kvalitetne veza dva upravna zida, dolazi do obrtanja zida sa delom upravnog;
- Nagomilavanje horizontalne sile koja vuče upravni zid koji se ponaša kao oslonac;
- U zavisnosti od kvaliteta materijala upravnog zida pukotine mogu biti pod uglom: od 30-45° dobar kvalitet materijala, 15-30° srednji kvalitet materijala i 0-15° loš kvalitet materijala.

**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

- Kvalitetan spoj dva zida, loš kvalitet materijala i izrade zida koji puca;
- Nepostojanje AB horizontalnih serklaža ili manjak armature u njima.

## VII OBRTANJE ZIDA - DELA ZIDA UPRAVNO NA RAVAN

Skica/Slika [2]:




**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

- Lom nastaje usled horizontalne sile koja dovodi do savijanja zida upravno na ravan, dolazi do obrtanja zida - dela zida i mogućeg gubitka ravnoteže,
- Oblik i način loma zavisi od odnosa dužina/visina (L/H) i konturnih uslova;

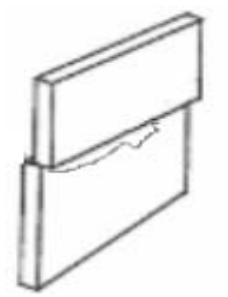
**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

- Kruta tavanica, dobri serklaži, nepovoljan odnos L/H;

- Fleksibilna tavanica, loša armatura horizontalnih AB serklaža, nepovoljno L/H.

## VIII PROKLIZAVANJE ZIDA UPRAVNO NA RAVAN ZIDA

Skica/Slika: [10]:





**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

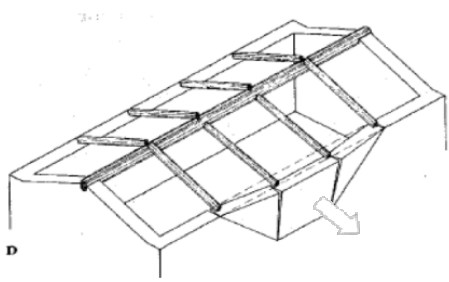
- Mehanizam loma nastaje usled proklizavanja zida ili dela zida na mestu degradacije kvaliteta maltera i ziđa, uglavnom zbog vremenskih nepogoda;
- Do proklizavanja obično dolazi na mestima: ispod krovne konstrukcije, na spoju zid-temelj i na mestima otvora;

**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

- Formiranje kritičnih mesta degradacije zida usled izloženosti padavinama,
- Nepostojanje vertikalnih AB serklaža na propisanim rastojanjima i oko otvora.

## IX PRELOM ZIDA USLED PRITISKA KROVNE KONSTRUKCIJE

Skica/Slika [10],[17]:





**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

- Oslanjanjem krova na obodni zid unosi se horizontalna sila, upravno na ravan zida,
- Tokom zemljotresa dolazi do nesinhronih pomeranja, što dovodi do loma zida upravno na ravan, usled savijanja;

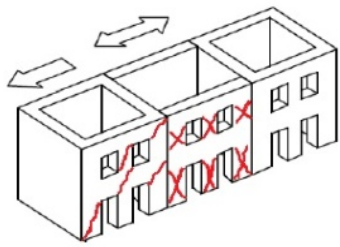
**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

- Nepostojanje krute tavanice ili zatega između zidova na koje se oslanja krovna

konstrukcija, veliki razmak vertikalnih AB serklaža.

## X DIJAGONALNE PUKOTINE IZMEĐU OTVORA (NA STUBOVIMA)

Skica/Slika [10],[15],[4]:







**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

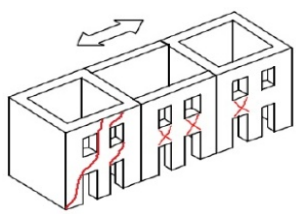
- Lom nastaje usled delovanja horizontalne sile u pravcu ravni zida;
- Formira se pritisnuta dijagonala kroz element, nastaju sile zatezanja upravno na pružanje pritisnute dijagonale, dolazi do pojave pukotina usled dejstva sile zatezanja i smicanja;
- Prikazani mehanizam je tipičan za šire stubove;
- Pojava pukotina zavisi od odnosa visina-dužina stuba;

**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

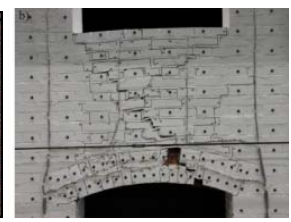
- Loše armiranje ili nepostojanje vertiklanih AB serklaža oko otvora u zidovima;
- Nedovoljna površina preseka zamišljene pritisnute dijagonale da prihvati pritisak.

## XI DIJAGONALNE PUKOTINE IZMEĐU OTVORA (NA PARAPETIMA)

Skica/Slika [10],[16]:







**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

- Lom nastaje usled delovanja horizontalne sile u pravcu ravni zida;
- U parapetima koji vezuju zidna platna dolazi do promene dužine dijagonale i pojave pukotina;
- Moguća pojava pukotina ovog tipa kroz više spratova, češće na objektima na početku i kraju niza kuća, odnosno na delovima objekta uz upravne fasade;

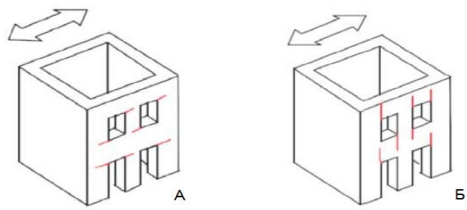
**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

- Nedovoljna površina preseka zamišljene pritisnute dijagonale da prihvati pritisak;
- Loše armirana nadvratna-nadprozorna greda, nepostojanje horzontalnih i/ili vertikalnih AB serklaža oko otvora;

- Nepostojanje AB horizontalnog serklaža na parapetu, objekta sa ravnim krovom.

## XII PUKOTINE NASTALE SAVIJANJEM (NA STUBU ILI PARAPETU)

Skica/Slika [10]:




**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

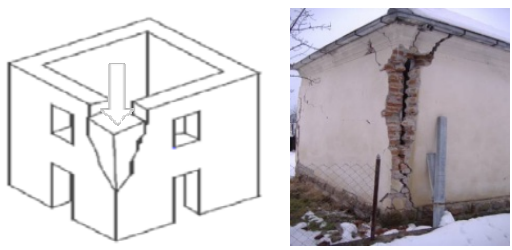
- Prilikom pomeranja dolazi do deformacije zidanog okvira sa malim nivoom duktilnosti i nastanka pukotina u zoni ugla otvora. Pukotine mogu biti horizontalne i vertikalne;
- Horizontalne pukotine nastaju kada se parapet ponaša kao kruto telo, pukotina nastaje na vertikalnom zidanom stubu. Vertikalne pukotine nastaju kada se stubovi ponašaju kao kruto telo, zglobovi se javljaju na parapetima;
- Pukotine na stubu ili parapetu zavise od odnosa visina i širina dela zida;

**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

- Različita krutost zidanih elemenata konstrukcije (vertikalnih stubova i parapeta);
- Loše izvedeni detalji otvora u zidovima, nedostatak nadvratnih-nadprozornih greda, AB serklaža, loš kvalitet vertikalnih zidanih stubova.

## XIII KLIZANJE ĆOŠKA ZIDA

Skica/Slika [10],[4]:



**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

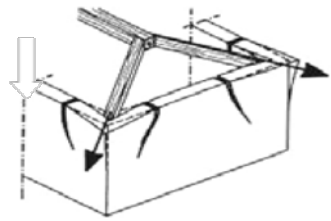
- Karakterističan lom za objekte koji osciluju torziono pri zemljotresu,
- Lom nastaje kada se spoje dijagonale pukotina na upravnim fasadnim zidovima;
- Pomeranje ćoška objekta usled rotacije unosi silu smicanja u ravan zida što dovodi do pojave pukotina i klizanja ćoška zida;

**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

- Nepravilne osnove i nepoklapanje centra mase i krutosti, dolazi do rotacije;
- Loša armatura ili nepostojanje horizontalnih serklaža po vrhu zida;
- Loša armatura ili nepostojanje vertiklanih serklaža na uglovima objekta.

**XIV VERTIKALNE PUKOTINE USLED NALEGANJA KROVNE KONSTRUKCIJE**

Skica/Slika [10]:



**Mehanizam loma i opis nastanka oštećenja:**

- Oslanjanja krovne konstrukcije na obodne zidove dovodi do loma zida u ravni zida;
- Krovna konstrukcija unosi silu zatezanja u zid, dolazi do pojave pukotina;
- U slučaju lošeg kvaliteta opeke i maltera može doći do izbijanja dela zida i kolapsa krovne konstrukcije;

**Potrebni uslovi nastanka oštećenja:**

- Nepostojanje krute tavanice, zatega ili horizontalnih serklaža;
- Povećanje težine krovne konstrukcije promenom pokrivača ili dodavanjem dodatnih elemenata na krovnu konstrukciju.

# 4 ZAKLJUČAK

U radu je dat osnovni pregled mogućih oštećenja na zidanim objektima usled dejstva zemljotresa i predložena je klasifikacija koja prati svetske trendove klasifikacije oštećenja zidanih objekata usled dejstva zemljotresa. Nastanak većine oštećenja leži u nepoštovanju sledećih principa: kompaktnost osnove i dovoljan broj zidova u oba pravca; postojanje serklaža, (horizontalni, vertikalni, kosi); spoj temelja i horizontalnih serklaža (za zidane temelje); ankerisanje ziđa (spoj vertikalnih serklaža i ziđa); pravilan spoj horizontalnih i vertikalnih serklaža, i drugo.

Primena znanja iz oblasti seizmičkog inženjerstva je neophodna, jer se time konstruišu, saniraju i grade objekti bolje seizmičke otpornosti, pa samim tim i umanjuje mogućnost ugrožavanja ljudskih života i pojave velikih oštećenja nakon zemljotresa, odnosno umanjuju se troškovi ulaganja u obnovu objekata nakon pojave zemljotresa.

Nažalost, postojanje velikog broja izgrađenih zidanih objekata, koji ne poseduju odgovarajuće elemente za obezbeđivanje duktilnosti, odnosno objekti koji su neadekvatno izgrađeni predstavlja veliki problem. Oni predstavljaju opasnost po ljude koji u njima žive i potencijal za velike materijalne štete za vreme zemljotresa. Potrebno je izvršiti procenu broja takvih objekata i dati određena rešenja za poboljšanje seizmičke otpornosti pomenutih objekata, kako bi se umanjile moguće štete usled zemljotresa.

**LITERATURA**


[1] Aničić, Fajfer, Petrović, Szavits-Nossan, Tomažević: *Zemljotresno inženjerstvo, visokogradnja* -; Građevinska knjiga, Beograd 1990;

[2] Salatić R., Marko Marinković.: *Tipovi oštećenja zidanih zgrada usled dejstva zemljotresa prema preporukama FEMA 306*, Inženjerska komora Srbije, permanentno usavršavanje, decembar 2013. godine.;

[3] Manić M., Bulajić B.: *Ponašanje zidanih zgrada u Kraljevačkom zemljotresu od 03. novembra 2010. godine – iskustva i pouke*, Izgradnja, Časopis Udruženja inženjera građevinarstva, geotehnike, arhitekture i urbanista „Izgradnja“, Godina LXVII, Broj 5-6, str. 89-97, Beograd, Republika Srbija;

[4] Manić M., Bulajić B.: *Zašto procena šteta na građevinskim objektima u Kraljevačkom regionu nije izvršena ni godinu dana nakon zemljotresa od 03.11.2010. godine?,* Izgradnja, Časopis Saveza građevinskih inženjera i tehničara Srbije, Saveza arhitekata Srbije, Društva za mehaniku tla i fundiranje Srbije, Udruženja urbanista Srbije, Godina LXVI, Broj 5-6, str. 269-308, Beograd, Republika Srbija;

[5] The Applied Technology Council.: *Repair of Earthquake Damaged Concretea and Masonry Wall Biuildings – FEMA308,* 1998;

[6] The Applied Technology Council*.: Evaluation Of Earthquake Damaged Concrete And Masonry Wall – FEMA306*, 1998;

[7] Službeni list SFRJ, br. 27/87: *Uputstvo o jedinstvenoj metodologiji za procenu šteta od elementarnih nepogoda,* 1987;

[8] European Seismological commission.: *European Macroseismic Scale 1998 - EMS98,* Luxemburg, 1998;

[9] Teddy Boen & Associates.: *Retrofitting Simple Buildings Damaged By Earthquakes, Second Edition,* January 2010;

[10] Università di Padova (Italy)/NIKER: *Inventory of earthquake-induced failure mechanisms related to construction types, structural elements, and materials,* April 2010, and *ANNEX 1 – DAMAGE ABACUS*, April 2010.;

[11] H. Kaplan i grupa autora *Structural damages of L'Aquila (Italy) earthquake*;

[12] Dinesh Bhudia Patel, Devraj Bhanderi Patel, Khimji Pindori.: *Repair and strengthening guide for earthquake damaged lowrise domestic buildings in Gujarat, India;*

[13] http://reidmiddleton.wordpress.com/2011/03/14/5/ (posećeno 22.08.2014.);

[14] http://www.petercox.com/cavitywallties.php (posećeno 23.08.2014.);

[15] http://mceer.buffalo.edu/publications/bulletin/10/24-02/03NewZealandQuake.asp (posećeno 22.08.2014.);

[16] http://www.acmetuckpointing.com/inspect.html (posećeno 23.08.2014.);

[17] http://www.cdm.me/drustvo/crna-gora/zemljotres-koji-je-izmijenio-crnogorsko primorje (posećeno 24.08.2014.);

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Nikola Gažo[1], Milan Bošnjaković[2]*

# PRORAČUN DEBLJINE BETONSKIH PODNIH PLOČA ARMIRANIH VLAKNIMA

***Rezime:***

U radu je prikazan savremeni način proračuna i dimenzionisanja betonskih podnih ploča armiranih vlaknima zasnovan na ostvarenoj izdržljivosti (žilavosti) kompozitnog materijala i primenom teorije linija loma. Poseban akcenat je dat na izbor vrste i tipa vlakana prema njihovoj funkciji, uz objašnjenje relevantnih parametara kojima se definiše mehaničko svojstvo betonskog kompozita. Izborom odgovarajućih vlakana može se značajno povećati izdržljivost i duktilnost betona, trajnost kao i otpornosti na habanje, udare i zamor. Primenom vlakana moguće je redukovati debljinu betonskog preseka i ubrzati izradu podnih ploča.

*Ključne reči: podne ploče, vlakna, mikroarmiranje, izdržljivost, žilavost, linije loma*

# THICKNESS DESIGN OF FIBER REINFORCED CONCRETE FLOOR SLABS

***Summary:***

The paper shows modern design of thickness design of fiber reinforced concrete floor slab based on achieved toughness of composite material and according yield line theory. Special note is made on choice of fiber type and class considering its function with explanation of relevant parameters which determine mechanical properties of concrete composite. Results of appropriate choice of fiber are significant increase of concrete ductility and toughness, durability and also abrasion, impact and fatigue resistance. Fiber application results with reduction of concrete slab thickness and speedup construction of floor slabs.

*Key words: floor slab, fiber, FRC, toughness, ductility, yield line theory*

[1] Dipl. građ. inž. MISP-IPA-EPTISA, Šumatovačka 3 Beograd, gazo.nikola@gmail.com
[2] Dipl. građ. inž. Institut za puteve, Kumodraška 257 Beograd, milan.bosnjakovic@highway.rs

# 1 UVOD

Betonske podne ploče su u konstruktivnom smislu krute konstrukcije na deformabilnoj podlozi, a primenjuju se kao završni podovi u industrijskim objektima i podzemnim garažama, kao i manipulativni platoi u logističkim i proizvodnim kompleksima. Razvojem tehnologije betona razvijala se i ideja mikroarmiranja, odnosno ojačanja krtog betonskog kompozita vlaknima ravnomerno raspoređenim u masi. Beton armiran vlaknima, na engleskom Fiber Reinforced Concrete (FRC), poboljšao je neke mehaničke karakteritike i otvorio novo poglavlje u inženjerskoj praksi, koje je relativno zanemareno u domaćoj praksi.

## 1.1 Tipovi betonskih podnih ploča

Betonske podne ploče se dele na sledeće tipove:

- Nearmirane betonske podne ploče sa dilatacijama,
- Armirano betonske podne ploče sa dilatacijama (armirane klasično ili vlaknima),
- Kontinualno armirano betonske podne ploče,
- Prednapregnute podne ploče.

Armatura u podnim pločama u količinama 0,1-0,4% zapremine, je u funkciji kontrolisanja prslina, odnosno njena uloga nije da spreči pojavu prslina niti da prihvati napone zatezanja od opterećenja. Podne ploče armirane sa više od 0,4% (0,5%) spadaju u kontinualno armirane ploče za koje je razvijen poseban način proračuna. Podne ploče armirane vlaknima spadaju u grupu armirano betonskih ploča sa dilatacijama uz napomenu da vlakna imaju značajan efekat u prihvatanju napona usled opterećenja, te utiču na redukciju debljine ploče. Metod proračuna debljine betonske podne ploče armirane vlaknima je prikazan u daljem tekstu.

# 2 VLAKNA

Vlakna predstavljaju mikro armaturu uniformno raspoređenu u betonskom kompozitu čije su mehaničke karakteristike značajno veće od samog betona, te kompozit betona i vlakana rezultuje poboljšanim mehaničkim karakteristikama. Vlakna klasifikujemo po više osnova: po materijalu, veličini, obliku i načinu ankerovanja. Prema materijalu od kojeg su proizvedena vlakna delimo na: čelična, polimerna (najlon, poliester, polipropilen i sl.), staklena, karbonska i prirodna (celuloza i slično). Prema svojoj veličini, a samim tim i ulozi u betonskom kompozitu, vlakna se dele na mikro i makro vlakna. U makro vlakna spadaju čelična vlakna i makro-propilenska vlakna koja su pandan čeličnim. Sva ostala vlakna spadaju u grupu mirko vlakana. U pogledu uticaja na mehaničke karakteristike betonskog kompozita makro vlakna utiču na:

- povećanje žilavosti, odnosno duktilnosti,
- povećanje otpornosti na udarno opterećenje,
- povećanje otpornosti na ciklično opterećenje (zamor),
- smanjenje propagacije prslina tokom eksploatacije;

dok mikro vlakna utiču na:

- smanjenje propagacije prslina tokom ranog termalnog skupljanja (očvršćavanja betona)
- povećanje otpornosti na abraziju
- povećanje otpornosti na udarno opterećenje
- povećanje otpornosti na mraz
- povećanje zaštite armature od korozije

Prilikom proračuna podnih ploča armiranih vlaknima, od značaja je uticaj makro vlakana na kompozit, uz napomenu da je primena mešavine makro i mikro vlakana pokazala dobre rezultate u praksi, bez ograničenja pojedinačnih svojstava svakog od tipova vlakana.

### 2.1 Merodavne mehaničke karakteristike vlakana

Makro vlakna su najčešće izrađena od visokovrednog čelika ili polipropilena specijalne strukture. Postoje razni oblici vlakana, od pravih do zakrivljenih, deformisanih i testerastih, dok oblik poprečnog preseka varira između kružnog, polukružnog i pravougaonog. Mehaničke karakteristike čeličnih i makro-sintetičkih vlakana su, redom, u sledećem opsegu:

| | čelična vlakna | makro-sintetička vlakna |
|---|---|---|
| zatezna čvrstoća | 950-1700 MPa | 350-700 MPa; |
| moduo elastičnosti | 200 GPa | 3.0-3.5 GPa; |
| specifična težina | 7.8 t/m3 | 0.9 t/m3; |
| prečnik | 0.25-1.2 mm | 10-50 μm; |
| dužina | 20-70mm | 40-50 mm. |



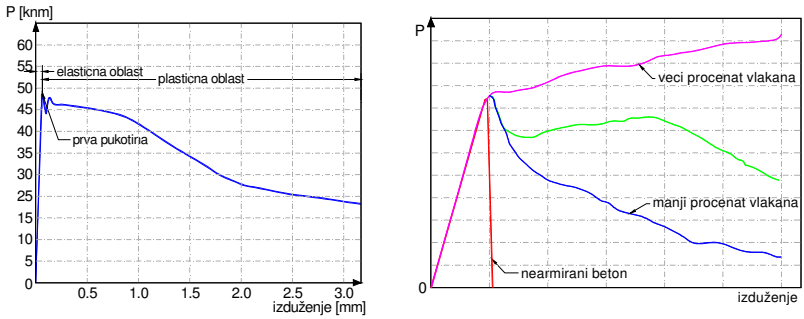

***Slika 1:*** *Različita geometrija čeličnih vlakana[1]*

Količina vlakana koja se dodaje betonskoj masi izražava se kao masa vlakana u jedinici zapremine betona, a dozaža je u opsegu 20-100 kg/m3 za čelična i 1.8-7.0 kg/m3 za makro-sintetička vlakna. Na osnovu karakteristike samih vlakana ne može se jednoznačno odrediti njihov krajnji uticaj na betonski kompozit. Najznačajnije poboljšanje betona armiranog vlaknima je povećanje njegove sposobnosti absorpcije energije i iskorišćenje zaostale-rezidualne nosivosti (*residual strength*) elementa, kroz plastične deformacije, odnosno povećanje izdržljivosti (eng. tougness ili ponekad ductility) pri savijanju kroz plastifikaciju materijala. Upravo je mera izdržljivosti merodavan parametar za izbor vlakana i dalji proračun.

### 2.2 Mera izdržljivosti (*toughness)*

*Izdržljivost, odnosno mera izdržljivosti* definisana je kao mogućnost kompozita da prihvati opterećenja i nakon pojave prve prsline u betonu. Pojavom prve prsline u betonu dolazi do aktivacije čeličnih vlakana koja imaju mogućnost preraspodele uticaja (energije) i naprezanja u elementu, zbog čega betoni armirani čeličnim vlaknima i nakon pojave prslina poseduju nosivost. Postojanje duktilnosti i žilavosti u kompozitu dovodi do rezidualnog kapaciteta na savijanje, koji je posledica plastičnog ponašanja materijala i može se iskoristiti za projektovanje konstrukcija s kontrolisanim deformacijama, kao što su ploče oslonjene na tlo i kolovozi. Proračun nosivosti konstrukcija armiranih čeličnim vlaknima, zasnovan je na principima teorije plastičnosti i sprovodi se na osnovu mere izdržljivosti, odnosno zaostale nosivosti.

Za sagledavanje fenomena žilavosti i plastičnog ponašanja koristimo određeni elasto-plastični model. Najčešće prikazivani dijagrami, za beton armiran čeličnim vlaknima, su dijagrami P-Δ, kao na Slici 2.

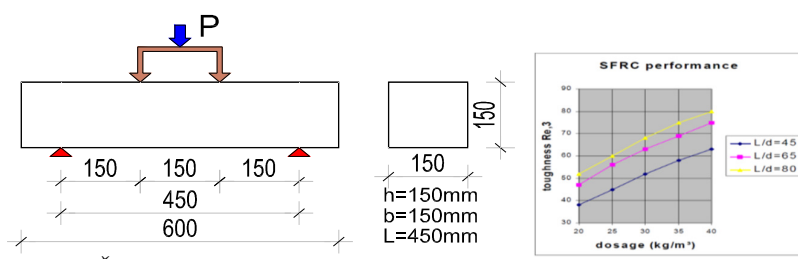



***Slika 2:*** *levo-Dijagram P-Δ (sila – deformacija) za fiber beton – oblasti [3];*
*desno-Dijagram P-Δ (sila – deformacija) za fiber beton – procenat armiranja[1]*

Na prikazanim dijagramima uočavamo deo dijagrama sa elastičnim ponašanjem, do pojave prve prsline u betonu i deo sa plastičnim ponašanjem. U zavisnosti od količine čeličnih vlakana, moguć je slučaj u kome dolazi do oslabljenja, ojačanja ili ponašanja materijala približno idealno elastično-plastičnom modelu. Kompoziti sa količinama čeličnih vlakana primenljivim u praksi su pretežno materijali sa oslabljenjem, što pokazuje jedna od krivih na Slici 2, desno.

Za određivanje mere izdržljivosti postoji nekoliko standarda i testova koji su zasnovani na principu potrošene energije, od trenutka nanošenja sile do dostizanja određene granične deformacije. Drugim rečima, mera izdržljivosti-žilavost se kvantifikuje površinom ispod P-Δ dijagrama, do unapred određene deformacije.

Sama žilavost, duktilnost konstrukcije zavisi od količine, oblika, sile kidanja, načina ankerovanja i odnosa prečnik/dužina čeličnih vlakana. Uzimajući u obzir broj karakteristika od kojih zavisi žilavost betona armiranog čeličnim vlaknima, neispravno je prilikom projektovanja i propisivanja sastava betona, vezati se samo za neke od pomenutih karakteristika, već je ispravno definisati krajnji efekat vlakana u kompozitu kroz meru izdržljivosti. Meru izdržljivosti dobijenu na način opisan u nekom od standarda, treba uzeti kao jedini relevantan parametar prilikom proračuna nosivosti konstrukcija od betona armiranog vlaknima. Na osnovu definisane mere izdržljivosti, budući izvođač može uporediti vlakna i njihovu dozažu različitih proizvođača i izabrati odgovarajuća. Proizvođači daju dijagrame i/ili tablice zavisnosti mere izdržljivosti i količine vlakana u mešavini, za razne tipove vlakana iz proizvodnog programa. Primeri dijagrama su prikazani na slici 3, desno.




***Slika 3:****levo-Šematski prikaz dispozicije testa za ASTM 1018 i JSCE – SF4 standard[5]*
*desno-Zavisnost mere žilavosti od oblika vlakana i količine[7]*

U daljem tekstu su ukratko opisana 2 osnovna standarda za određivanje žilavosti, dok se detaljniji opis može naći u [10]:

- Američki standrad „ASTM C 1018 - US standard“ [5]
- Japanski standard „JSCE – SF4 - Japanese standard“ [6]

Ispitivanja u okviru oba standarda se izvode na uzorcima dimenzija 15x15x60cm, statičkog sistema proste grede, raspona 45cm, opterećenim jednom silom u trećinama raspona. Merenje ugiba se vrši na sredini raspona. Šematski prikaz dat je na slici 3, levo.

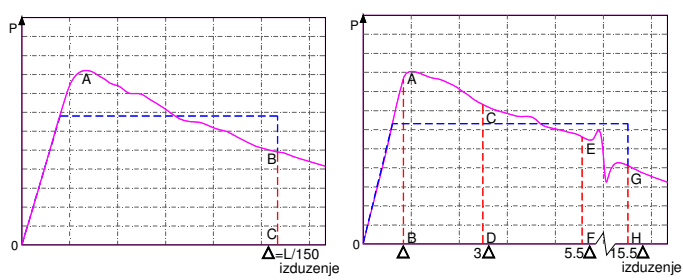
*ASTM C 1018 - US standard* uvodi “Indeks izdržljivosti” $I_x$ (*toughness index)* kao prvu referentnu vrednost i definiše je kao odnos absorbovane energije do određene deformacije i energije potrebne za pojavu prve prsline. Standardom predefinisani indeksi izdržljivosti su: $I_5$, $I_{10}$, $I_{30}$, koji se proračunavaju za deformacije od 3Δ; 5,5Δ; 15,5Δ, respektivno, gde je Δ-deformacija prilikom pojave prve prsline. Šematski prikazano za $I_{30}$ to je odnos površina OAGH/OAB sa dijagrama prikazanih na slici 4, desno

Kao drugu referentnu vrednost standard uvodi “odnos izdržljivosti” $R_{a,b}$ (*toughness ratio)*, odnosno faktor rezidulane čvrstoće. Faktor rezidualne čvrstoće se definiše kao odnos razlike indeksa žilavosti za dve prethodno definisane vrednosti deformacije za stvarni materijal i idealno elastoplastični materijal, izražen u procentima. Faktor rezidualne čvrstoće za opseg deformacije od 5.5Δ do 15.5Δ odnosno za indekse izdržljivosti $I_{10}$ i $I_{30}$, definiše se kao:

$$R_{10,30} = 100\,\frac{I30-I10}{30-10}$$

Parametar $R_{10,30}$ može se koristiti kao vrednost mere izdržljivosti za proračun konstruktivnih elemenata armiranih čeličnim vlaknima.

*JSCE-SF4 - Japanese standard* nastoji da definiše vrednosti dozvoljenih naprezanja za određene deformacije, na osnovu dijagrama P-Δ. Prva referentna vrednost data standardom je “Moduo kidanja” $f_u$ (*modulus of rupture-MOR)*, i predstavlja stvarnu otpornost na savijanje. Moduo kidanja je napon dobijen za stvarnu graničnu silu $P_u$[3] i geometrijske karakteristike grede prema standardu. Druga referentna vrednost data standardom je “Ekvivalentna čvrstoća na savijanje” $f_{e,\Delta}$ koja predstavlja kvantifikaciju izdržljivosti, koja zavisi od površina ispod dijagrama P-Δ od početka nanošenja opterećenja do prethodno definisane deformacije Δ (površina OABC, slika 4 levo), prethodno definisane deformacije Δ i geometrijskih karakteristika elementa na kome se vrši merenje.




***Slika 4:****Dijagram P-Δ (sila – deformacija) za JSCE – SF4 (levo); ASTM 1018 (desno)[1]*

[3] Pu – sila u trenutku pojave prve prsline

Ekvivalentnu čvrstoću na savijanje dobijenu osrednjavanjem površine ispod P-Δ dijagrama možemo posmatrati kao zamenjujuću silu pri kojoj dolazi do pojave plastičnih deformacija kod idealno elasto-plastičnog modela.

Za vrednost mere izdržljivosti $R_{e,\Delta}$, usvaja se odnos ekvivalentne čvrstoće na savijanje i karakteristične čvrstoće betona na zatezanje dobijene savijanjem bez čeličnih vlakana izražene u procentima. Vrednosti koje se koriste pri projektovanju su $f_{e,3}$, odnosno $R_{e,3}$ i definišu se kao vrednosti za konačnu deformaciju od 3mm, odnosno L/150.

Oba standarda principijalno teže određivanju referentne vrednosti mere žilavosti ($R_{10,30}$; $R_{e,3}$) koja bi se koristila prilikom proračuna nosivosti betonskih elemenata armiranih čeličnim vlaknima. Pristup određivanja parametra u standardu ASTM C1018 zavisi od preciznosti merenja deformacije nastanka prve prsline, što je podložno grešci. Pored navedenog, priraštaj deformacije od Δ do 3Δ je jako brz, pa je dijagram u tom području nejasan, odnosno nepraktičan za upotrebu.

Parametri dobijeni procedurama iz standarda ASTM C1018 su pogodniji za primenu prilikom projektovanja gde je širina prslina kriterijum za proračun, dok se parametri dobijeni iz standarda JSCE-SF4 u praksi više koriste za proračune konstrukcija sa velikim pomeranjima i potrebom za absorbovanjem energije udara (udarna i ciklična opterećenja). Vrednosti $R_{e,3}$ i $f_{e,3}$ prema JSCE-SF4 ne zavise od preciznosti merenja deformacije prilikom pojave prve prsline u betonu, pa se smatraju pouzdanijim od vrednosti $R_{10,30}$ i $f_{10,30}$ prema ASTM C1018.

## 3 DIMENZIONISANJE PODNIH PLOČA

Betonske podne ploče su teorijski gledano, krute ploče oslonjene na deformabilnu podlogu. Pri projektovanju podnih ploča sledeći elementi moraju biti analizirani i definisani:

- Podloga ploče (samoniklo tlo, sa ili bez nasipa i poboljšanja)
- debljina podne ploče koja je u funkciji krutosti podloge, usvojene materijalizacije (betona i vlakana), rasporeda dilatacija, mehanizma prenosa opterećenja (veze) između dilatiranih ploča i predviđenog opterećenja (intenzitet i tip opterećenja);
- Dispozicija dilatacija koja obuhvata definsanje rasporeda i vrste radnih i trajnih dilatacija;
- Mehanizam prenosa uticaja kroz dilatacije na spoju susednih ploča
- obrada završne betonske površine prema kriterijumima trajnosti i otpornosti na hemijske uticaje, temperature, abraziju i klizanje prema zahtevima tehnološkog procesa

Modul reakcije podloge (k) je osnovni parametar za proračun podne ploče. Značaj podloge pri projektovanju podnih ploča prevazilazi okvire ovog rada te neće biti dalje razmatran.

Dispozicija dilatacija neposredno utiče na dimenzionisanje ploče i na ponašanje ploče u eksploataciji u pogledu rizika od nastanka i propagacije prslina. Uticaj raznovrsnosti i rasporeda dilatacija na ploču je izvan okvira rada, pa se za postupak proračuna debljine ploče pretpostavlja da je dispozicija dilatacija usvojena, te su dilatirane ploče dužine L i širine B.

Prema mehanizmu prenosa operećenja, dilatacije mogu biti: slobodne bez prenosa opterećnja, uklještene agregatom ili moždanicima i kontinualno armirane. Podne ploče sa vlaknima imaju kontrakcione dilatacije koje dopuštaju pomeranja ploča upravno na spojnice, a mogu obezbediti prenos opterećenja, s tim da je proračun moždanika van okvira ovog rada.

### 3.1 Opterećenje podne ploče

Podne ploče su najčešće opterećene: točkom viljuškara ili kamiona, nogarima paletnih skladišta, postoljima i nogarima opreme, stubovima i zidovima konstrukcija galerija, platformi i slično, a najređe površinskim opterećenjem od rasutih materijala i opreme. Navedena opterećenja mogu biti dinamičkog i statičkog karaktera, stalna ili povremena, a tipa koncentrisane sile, linijskog ili površinskog opterećenja. Dispozicija opterećenja može obuhvatiti više navedenih opterećenja koja mogu biti na relativno malim međusobnim rastojanjima.

Potrebno je razmatrati i uticaje temperaturne razlike ($\Delta T$) koja predstavlja razliku u temperaturi gornje i donje ivice ploče, uzrokovane temperaturom vazduha, dejstvom sunca, vetra i vlage. U konkretnim slučajevima temperaturna razlika dovodi do krivljenja dilatacionih ploča i odizanja od podloge što može imati značjan efekat u naponskom stanju u preseku ploče.

Skupljanje betona, nastalo u procesu hidratacije cementa, rezultuje trajnom akumulacijom napona čiji je efekat dugoročan i konstantan u betonskim konstrukcijama, a analizira se prema poznatim metoda. S obzirom na osetljivost betona na napone zatezanja, navedeni efekat je potrebno uzeti u razmatranje pri analizi podne ploče.

U praksi najznačajniju ulogu pri dimenzionisanju podnih ploča imaju koncentrisane sile nastale od točkova vozila ili nogara opreme. S druge strane, u veoma malom broju slučajeva se može smatrati da je realno opterećenje površinski raspodeljeno, a i tada nije na celoj površini. Iz navedenog razloga u daljem tekstu razmatrano je opterećenje u vidu koncentrisane sile.

### 3.2 Primena teorija linija loma i elastičnog poluprostora na proračun podne ploče

Prema teoriji linija loma, presek u kome je dostignut granični mement savijanja, se plastifikuje i dolazi do preraspodele opterećenja na novonastali statički sistem. U slučaju koncentrisane sile na relativno velikoj ploči na tlu, dolazi do razvoja radijalnih prslina sa donje strane ploče izazvanih crpljenjem nosivosti od strane pozitivnog tangencijalnog momenta. Sa daljim povećanjem opterećenja, pozitivni momenti se ne povećavaju, već se putem preraspodele povećava negativni perimetarski moment na nekom rastojanju. Prslina u gornjoj zoni se javlja po dostizanju granične nosivosti negativnog momenta (slika 5 levo).

Primenom rešenja iz teorije linija loma, zanemarujući učešće nosivosti elastične podloge, dobija se granična sila loma ($P_u$):

$$P_u = 2\pi(M_p + M_n)$$

gde je: $M_p$ – granični pozitivni moment (sa donje strane)
Mu – granični negativni moment (sa gornje strane)

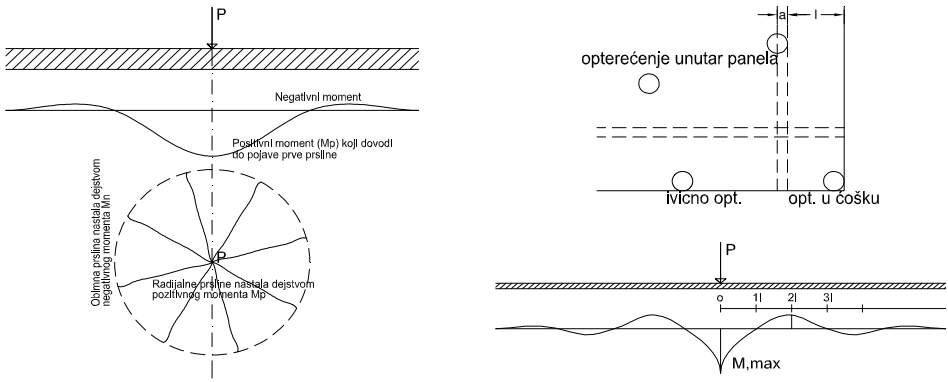
U svojoj teoriji ploča oslonjenih na elastičan poluprostor, *Westergaard* je uveo pojam poluprečnika relativne krutosti sistema ploče i podloge ($l$)

$$l = \left(\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}\right)^{0.25}$$

gde je: $E$ – moduo elastičnosti betona [GPa]
$\nu$ – Poasonov koeficijent betona
$h$ – debljina ploče [m]
$k$ – moduo reakcije podloge [kN/m3]

Fizičko značenje relativne krutosti sistema predstavlja distance pikova momenata savijanja u ploči usled dejstva vertikalne koncentrisane sile, i to tako da je pozitivan moment maksimalan ispod same sile, te menja znak na rastojanju $l$, pa doseže maksimalnu negativnu

vrednost na rastojanju *2l* i postaje beznačajan na rastojanju *3l* od sile. Posledica opisane raspodele je da susedna koncentrisna sila povećava pozitivan moment ako je na rastojanju manjem od *l*, blago smanjuje pozitivan moment ako je na rastojanju od *1l* do *3l,* a nema značajan efekat ako je na rastojanju većem od *3l.* Smatra se da susedne sile na rastojanju većem od *l* ne utiču na napone od osnovne sile (slika 5 desno dole).




***Slika 5:****levo-Razvoj prslina u podnoj ploči; desno gore-Definicija položaja opterećenja; desno dole-Fiziko značenje relativne krutosti sistema (l) [2]*

### 3.3 Dimenzionisanje debljine podne ploče

*Mayerhof* i kasnije *Losberg* primenili su rešenja teorije linije loma i elastične podloge na proračune podnih ploča, uvažavajući sledeće kriterijume:

1. Pozitivni naponi u donjoj zoni ploče dostižu granične vrednosti do pojave prve prsline i plastifikacije preseka u cilju punog iskorišćenja izdržljivosti betona armiranog vlaknima
2. Negativni naponi u gornjoj zoni ne smeju preći naponsku granicu nearmiranog betona kako se ne bi stvorili uslovi za formiranje prslina na površini podne ploče

Za dejstvo sile P, razlikujemo tri osnovna položaja opterećenja u odnosu na dilatiranu ploču, i to: unutar ploče, na ivici ploče i na uglu ploče (slika 5 desno gore). Rešenja za proračun granične sile primenom opisanih teorija:

- za pojedinačnu silu u sredini ploče

$$P_u = 2\pi (M_p + M_n)$$

- za pojedinačnu silu na ivici ploče

$$P_u = \frac{\pi}{2}(M_p + M_n) + 2M_n$$

- za pojedinačnu silu na uglu ploče

$$P_u = 2M_n$$

- za dvostruku silu u sredini ploče

$$P_u = (2\pi + 1.8\frac{x}{l})(M_p + M_n)$$

- za četvorostruku silu u sredini ploče

$$P_u = (2\pi + 1.8\frac{x+y}{l})(M_p + M_n)$$

gde je: $P_u$ – granično opterećenje od koncentrisane sile (nosivost ploče)

$M_p$ – granični pozitivni moment (sa donje strane)
$M_u$ – granični negativni moment (sa gornje strane)
x i y – rastojanja susednih sila u X i Y pravcu

Granične vrednosti nosivosti pozitivnog i negativnog momenta savijanja:

$$M_p = \frac{f_{ctk,fl}}{\gamma_c} R_{e,3} \frac{h^2}{6}$$

$$M_p = \frac{f_{ctk,fl}}{\gamma_c} * \frac{h^2}{6}$$

gde je: h – ukupna debljina betonske ploče
Re,3 - mera izdržljivosti (dobijena po Japanskom standardu)
$f_{ctk,fl}$ – čvrstoća na savijanje nearmiranog betona (po standardu za beton)
$\Upsilon_c$ – parcijalni faktor sigurnosti za beton

Minimalna vrednost mere izdržljivosti koja omogućava plastično ponašanje i primenu opisanog proračuna je $R_e$ = 0,30 (projektovana vlakna moraju ispuniti ovaj uslov inače se smatra da je beton nearmiran).

Proračun potrebne debljine podne ploče sprovodi se iterativno, tako što se usvoji klasa betona i mera izdržljivosti betona armiranog vlaknima, a pretpostavi debljina ploče, pri čemu je prethodno već usvojena dispozicija spojnica i određena nosivost podloge. Za tako definisane parametre sprovodi se proračun granične sile koja se upoređuje sa opterećenjem uvećanim sa odgovarajućim faktorom sigurnosti. U zavisnosti od dobijenog razultata postupak se ponavlja varijacijom nekog od parametara (debljine ploče i mere izdržljivosti ili dispozicije spojnica).

$$P_{u,\min} > P * \gamma_q$$

gde je: $P_{u,min}$ – minimalno granično opterećenje prema svim graničnim uslovima
P – merodavno opterećenje
$\Upsilon_q$ ili $\Upsilon_G$ – odgovrajaći parcijalni faktor sigurnosti za opterećenje

Navedni postupak dimenzionisanja podnih ploča zasnovan je na teoriji linija loma i primenjuje parcijalne faktore sigurnosti u skladu sa važećim pravilima *Evrokodova* (*EC1&2*):

- za materijal (granično stanje nosivosti): beton (neariman i mikro armiran) $\Upsilon_c$ = 1,50
- za materijal (granično stanje nosivosti): armatura (klase B500) $\Upsilon_r$ = 1,15
- za opterećenje (granično stanje nosivosti): stalno $\Upsilon_G$ = 1,35
- za opterećenje (granično stanje nosivosti): promenljivo statičko $\Upsilon_{Q,s}$ = 1,50
- za opterećenje (granično stanje nosivosti): promenljivo dinamičko $\Upsilon_{Q,d}$ = 1,60

Parcijalni koeficijenti sigurnosti za materijale i opterećenja, pri proračunu graničnih stanja upotrebljivosti su 1,00. Za konkretan slučaj potrebno je razmotriti i uticaj koeficijenta dugoročnog skupljanja betona ($\alpha_{ct}$) prema odredbama *EC2* i nacionalnih aneksa i po potrebi ga primeniti u proračunu.

### 3.4 Napon od skupljanja

Podne ploče projektuju se sa kontrakcionim dilatacijama u kojima nije sprečeno pomeranje od skupljanja u pravcu upravnom na dilataciju. Pomeranju od skupljanja se suprotstavlja trenje ploče o podlogu usled sopstvene težine, te se javljaju naponi zatezanja:

$$\sigma_s = \frac{\rho_b L \mu}{2}$$

gde je: $\sigma_s$ – napon skupljanja u sredini ploče

$\rho_b$ – zapreminska težina betona
L – dužina dilatacionog panela
$\mu$ – koeficijent trenja betonskog kolovoza o podlogu koji je u rasponu 0,6-3,0

Ovako dobijen akumulirani napon od skupljanja treba uvesti u proračun podne ploče kao umanjenje graničnih momenata savijanja. Alternativno, može se primeniti uprošćen postupak putem redukcije dozvoljenog napona savijanja betona, koji treba umanjiti za 1,5 MPa.

## 4 ZAKLJUČAK

Od izuzetnog je značaja, prilikom projektovanja, definisati pun i precizan spektar opterećenja kako bi proračun bio tačniji, a rezultat ekonomičniji. Prilikom proračuna i propisivanja količine i tipa vlakana za armiranje, potrebno je proračun vezati za meru izdržljivosti, koja je po mišljenu autora ključni parametar, kako bi jednoznačno bio određen merodavan kvalitet betona armiranog čeličnim vlaknima. Realnost u domaćoj praksi je da se dozaža vlakana usvaja bez ikakvog proračuna, obrazloženja ili osvrta na tip i potrebne karakterisitke vlakana, što je neprecizno i neopravdano.

Autori smatraju da je potrebno uvesti regulativu u ovu oblast građevinskih konstrukcija, usvajanjem određenog inostranog propisa ili formiranjem novog, kako bi se uredila oblast projektovanja i izvođenja podnih ploča, kao i način testiranja i specificiranja vlakana i njihovog uticaja na izdržljivost betona. Uključivanje šire stručne javnosti i regulisanje ove oblasti bi doprinelo kvalitetu i održivosti projekata podnih ploča, koje zauzimaju značajno mesto u industrijskim objektima.

**LITERATURA**


[1] James I. Daniel, Vellore S. Gopalaratnam and others Reported by ACI Committee 544 - *State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete Design*, 1996

[2] *Concrete industrial floor - a guide to design and construction, Technical report no. 34* third edition, Concrete society, 2003

[3] Frank Papworth, Royce Ratcliffe, Peter Norton, *Design of steel fiber reinforced concrete slabs on ground and shotcrete linings* http://www.concreteflooring.co.za/files/content/docs/norfibre_paper.pdf (april 2014)

[4] Patrick Greer, *Fiber reinforced concrete*, http://www.foundationperformance.org/pastpresentations/Greer_FPAPresSlides-13June12.pdf (april 2014)

[5] ASTM 1018 standard

[6] JSCE-SF4 standard

[7] Luc Lemoyne, *Steel fibers reinforced concrete for slabs on ground: from knowledge to application*, 2nd Material Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering Montréal, Québec, Canada, June 5-8, 2002

[8] A.M.Ionnaides, M.R.Tompson and E.J.Barenberg, *Westergaard solutions reconsidered*, Transportation research record 1043, p 13-23

[9] Frank Papworth, *Use of Steel Fibres In Concrete*, Presented at The Concrete Institute of Australia, NSW Branch, 1997

[10] Nikola Gažo i Milan Bošnjaković, *Proračun debljine betonskih kolovoznih konstrukcija armiranih vlaknima,* Prvi srpski kongres o putevima Beograd 2014

[11] Aleksandar Cvetanović, Borivoje Banić, *Klovozne konstrukcije*, Akademska misao

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Vladan Vraneš*[1]

# KONCEPT ''SIGURNE KUĆE'' OD RECIKLIRANE PET (POLIETILEN-TERAFTALAT) PLASTIKE

***Rezime:***

Problem sve veće količine PET ambalažnog otpada, povećanje broja legalnih i nelegalnih deponija, zagađenje životne sredine, reciklaža plastike. PET (polietilen-teraftalat) plastika: hemijski sastav, mehaničke karakteristike, prednosti i mane materijala. Poboljšanje mehaničkih karakteristika dodavanjem aditiva i punilaca. Koncept ''Sigurne kuće'' od reciklirane PET plastike uz dodatak staklenih vlakana, praktična primena materijala. Modeliranje karakteristika PET plastike u SAP FEM softverskom paketu. Zanimljivi primeri primene reciklirane plastike u svetskom građevinarstvu. Smernice budućih istraživanja iz ove oblasti. Zaključak.

*Ključne reči: reciklaža, PET plastika, staklena vlakna, ''Sigurne kuće''*

# ''SAFETY HOUSE'' CONCEPT MADE OUT OF RECYCLED PET (POLYETHYLENE-TEREPHTHALATE) PLASTICS

***Summary:***

Problems with increasing amount of PET packing waste, increasing number of legal and illegal dumpsites, environment pollution, recycling of plastic materials. PET (polyethylene–terephthalate), chemical composition, mechanical properties, pros and cons for material usage. Improvement of mechanical properties by including additives and fillers. "Safety house" concept made out of recycled PET plastics with addition of glass fibers, application of material. Modeling of PET material properties in SAP FEM software package. Examples of application of PET material worldwide. Guidelines for the future researches in this field. Conclusion.

*Key words: recycling, PET plastics, fiber glass, ''Safety house'*

[1] Msc.inž.grad., DNEC d.o.o, Bulevar Mihajla Pupina 115vBeograd, vladan.vranes@gmail.com

# 1 DEPONIJE PLASTIČNOG OTPADA, ZAGAĐENJE ŽIVOTNE SREDINE, RECIKLAŽA PLASTIKE

Popularnost i ekspanzija upotrebe PET ambalaže za čuvanje i konzumaciju gaziranih, negaziranih, alkoholnih i bezalkoholnih napitaka u svetu, nije zaobišla ni našu zemlju. Produkovana količina PET ambalažnog otpada na deponijama Srbije (Slika 1), prema podacima Agencije za zastitu životne sredine za 2008.godinu je iznosila 88000t. Za proteklih šest godina količina PET otpada se značajno uvećala. Kada se u obzir uzme podatak da najrazvijenije Evropske zemlje recikliraju od 30 do 40% plastičnog otpada, a da je procenat reciklaže plastičnog otpada u Srbiji znatno manji u poređenju sa razvijenim zemljama, dolazi se do zaključka da na deponijama naše zemlje postoje velike količine vrednog materijala, koji bi trebalo iskoristiti na pametan način.

Prema podacima Klaus Šmita vođe projekta Impact, Upravljanje otpadom i otpadnim vodama u opštinama Srbije, postoji samo sedam deponija na kojima se odlaže otpad prema Evropskim standardima, a 3500 divljih deponija koje pretstavljaju rizik za životnu sredinu i zdravlje ljudi. Štetne hemikalije iz plastike (heksanon, oktan, nonan, benzen, toulen…) veoma nepovoljno utiču na zagađenje životne sredine, vode, zemljišta, biljnog i životinjskog sveta, atmosfere i ljudi. Sa navedenim štetnim posledicama i merama predupređenja istih se bavi čitav niz udruženja, organizacija, komiteta i drugih specijalista iz oblasti zaštite životne sredine širom sveta.

Za samorazlaganje jedne PET boce u prirodi je potrebno od 100 do 1000 godina, što navodi na nužnu potrebu za povećanjem reciklaže PET plastike i smanjenje količina PET otpada na deponijama naše zemlje. Takođe, treba napomenuti da moderni Evropski trendovi na insistiranje i veliki pritisak Udruženja proizvođača plastike i Evropske agencije za zaštitu životne sredine teže da se u periodu do 2020.godine donesu zakoni o zabrani odlaganja plastičnog otpada na deponijama sa uvođenjem Šengena za plastični otpad. Ideja o ''Sigurnim kućama'' od reciklirane PET plastike, koja će biti u daljem tekstu detaljnije razrađena, trebalo bi da posluži kao model kako iskoristiti rezerve ''dragocenog'' materijala i uz primenu postojećih znanja i tehnologija dobiti finalni proizvod, kuću od reciklirane PET plastike.



*Slika 1 – Deponije PET otpada Srbija*

Reciklaža PET plastike je veoma složen proces u koji se ne treba upuštati bez sveobuhvatnog znanja o PET plastici kao materijalu i postupku prerade PET ambalaže. Proces reciklaže otpočinje na deponijama gde sakupljači odvajaju plastični ambalažni otpad, koji odlazi na baliranje. Bale se transportuju do fabrika za reciklažu gde se rasturaju i flaše se separišu-sortiraju po boji i materijalu. Preko trake se vode na mlin za mlevenje i pranje, čiji kapacitet mora biti veći od kapaciteta mašine za pranje minimum 30% kao mera sigurnosti. Mlevenje je veoma važna faza, jer u fazi mlevenja isečcima se odstrani oko 20% različitih nečistoća. Nakon mlevenja isečci transportnim trakama odlaze na fazu prvog pranja, gde se odstranjuje papir i

površinske nečistoće mehanički prikačene na isečke. Sledeća faza je flotacija, gde se iz PET isečaka izdvajaju poliolefini i nečistoće koje su po specifičnoj težini lakše od PET plastike. U nastavku se hemijskim postupkom sa isečaka odstranjuje lepak, masnoće i sve nečistoće koje se hemijskim putem mogu rastvoriti primenom različitih deterdženata. Isečci se zatim ispiraju, suše i separišu. Regeneracija PET isečaka je krajnja faza prerade PET flaša pre upotrebe PET regenerata. Termičkom obradom u ekstruderu dolazi do ponovnog uspostavljanja polimernih lanaca u materijalu, homogenizacije materijala, uniformnosti u kvalitetu PET regenerata i konačno dobijaju se PET granule kao krajnji proizvod reciklaže. Iz PET granula se kasnije pristupa izradi proizvoda za različite namene. Savremeno postrojenje za reciklažu plastike je prikazano na Slici 2.

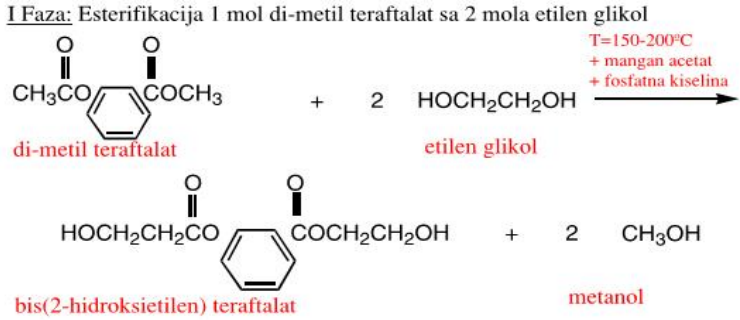
Konkretno, u ovom radu je ideja da se reciklirani PET uz dodatak staklenih vlakana kao punilaca i neophodnih aditiva kao topla smeša iz ekstrudera izlivala u kalupe oblika stubova, greda, ploča, panela i drugih konstruktivnih elemenata. Hlađenjem, dobijeni konstruktivni elementi iz kalupa bi se sklapali u konstruktivne delove ''Sigurne kuće'' pogodne za transport i laku montažu.



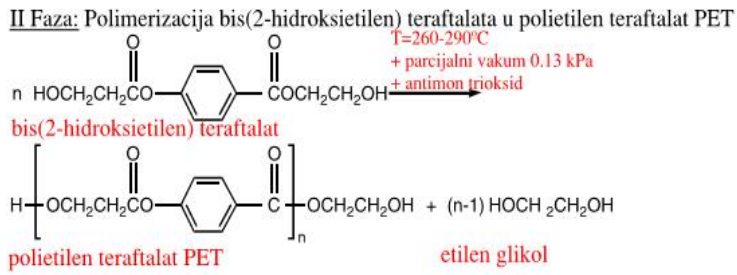
*Slika 2 – Savremeno postrojenje za reciklažu PET plastike*

## 2 PET (POLIETILEN-TERAFTALAT) HEMIJSKA FORMULACIJA, MEHANIČKE KARAKTERISTIKE, PREDNOSTI I MANE MATERIJALA

Polietilen-teraftalat PET, je takođe poznat kao polioksietilen-oksiteraftalon, dobija se u dva koraka (dve faze). Prva faza (Slika 3) pretstavlja fazu esterifikacije sinteze dimetil-teraftalata i etilen-glikola pod temperaturnim uslovima od T=150-200ºC i prisustva mangan-acetate kao katalizatora pri čemu nastaje bis-(2-hidroksietilen)-teraftalat i metanol. Nakon dobijanja bis-(2-hidroksietilen)-teraftalat iz prve faze esterifikacije, ulazi se u drugu fazu (Slika 4) polimerizacije bis-(2-hidroksietilen)-teraftalat u polietilen-teraftalat PET kao primarnog jedinjenjenja polimerizacije i etilen-glikola kao sekundarnog jedinjenja. Druga faza polimerizacija se sprovodi pri nešto većim temperaturama od T=260-290ºC u uslovima parcijalnog vakuma od 0.13kPa i antimon-trioksida kao katalizatora.




*Slika 3 – I faza: Esterifikacija dimetil-teraftalata i etilen glikola (preuzeto iz literature [1])*




*Slika 4 – II faza: Polimerizacija bis-(2-hidroksietilen) teraftalata u polietilen teraftalat PET (preuzeto iz literature [1])*

Mehaničke karakteristike PET plastike, tačka topljenja i specifična težina prema literaturi [1] i [2], u izvornom obliku, bez dodatnih aditiva i punilaca, su prikazane u Tabeli 1.

***Tabela 1 – Mehaničke karakteristike PET plastike u izvornom obliku***

| Mehaničke karakteristike PET plastike | Vrednosti |
|---|---|
| Ultimativna čvrstoća na zatezanje fu, MPa | 48-72 |
| Ultimativna čvrstoća na pritisak fc, MPa | ~80 |
| Modul elastičnosti E, GPa | 2.76-4.14 |
| Ultimativna elongacija Ɛ, % | 30-300 |
| Tačka topljenja Tm, ºC | 212-265 |
| Specifična težina, kN/m³ | 12.9-14 |
| Poasonov koeficijent ν, - | 0.3 |
| Koeficijent termičkog širenja αt, $10^{-5}$1/ºC | 3.9-9.7 |
| Udarna žilavost, čekić 4J, kJ/m² | 89.7 |
| Udarna žilavost, čekić 0.54J, kJ/m² | 21.6 |

Prikazane vrednosti mehaničkih karakteristika PET plastike u Tabeli 1 su veoma nepovoljne za primenu u građevinskim konstrukcijama. Moduli elastičnosti se kreću od 2.76 do 4.14 Gpa, veoma su niski 3-4 puta manji od modula elastičnosti drveta. Niske vrednosti modula elastičnosti PET plastike u izvornom obliku govore da se radi o veoma krtom materijalu, koji se izrazito loše

ponaša pri savijanju, pri udarnom opterećenju, pri ekscentričnom pritisku, pri skupljanju usled hlađenja plastike i drugim lošim faktorima koje uzrokuju niski moduli elastičnosti. Čvrstoća na zatezanje se kreće u granicama između 48-72Mpa, nešto niža od čvrstoće na zatezanje drveta klase II, takođe bitno je napomenuti da vrednosti čvrstoće na zatezanje značajno opadaju pri izloženosti temperaturama većim od 70ºC. Čvrstoća na pritisak iznosi 80Mpa. Tačka topljenja PET plastike u izvornom obliku se kreće u granicama između 212-265ºC. U poređenju sa drugim materijalima vrednosti tačke topljenja PET plastike su veoma niske, tako da ovoj osobini materijala treba posvetiti punu pažnju prilikom primene materijala u građevinarstvu. Specifična težina PET plastike se kreće u granicamaod 12 do 15kN/m³, što je čini znatno lakšim materijalom od čelika i betona. Navedene mehaničke karakteristike, kao i druge nepovoljne osobine PET plastike kao materijala se u velikoj meri mogu popraviti primenom odgovarajućih aditiva i punilaca.

Aditivi i njihove osobine koje doprinose poboljšanju karakteristika plastike su:
- plastifikatori– čine polimer fleksibilnijim,
- lubrikanti – čine polimer viskoznijim,
- anti-aging – usporavaju starenje polimera,
- koloranti – očuvaju boje na suncu,
- flame-retardants (usporivači plamena) mogu da deluju na četiri načina i to:
  - hemijski ometaju prostiranje plamena,
  - reaguju ili se razlažu da apsorbuju toplotu,
  - formiraju protivpožarne obloge na polimeru,
  - proizvode gasove koji smanjuju snadbevanje vazduhom,
- UV zaštitnici – smanjuju razgradnju polimera pod dejstvom UV zračenja sunca,
- penušavi agensi – prave penu i ćelijastu strukturu unutar polimera.

Punioci su čvrsti aditivi koji se ugrađuju u plastične mase. Podeljeni su u dve grupe: inertni punioci i punioci za ojačanje. Inertni punioci smanjuju troškove proizvodnje plastičnih jedinjenja, dok se punioci za ojačanje Tabela 2 iz literatura [1] dodaju kako bi poboljšali mehaničke karakteristike plastike. Postoje dva mehanizma rada punilaca za ojačanje: prvi kod koga se formira hemijska veza punilac-polimera i drugi čija zapremina koju zauzimaju u polimeru utiče na poboljšanje mehaničkih karakteristika polimera.

***Tabela 2 – Vrste punilaca za ojačanje termoplastike***

| **Vrste punilaca za ojačanje termo plastike** | | |
|---|---|---|
| **Sferični** | **Lamelarni** | **Vlaknasti** |
| kvarcni pesak | liskuni | staklena vlakna |
| silicijum | talk | azbest |
| staklene sfere | grafit | volastonit |
| kalcijum karbonat | kaolin | karbonska vlakna |
| crni karbon | | celuloza |
| oksidi metala | | |

Poboljšanje mehaničkih karakteristika termoplastika primenom punilaca može se vidjeti na primeru Tabele 3 iz literature [1] gde se prikazuje poređenje mehaničkih karakteristika izvorne PET plastike i PET plastike sa dodatkom 30% staklenih vlakana kao punioca za ojačanje

polimera. Razlika u mehaničkim karakteristikama je veoma očigledna. Mehaničke karakteristike PET plastike sa 30% staklenih vlakana praktično odgovaraju mehaničkim karakteristikama drveta I klase. Ako se u razmatranje poboljšanja mehaničkih karakteristika iskoriste rezultati iz naučnog rada ''Ispitivanje mehaničkih osobina polivinil-hlorida sa dodatkom modifikovanog kalcita kao punioca'' literatura [3], u tom slučaju, ako bi PET plastici sa 30% staklenih vlakana dodali kalcit, očekivalo bi se poboljšanje mehaničkih karakteristika prikazanih u Tabeli 3 za red veličine od 5-10%. Formiranje navedenih mešavina i uzoraka za ispitivanje će biti tema jednog od narednih radova iz oblasti primene reciklirane PET plastike u građevinarstvu.

***Tabela 3 – Poređenje mehaničkih karakteristika PET plastike u izvornom obliku i PET plastike sa dodatkom 30% staklenih vlakana***

| **Mehaničke karakteristike** | **PET** | **PET+30% staklena vlakna** |
|---|---|---|
| Ultimativna čvrstoća na zatezanje fu, MPa | 48-72 | 138-165 |
| Ultimativna čvrstoća na pritisak fc, MPa | ~80 | 120-140 |
| Modul elastičnosti E, GPa | 2.76-4.14 | 8.96-9.93 |
| Ultimativna elongacija Ɛ, % | 30-300 | 2-7 |
| Tačka topljenja Tm, ºC | 212-265 | 245-265 |
| Specifična težina, kN/m³ | 12.9-14 | 15.5-17 |
| Poasonov koeficijent ν, - | 0.3 | 0.3 |

Kao rezime poglavlja, u nastavku teksta su prikazane prednosti i nedostaci reciklirane PET plastike kao novog materijala primenljivog u građevinarstvu:

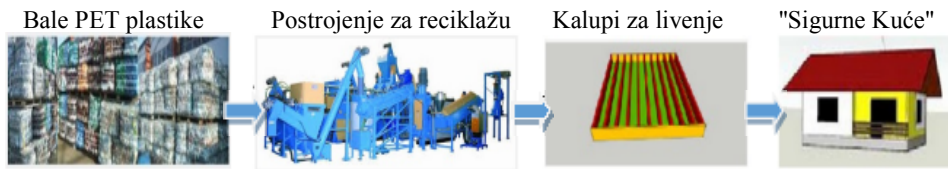
Prednosti:
- smanjenje zagađenja životne sredine i smanjenje količina PET otpada na deponijama,
- cena plastične bale PET ambalaže iznosi oko 0.2€/kg, cena finalnog proizvoda iznosila bi oko 0.6-0.8€/kg, na osnovu ovih podataka se zaključuje da bi reciklirani PET sa dodacima po ceni bio veoma konkurentan drugim materijalima,
- zapreminska težina PETa je znatno manja u poređenju sa čelikom i betonom,
- u poređenju sa drugim termoplastikama PET pokazuje veće vrednosti tačke topljenja,
- mogućnost da se relativno lako promeni oblik i namena materijala sa drugim oblasti,
- dobra hemijska otpornost plastike,
- tehnologija reciklaže i prerade je veoma automatizovana, trebalo bi je samo prilagoditi proizvodnji građevinskih elemenata,
- velika upotreba plastike u različitim privrednim oblastima,

Nedostaci:
- reciklaža 1kg plastike izaziva emisiju ugljenik-dioksida $CO_2$ u atmosferu u iznosu od 4kg kao poređenje proizvodnja 1kg čelika izaziva emisiju $CO_2$ u atmosferu oko 1kg.
- moguće prisustvo štetnih sastojaka za zdravlje ljudi,
- vrednosti mehaničkih karakteristika počinje da opada pri temperaturama oko 70-80ºC,
- UV zračenje sunca utiče na promenu u hemijskom lancu polimera,
- niski moduli elastičnosti, krtost materijala,
- lošije ponašanje na niskim temperaturama.

# 3 KONCEPT ''SIGURNE KUĆE'' OD RECIKLIRANE PET PLASTIKE, MODELIRANJE KARAKTERISTIKA PET PLASTIKE U SAP FEM SOFTVERSKOM PAKETU

Koncept ''Sigurne kuće'' od reciklirane PET plastike sa dodatkom staklenih vlakana predstavlja ideju kako iskoristiti vredan plastični otpad i dobiti proizvod koji će koristiti ljudima pogođenim prirodnim katastrofama.

Slika 5 u nastavku ilustruje kompletnu zamisao, kako od praktično bezvrednog otpada uz primenu već postojećih tehnologija i korišćenjem znanja vezanih za poboljšanje mehaničkih karakteristika PET plastike dobijamo finalni proizvod ''Sigurnu kuću''

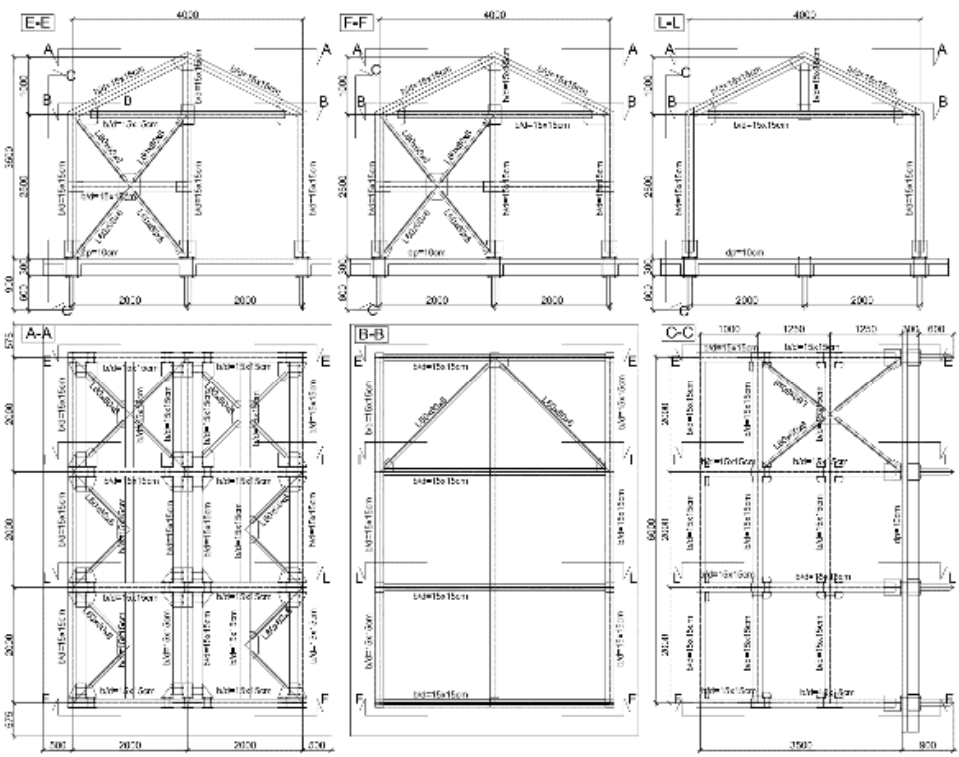



*Slika 5 –Ideja proizvodnje ''Sigurnih kuća''*

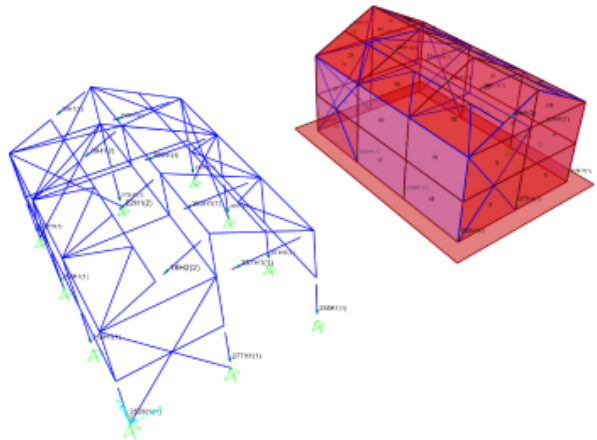
''Sigurna kuća'' je zamišljena kao jednobrodni montažno-demontažni objekat, veoma pogodan za transport. Osnovnu konstrukciju grade četiri glavna rama na međusobnom rastojanju od 2m. Glavni ramovi su statičkog sistema luka sa zategom raspona 4m i visine 3.5m. Glavni ramovi su sastavljeni od stubova i greda dimenzija 15x15cm. Zatege su takođe kvadratnog preseka 15x15cm. Veze stuba sa gredama su planirane da budu ostvarene zavrtnjevima sa čeličnim limovima, koji se ubacuje u zasek na mestu veze stub i greda. Stubovi su oslonjeni na plastičnu podnu ploču debljine 10cm, ojačanu rebrima u vidu roštiljnih greda dimezija 20x20cm. Veza stubova sa podnom pločom je ostvarena zavrtnjevima i čeonom pločom. Na roštiljne grede podne ploče su povezani, u devet tačaka ukrštanja greda, čelični elementi u obliku šiljka koji se presama utiskuju u tlo. U podužnom pravcu ramovi se povezuju plastičnim fasadnim riglama i rožnjačama. Na fasadne rigle dimenzija 15x15cm se kače višeslojni fasadni paneli ispunjeni striroporom za termo izolaciju. Krovni paneli su slični fasadnim panelima i vezuju se za rožnjače dimenzija 15x15cm. Horizontalni uticaji se prihvataju spregovima od čeličnih L profila L60x60x6. Planirana su dva paralelna vertiklana sprega u podužnim zidovima i dva paralelna vertikalna sprega u poprečnim fasadnim zidovima. Krovnu ravan stabilizuju poprečni i podužni krovni spregovi takođe od čeličnih L profila L60x60x6. U nivo zatega je formiran horizontalni spreg za horizontalnu stabilizaciju kalkanskih zidova. Dispoziciono rešenje konstrukcije prikazano je na Slici 6.

Kako bi se sagledalo ponašanje PET plastike sa 30% staklenih vlakana u sklopu konstruktivnih elemenata ''Sigurne kuće'' pristupilo se modeliranju konstrukcije u SAP FEM softverskom program. SAP kao softerski paket za statičku analizu konstrukcija poseduje bazu karakterističnih materijala koji se koriste u građevinskim konstrukcijama. U ponuđenim materijalima, kao i u većini drugih programa, ne postoji materijal PET plastika sa dodatkom 30% staklenih vlakana. Shodno navedenom moralo se pristupiti modeliranju mehaničkih karakterisitka novog materijala. Kompletan postupak modeliranja nelinearnih materijalnih karakteristika PET plastike sa 30% staklenih vlakana je sproveden korišćenjem opcije plastični zglobovi (hinges) koji su formirani na odgovarajućim mestima konstrukcije. Analizirano je

nelinearno ponašanje materijala i korišćen je pretpostavljeni σ-Ɛ dijagram PET plastike sa 30% staklenih vlakana, dobijen na osnovu vrednosti mehaničkih karakteristika prikazanih u Tabelama 2 i 3. Zadata su dva tipa plastičnih zglobova Tip1 i Tip2. Plastični zglob Tip 1 je predviđen za očitavanje plastičnih pomeranja u pravcu ose štapa i aksijalne sile. Karakteristike plastičnog zgloba Tip 1 su prikazane vezom napon-dilatacija na Slici 9 levo. Plastični zglob Tip 2 je predviđen za očitavanje momenata u štapovima krovne konstrukcije. Karakteristike plastičnog zgloba Tip 2 su date vezom moment krivina na Slici 9 levo. Nakon modeliranja je sprovedena statistička analiza i poređenje dobijenih vrednosti napona u zadatim plastičnim zglobovima i poređenje istih sa dozvoljenim vrednostima napona, videti dijagram na Slici 10. Na osnovu dijagrama se dolazi do zaključka da u usvojenim presecima konstrukcije, usled vrednosti opterećenja prikazanih na Slici 8 desno, ne dolazi do plastifikacije elemenata konstrukcije, naponi se nalaze u elastičnoj oblasti. Na slici 10 desno se vide konceptualne vrednosti količina materijala potrebnih za izgradnju objekta, u daljim radovima će se teziti samnjenu konceptualnih vrednosti količina materijala uz korišćenje plastičnih zglobova Tip 1 i Tip 2 i materijalne nelinearnosti.

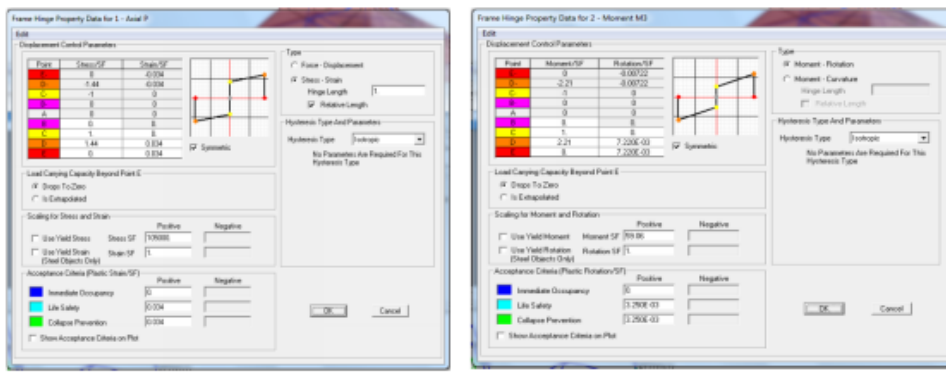



*Slika 6 – Dispozicija ''Sigurne kuće''*



| Opterećenja aplicirana u SAP modelu | |
|---|---|
| **Opterećenja** | **Vrednosti** |
| Sopstvena težina | AUTO |
| Dodatno stalno | 1.0 kN/m² |
| Povremeno | 1.0 kN/m² |
| Vetar | 0.8 kN/m² |
| Sneg | 1.0 kN/m² |
| Temperatura | ±30°C |
| Seizmika | - |

*Slika 8 – SAP model konstrukcije sa pozicijama hige-eva (levo) i opterenja aplicirana u SAP modelu (tabela desno)*



*Slika 9 – Karakteristike plastičnih zglobova Tip 1 (levo) i Tip 2 (desno)*




| Konceptualne količine materijala | | |
|---|---|---|
| **Pozicija** | **Količina (kg)** | |
| Stubovi hxd=15x15cm | 1051.8 | |
| Grede hxd=15x15cm | 765.0 | |
| Zatege hxd=15x15cm | 612.0 | |
| Fasadne ragle i ovešnjače hxd=15x15cm | 2830.0 | **SUM (kg)** |
| Podna ploča dp=10cm i ukrštajuće grede hxd=20x20cm | 8395 | 13656.8 |
| Spregovi L60x60tx6 | 318.3 | 318.3 |

*Slika 10 – Dijagram napona dobijenih SAP analizom (levo) i konceptualne količine (desno)*

# 4 ZANIMLJIVI PRIMERI PRIMENE RECIKLIRANE PLASTIKE U GRAĐEVINARSTVU

U ovom poglavlju se navode par zanimljivih primera primene reciklirane plastike u svetskom građevinarstvu.

Prvi primer je PET Project (Slika 11 levo) sa Univerziteta u Filadelfiji profesor Naji Khoury i njegov tim su napravili ploče za staze od reciklirane PET plastike sa dodacima gline i mulja. Ovaj material je dobio ime Plastična glina. Materijal je pokazao izuzetne karakteristike za ovu primenu i postoji težnja da se proširi primena za parkinge.

Drugi primer je ekspanzija primene reciklirane plastike u izgradnji mostovskih konstrukcija. Kao primer se može navesti prvi plastični most u Evropi na Škotskoj reci Tweed (Slika 11 desno). Firma Vertech Ltd koja se bavi reciklažom je od 50t plastičnog otpada napravila 30m dug most koji se takođe može reciklirati. Svetski stručnjaci tvrde da će upotreba termoplastičnih kompozitnih materijala doneti revoluciju u oblasti mostogradnje.



*Slika 11 – PET project (levo) i Most na reci Tweed (desno) (Preuzeto iz literature [4])*

# 5 SMERNICE BUDUĆIH ISTRAŽIVANJA I ZAKLJUČAK RADA

Smernice budućih radova i istraživanja u ovoj oblasti će biti usmerene pre svega u eksperimentalnoj analizi mehaničkih karakteristika PET plastike sa dodatkom staklenih vlakana kao punilaca. Dalja istraživanja će biti usmerena u poboljšavanju mehaničkim karakteristika recikliranog PET materijala izloženog temperaturnim promenam. Takođe će biti dosta pažnje usmereno na statičku analizu konstruktivnih elemenata i razradu detalja konstrukcije.

Zaključak rada ''Sigurne kuće'' od reciklirane PET plastike je praktično ideja kako ambalažnom otpadu, za običnog čoveka bezvrednom materjalu, uliti formu i dobiti proizvod koji će pomoći ljudima kada se nađu u velikoj nevolji, pogođeni prirodnim katastrofama, da veoma brzo dobiju krov nad glavom i optimalne uslove života. Sa druge strane koncep izložen u rada i sama reciklaža treba da igraju značajnu ulogu u svesti svakog pojedinca.

## LITERATURA


[1] Charles A. Harper *Modern plastic handbook*, 1999, strana od 12 do. 105

[2] http://www.mtplastech.com/Product-Pet-Physical-Mechanical.aspx

[3] Slavica R. Mihajlović i saradnici *Ispitivanje mehaničkih osobina polivinil-hlorida sa dodatkom modifikovanog kalcita kao punioca,* naučni rad 2012

[4] Naji Khoury *PET Project*, 2010; Vertech Ltd *Most od reciklirane plastike reka Tweed*

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Sonja Dragović* [1], *Radenko Pejović* [2]

# SAVREMENI SISTEMI OJAČANJA PLOČA OSLONJENIH NA STUBOVE ZA UTICAJE PROBIJANJA

***Rezime:***

Ojačanje ploča oslonjenih na stubove za uticaje probijanja je najčešči slučaj ojačanja ovih konstruktivnih sistema. Veliki broj ovih ploča u svetu zahteva ojačanje za uticaje probijanja, što dovodi i do brzog razvoja teorijskog i praktičnog rešavanja ovog problema. Tradicionalni načini ojačanja za uticaje probijanja su veoma često nemogući u objektima koji su u funkciji, dugo traju i nisu ekonomični. Savremeni načini ojačanja ploča teže na brzom rešenju problema, bez velikih građevinskih zahvata i sa velikim procentom povećanja nosivosti ojačane ploče. Ovaj rad će prikazati neke od savremenih načina ojačanja ploča oslonjenih na stubove, sa ciljem da čitaocu približi domete današnje nauke i prakse u svetu.

*Ključne reči: ploče oslonjene na stubove, ojačanje, proboj*

# MODERN SYSTEMS OF FLAT SLAB STRENGHTENING FOR PUNCHING INFLUENCE

***Summary:***

Strengthening of flat slabs for punching influence is the most frequent case of strengthening of these construction systems. A number of these slabs in the world demand strengthening for punching influence and this brings to a fast development of theoretical and practical solution of this issue. Traditional ways of strengthening for punching influence are often impossible in functioning construction; they last long and are not economical. Modern ways of strengthening of a slab have a tendency towards a fast solution of the issue, without huge construction operations and with a high percentage of loading capacity of the slab. This paper shall present some of the modern ways of strengthening of a slab supported by columns, with the aim to bring closer to a reader the domains of today's science and practice in the world.

*Key words: flat slabs, strengtening, punching*

[1] MSc Sonja Dragović, PB "Alfaprojekt" Novi Pazar
[2] Prof. dr Radenko Pejović , Građevinski fakultet Podgorica

# 1. POTREBE ZA OJAČANJIMA PLOČA OSLONJENIH NA STUBOVE ZA UTICAJE PROBIJANJA

Ploče oslonjene samo na stubove su sve više prisutne u praksi zbog svojih prednosti koje su vezane za brzinu izgradnje, manjeg obima radova u fazi tesarskih radova, iz etstetskih razloga, želja i potreba investitora i raznih drugih razloga.

Ploče koje su oslonjene na stubove su veoma osetljive na uticaje probijanja u zoni oko stuba, na mestima oslonaca. Najveći problem kod ovih ploča je pojava koncentracije sila iznad stubova i pojave loma oko stuba. Razlozi za to su velike sile u stubovima, nedostatak armature u ploči iznad stubova, nekvalitetni i nepravilno ugrađeni materijali, loša projektantska rešenja i mnogi drugi. Može se reći da je problem probijanja ploče oslonjene samo na stubove kritična tačka i u suštini najveći problem ovih ploča, u svim fazama, počev od projektovanja, izvođenja, korišćenja i održavanja ovih konstrukcija.[1]

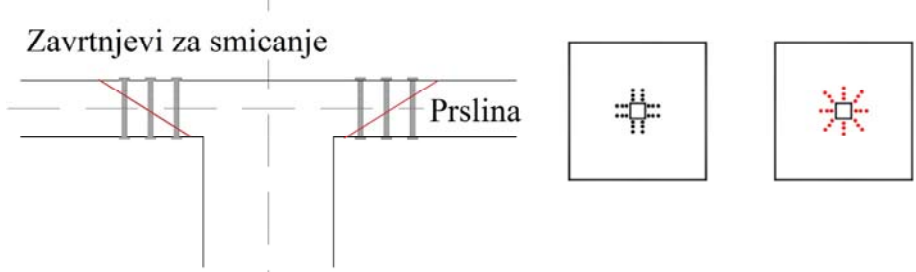
Otpornost ploča oslonjenih na stubove na proboj može biti poboljšana na više načina. Tradicionalni načini ojačanja su uglavnom dugi, teški i skupi, i oni se svode na povećanje dimenzija betonske ploče u zoni stuba, povećanju preseka stuba dodavanjem sloja betona, umetanju čeličnih kapitela itd. Nekada su takvi postupci ojačanja na objektima i nemogući, zbog nepristupačnosti, ili nemogućnosti povećanja preseka stuba ili ploče, naročito u objektima koji su u funkciji.

Uvek je poželjno izvršiti ojačanje ploča na najlakši način i sa što manje zahvata, savremenim materijalima i uz visoku tehnologiju, i na takvim sistemima ojačanja će se bazirati ovaj rad.

# 2. OJAČANJA PLOČA OSLONJENIH NA STUBOVE ZA UTICAJE PROBIJANJA

## 2.1 OJAČANJE UPOTREBOM SHEAR BOLTS – ZAVRTNJEVA ZA SMICANJE

Na kanadskom univerzitetu Waterloo je unazad par decenija objavljeno više naučnih radova na temu probijanja ploča oslonjenih na stubove. Ovde se prikazije način ojačanja ravnih ploča upotrebom zavrtnjeva za smicanje. [2] Nedostatak armature protiv smicanja se mora nadoknaditi, u ovom načinu ojačanja, naknadnim ubacivanjem zavrtnjeva za smicanje koji presecaju ravan proboja - konusnu površ. Ugradnja ovih zavrtnjeva se sastoji u bušenju rupa ploče pomoću mašine za bušenje sa dijamanstskom glavom i uz pomoć vode.




*Slika 1 – Položaj zavrtnjeva u poprečnom preseku i osnovi* [1]



*Slika 2 – Izgled zavrtnja za smicanje* [2]



*Slika 3 – Pogled odozgo i odozdo ortogonalnog rasporeda zavrtnjeva* [2]

Čvrstoća ojačane ploče

Površina kritičnog preseka je smanjena vrednost zbog slabljenja rupama duž obima kritičnog preseka. Ova vrednost efektivnog obima kritičnog preseka je

$$b_o' = b_o - n \cdot d_0 \quad \text{.....} \quad (1)$$

$b_0$ je obim kritičnog preseka na rastojanju od d/2 od obima stuba, n je broj zavrtnjeva u kritičnom preseku, $d_0$ je prečnik rupe

Sila zatezanja (Ft) vrata zavrtnja na početku navoja

$$F_t = f_{yv} \cdot A_n \quad \text{….....} \quad (2)$$

gde je $f_{yv}$ granica razvlačenja za zavrtnjeve, An površina vrata zavrtnja uključujući i navoj

Sila čupanja zavrtnja protiv navrtke

$$P = \left( \frac{\pi \cdot dm \cdot L \cdot fv}{3} \right) \quad \text{.....} \quad (3)$$

gde je dm prečnik navoja, L dužina angažovanog navoja, fv je manja vrednost čvrstoće na smicanje zavrtnja i navrtke.

Konačno, napon smicanja kod probijanja ojačane ploče je

$$\nu_r = \nu_c + \nu_s \quad \text{.....} \quad (4)$$

gde je $\nu_c$ uračunata smičuća otpornost betona

gde je $\nu_s$ uračunata smičuća otpornost armature (zavrtnjeva) za smicanje

$$vs = \left( \frac{\phi s \cdot n \cdot Fb}{bo's} \right) \quad \text{.....} \quad (5)$$

$\phi s$ = 0,85 redukcioni faktor čvrstoće čelika, n je broj zavrtnjeva u zadnjem redu paralelnom obimu stuba, Fb je manja vrednost (2) i (3), s je rastojanje zavrtnjeva u radijalnom pravcu, $b_0$' je efektivna dužina kritičnog obima.

Otpornost na smicanje betona u zoni armature za smicanje je:

$$v_c = 0.28 \cdot \lambda \cdot \phi c \cdot \sqrt{fc'}$$

Maksimalna otpornost na smicanje u zoni armature za smicanje

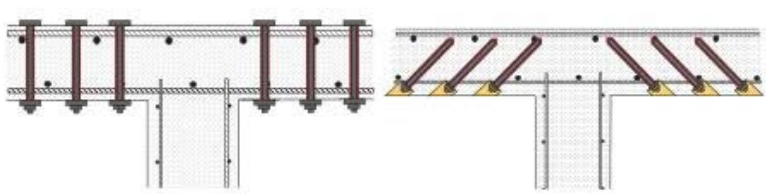
$$v_{r\max} \le 0.75 \cdot \lambda \cdot \phi c \cdot \sqrt{fc'}$$

Na sličan način, kompanija HILTI je patentirala svoj proizvod – naknadno ugrađenu armaturu protiv smicanja. [3] Ovaj inovativni način rešava probleme ojačanja ploča oslonjenih na stubove i prevazilazi sve teškoće u montaži svodeći postupke na najmanju moguću meru.

Proračun armature za smicanje od probijanja se vrši prema teoriji kritične prsline, koja je razvijana u Švajcarskoj, a sada je uključena u SIA 262 (2003). Eksperimentima koji su pratili ovaj patent je rukovodio Dr. Aurelio Muttoni, koji je objavio više radova na temu probijanja ploča oslonjenih na stubove.

Postupak ojačanja počinje snimanjem postojeće armature ploče i stuba na terenu i nalaženje mesta armature u postojećoj ploči.

Naknadna ugradnja armature za smicanje može biti urađena na dva načina: kada su i gornja i donja strana ploče dostupne, onda rupe mogu biti izbušene kroz celu ploču. Anker zavrtnji su provučeni kroz rupe ploče i imaju matice sa obe strane. U šupljine se injektira odgovarajuće vezivno sredstvo. Ako gornja strana ploče nije dostupna, mora se izvršiti pojačanje odozdo. Anker zavrtnjevi su ubačeni u izbušene rupe sa donje strane ploče pod kosim uglom prema stubu, tako da presecaju ravan smicanja.



*Slika 4: Ugradnja naknadne smičuće armature- zavrtnjeva [3]*

Jačina ojačane ploče na proboj je suma doprinosa ispucalog betona i doprinosa armature:

VRd = VRd,c + VRd,s

Kritični obim definisan je prečnikom pojačane površine. Proračunski model koristi kritični obim na 0,5 x d, prema SIA standardu. Raspored dodatne armature (ankera) je

radijalan, sa međusobnim uglom manjim ili jednakim od 45$^{o}$. Rastojanje između ankera ne može biti veće od dve visine efektivne debljine ploče, pa se mogu dodati ankeri na većem rastojanju od d/2. Najmanje dva ankera moraju biti na istom radijusu.

Bušenje rupa se izvodi rotirajućim čekićem, za ankere prečnika 16 mm prečnik rupe je 22 mm, a za ankere prečnika 20 mm, prečnik rupe je 25 mm. Rupe moraju biti očišćene od prašine, vode, ulja, leda, vazduhom pod pritiskom od min 6 bara i četkicom za čišćenje rupa. Zatim se vrši ubacivanje vezivnog sredstva (adheivni malter na bazi epoksida) Hilti HIT - RE 500, specijalnim pištoljem. Rupe se pune do 2/3 dubine. U rupe se postavljaju Hilti Tension Anchors HZA-P. Sistem ankera se sastoji od armaturne šipke prečnika 16 mm ili 20 mm u gornjem delu (deo koji je u ploči). Donji deo je deo sa glavom M16 ili M20 na kraju. Za proračun, armaturna šipka je merodavna obzirom da je gladak vrat napravljen od čelika veće jačine nego što je čelik šipke. Posle očvršćivanja maltera, instalira se donja glava.



*Slika 5: Anker zavrtanj Hilti HIT – RE* **[3]**



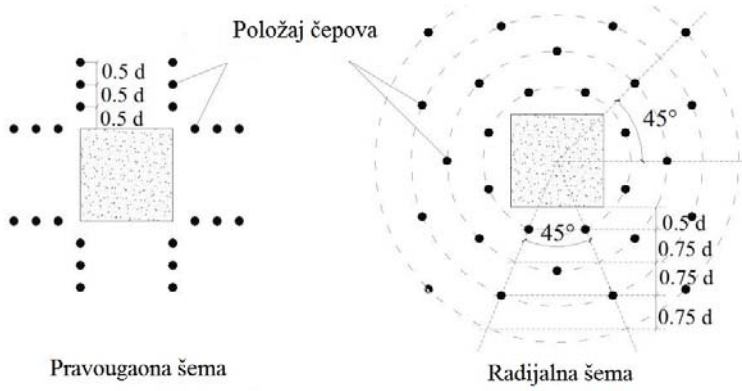
*Slika 6: Glava zavrtnja* **[3]**

## 2.2 OJAČANJE UPOTREBOM KARBON FIBER ARMIRANIH POLIMER (CFRP) ČEPOVA

Sledeći način ojačanja je ojačanje ploče upotrebom čepova napravljenih od karbon fiber armiranih polimer čepova, kako je to prezentirano u radu objavljenom na Middle East Tehnical University, Ankara, Turska, 2010 godine autora Hakana E.[4]

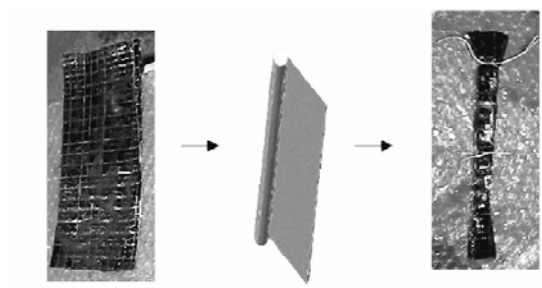
Glavna ideja ovakvog ojačanja je da se karbonska vlakna ubace kao armatura protiv probijanja kroz debljinu ploče kako bi se pojačala otpornost ploče na probijanje. Ubacivanje polimerskih vlakana kroz ploču je u ovom eksperimentu urađeno kroz plastične cevi šireg prečnika, koje su izvađene posle nalivanja vezivnog sredstva.

Kao i u slučaju zavrtnjeva, tako i u ovom slučaju postoje dva načina rasporeda rupa. [4]

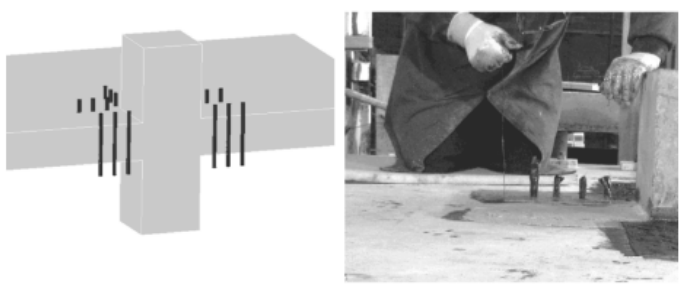



*Slika 7: Moguće šeme rasporeda čepova* **[4]**

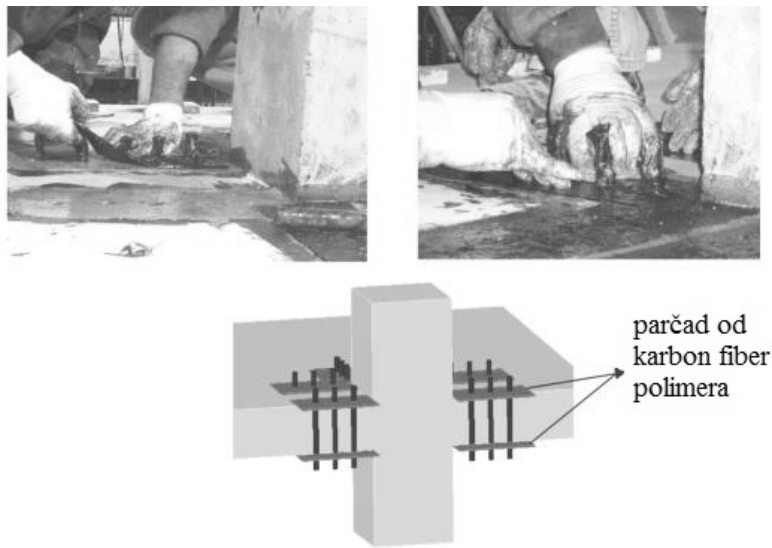
Čepovi se prave tako što se polimer listovi iseku na pravougaone komade, impregniraju epoksid smolom i uvijaju oko armature (u ovom eksperimentu armatura je prečnika 6 mm). Armatura nije noseća, već služi samo da se napravi ekonomičan materijal glatke površine koji može lako da prođe kroz rupe. Nakon toga rupe se zatvaraju lepljenjem epoksida odozgo i odozdo, kako je prikazano na slikama.



*Slika 8: Izrada čepova od CFRP vlakana* **[4]**



*Slika 9: Ubacivanje čepova u betonsku ploču* **[4]**




*Slika 10: Zatvaranje rupa odozgo i odozdo karbon fiber polimer trakama lepljenjem epoksid lepkom* **[4]**

Proračun karbon fiber armiranih polimer (CFRP) čepova

Nosivost Vo

$V_0 = Vi = (Vc + nA_{CFRP}f_{CFRP})$

Vi je nosivost unutar površine smicanja, Vc udeo betona, n je broj tiplova, $f_{CFRP}$ je zatezna čvrstoća kompozitnog materijala (CFRP + epoksid) prema atestu proizvođača.

## 2.3 OJAČANJE UPOTREBOM PREDNAPREGNUTIH KARBON FIBER ARMIRANIH POLIMER (CFRP) UŽADI

Proizvod i proračun ovog načina ojačanja je patent švajcarske firme F.J. Aschwanden AG i zasnovan je na nacionalnom standardu Švajcarske, SIA. Ovde se prikazuje zbog principa kojim se rukovodi projektantski tim, a to je da se na savremen način i visokom tehnologijom ojača ploča oko stuba bušenjem pod uglom ploče i zatezanja karbonskih užadi. [5]

Sistem se sastoji od:

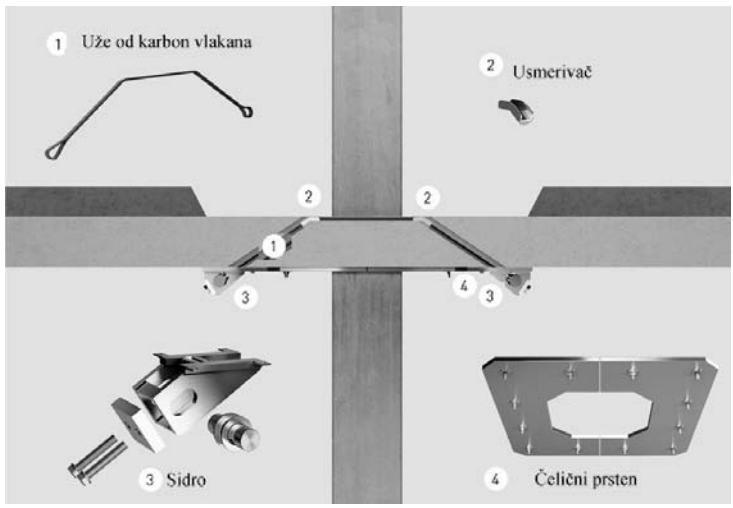
1 - Uže od karbon fibera

2 - Usmerivač

3 - Sidro

4 - Čelični prsten

Raspored užadi od karbon fiber vlakana oko stuba je promenjiv i prilagođava se prema situaciji na objektu.



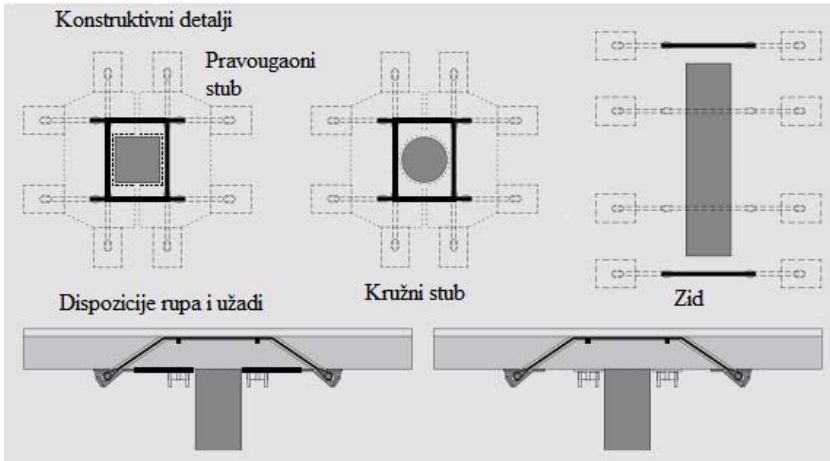

*Slika 11: Sastav sistema RINO Carbo* **[5]**

Prenos horizontalne komponente sile prednaprezanja se izvodi iz sidra i pritiska čelični prsten, pri čemu se balansira iz osam sidara. Horizontalna sila se zatim uvodi u betonsku ploču pomoću lepljivog sloja.



*Slika 12: Uže od karbo fiber vlakana* **[5]**

Užad su trapeznog oblika, sidra su smeštena van ravni probijanja tako da delovi užadi presecaju površinu probijanja. Ugib tačke se nalazi u vrhu u ravni gornjeg položaja a u blizini stuba, tako da vraća ploču ka stubu. Osam rupa se buši u ploči pod uglom od 30-50 stepeni. Užad karbonskih vlakana su zatezne čvrstoće 340-680 kN prednapregnutih između 15-65%. Ovim merama se može udvostručiti otpornost na probijanje ploče.




*Slika 13: Položaj užadi u osnovi i preseku* **[5]**

## 2.4 OJAČANJE NAKNADNIM ZATEZANJEM KABLOVIMA ZA PREDNAPREZANJE SA HEMIJSKIM ANKERIMA

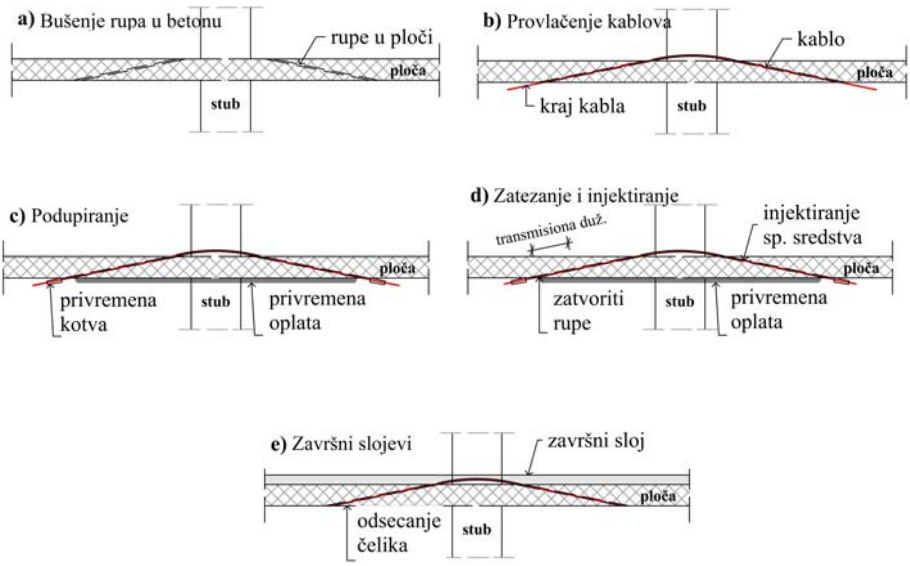
Jedan od načina ojačanja je ojačanje naknadnim zatezanjem kablovima za prednaprezanje, koji su u naučnom radu objavili Duarte Faria, Valter Lucio, Antonio Ramos sa Fakulteta za nauku i tehnologiju, Univerziteta u Lisabonu, Portugalija. [6] Ovaj način ojačanja se sastoji u bušenju postojeće ploče, instaliranju kablova od visokovrednog čelika, zatezanju privremenim kotvama, ubacivanju vezivnog sredstva i njegovo očvršćavanje, oslobađanju provizornih kotvi i transferu sile prednaprezanja u beton.

Uzorci na kojima su vršena ispitivanja su ploče dimenzija 230x230x10 cm. Spojno sredstvo je epoksidni lepak, koji ima dobru zateznu čvrstoću i čvrstoću na smicanje, dobru otpornost na ulje, vlagu i mnoge rastvarače.

Glavne prednosti ovog sistema su: smanjenje širine prslina u zoni kablova, ploča koja se ojačava ne treba da se rastereti, ne opterećuje dodatno konstrukciju, kontroliše deformacije, povećava čvrstoću na savijanje i probijanje, nema spoljnje kotve, jednostavan je za montažu, jeftin, ne ugrožava estetiku i prostor.

Najveći problem ovog sistema je ponašanje veze lepka i kablova. Mehanizmi koji doprinose ovom prenosu su prijanjanje, trenje i mehaničko dejstvo. Nakon što se izgubi dejstvo adhezije, napon u veznom sredstvu raste i komponenta trenja igra važnu ulogu. Radijalni naponi pritiska povezani sa trenjem pojavljuju se usled Poasonovog efekta i prenosi se naprezanje. Prečnik rupe u ovom ispitivanju za 18% bio je veći od prečnika kablova.

Danas u svetu postoje kompanije koje proizvode „hemijske ankere“ na bazi epoksida, kao što su Sika, Hilti, Henkel, Mapei i drugi, koji su svoje proizvode usaglasili sa EC2 i sa nacionalnim standardima. Imaju sertifikate za zaštitu od požara.




*Slika 14: Opis sistema ojačanja ploče* **[6]**

Dobijeni rezultati su pokazali da je dobijena čvrstoća na smicanje od probijanja veća za 28-35% za samo jedan pravac prednaprezanja, a deformacije su smanjene za 50%.

## 3. ZAKLJUČAK

Ovaj rad ima za cilj da čitaoca upozna sa savremenim načinima ojačanja ploča oslonjenih na stubove za uticaje probijanja stuba kroz ploču. Kako se ploče oslonjene na stubove sve više primenjuju u praksi, posebno ploče koje nemaju kapitele, ravne ploče (eng. „flat plates") na zahteve investitora, projektanata, izvođača, upravo te ploče su predmet ovog rada i način njihovog ojačanja.

Zajedničko za sve sisteme ojačanja ovih konstrukcija je da se nedostatak armature protiv probijanja nadomesti naknadno dodatnom potrebnom armaturom ili nekim drugim materijalom koji će preseći ravan smicanja u kritičnom preseku. U ovom radu su prikazani slučajevi kada je to urađeno ankerima za smicanje, čepovima od karbon fiber armiranih polimer vlakana, upotrebom prednapregnutih karbon fiber armiranih polimer užadi i naknadnim zatezanjem kablovima za prednaprezanje sa hemijskim ankerima.

Postoje i drugi sistemi ojačanja ploča oslonjenih na stubove. Navedeni sistemi ojačanja su verifikovani kroz određena istraživanja i primenu u praksi.

**LITERATURA**


[1] Dragović S.: *Sistemi sanaciije i ojačanja ploča oslonjenih na stubove*. Magistarski rad, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet u Podgorici, Podgorica, 2014. godine, strane od 10 – do 28.

[2] Wensheng Bu: *Punching Shear Retrofit Method Using Shear Bolts for Reinforced Concrete Slabs under Seismic Loading*. A thesis to the University of Waterloo in fulfillment of the thesis requirement for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering,Waterloo, Ontario, Canada, 2008

[3] Post-Installed shear reinforcement Hilti HZA-P, Principle and design, Fastening Tehnology, *Manual B 2.6*

[4] Hakan E.: *Improvement of punching strenght of flat plates by using carbon fiber reinforcement polymer (CFRP) dowels*“, Middle East Tehnical University, Ankara, Turkey, 2010

[5] RINO Carbo-S F.J. *Aschwanden AG Switzerland*

[6] Duarte Faria, Valter Lucio, Antonio Ramos: *Strentgthening of Reinforced Concrete Slabs Using Post-Tensioning with Anchorages by Bonding* . New University of Lisabon, Portugal

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Radmila Sinđić-Grebović[1], Danijela Zejak[2]*

# PRORAČUNSKI PARAMETRI ZA STUBOVE OD BETONA VISOKE ČVRSTOĆE PREMA EC2

***Rezime:***

Važeći EN 1992-1-1 propisuje upotrebu betona visoke čvrstoće u armirano betonskim konstrukcijama, do klase C90/105. Povećanjem čvrstoće betona pri pritisku, mijenjaju se deformacione karakteristike, a samim tim i parametri za proračun. Koeficijent $\alpha_{cc}$ za proračunsku čvrstoću betona pri pritisku se usvaja na nacionalnom nivou, u opsegu od 0,8 do1,0. U radu je data korelacija proračunske nosivosti stubova od betona visoke čvrstoće prema EC2 i eksperimentalnih rezultata. Pokazalo se da usvajanje preporučene vrijednosti koeficijenta računske čvrstoće prema EN 1992-1-1 daje nekonzervativne rezultate za beton visoke čvrstoće.

*Ključne riječi: beton visoke čvrstoće, pritisak, proračunska čvrstoća, EC2*

# DESIGN PARAMETERS FOR COLUMNS OF HIGH-STRENGTH CONCRETE ACCORDING EC2

***Summary:***

Currently valid EN 1992-1-1 stipulates the use of high-strength concrete in reinforced concrete structures, up to class C90/105. Increasing the concrete compressive strength changes its strain properties and thus its design parameters, too. Coefficient $\alpha_{cc}$ for design compressive strength shall be adopted on the national level ranging of 0,8 to 1,0. This paper presents the correlation between design capacity of columns of high-strength concrete according EC2 and experimental results. It has been shown that the adoption of the recommended value of design compressive strength coefficient according to EN 1992-1-1 gives non-conservative results for high-strength concrete.

*Key words: high-strength concrete, compression, design strength, EC2*

[1] Dr, docent, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet Podgorica
[2] Spec.građ., saradnik u nastavi, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet Podgorica

# 1 UVOD

Upotreba betona visoke čvrstoće (>60MPa) znatno je porasla posljednjih decenija, što je omogućeno kako napretkom tehnologije betona, tako i usvajanjem proračunskih kodova koji obuhvataju betone klase veće od C50/60. Veća čvrstoća betona utiče na smanjenje dimenzija, a samim tim i na smanjenje cijene koštanja ugrađenih materijala. Takođe, bitan faktor koji favorizuje primjenu betona visoke čvrstoće je poboljšana trajnost, koja utiče na produženje eksploatacionog vijeka. Usvajanjem EN 1992-1-1 stvoren je preduslov za primjenu betona veće čvrstoće nego što su dozvoljavali raniji propisi. Ovim standardom propisana je primjena betona karakteristične čvrstoće pri pritisku, mjerene na cilindru, do 90 MPa.

Usvajanje jedinstvenih evropskih normi podrazumijeva donošenje nacionalnih aneksa kojima se detaljnije definišu pojedini parametri vezani za njihovu primjenu. Na taj način se omogućava da se uzme u obzir uticaj lokalnih uslova, koje nije moguće obuhvatiti zajedničkim odredbama. Nacionalnim aneksima se bliže definišu pravila za primjenu standarda i smanjuje opseg slobodnog i neusaglašenog tumačenja. Pored toga, donošenje nacionalnih aneksa predstavlja mogućnost za korekciju pojedinih odredbi koje nijesu u dovoljnoj mjeri prilagođene bliže poznatim i nesporno utvrđenim rezultatima, koji nijesu uzeti u obzir u procesu izrade odgovarajućeg evropskog standarda. Iz tog razloga, pri donošenju nacionalnih aneksa, korisno je slijediti put onih zemalja koje su uočile takve detalje i ugradile ih kroz svoje nacionalne anekse.

Posebno je delikatno pitanje definisanje pojedinih proračunskih parametara koji se odnose na beton visoke čvrstoće. EN 1992-1-1 uglavnom propisuje različite proračunske parametre za beton čvrstoće do C50/60 i betone visoke čvrstoće, više od C50/60. Veći broj parametara sadrži korekcione koeficijente koji su u funkciji klase betona. Međutim, postoje i parametri kod kojih je usvojena identična zavisnost između pojedinih proračunskih vrijednosti, bez obzira na klasu betona. Takav je slučaj sa proračunskom čvrstoćom betona.

Rezultati mnogobrojnih eksperimenata su pokazali značajne razlike u deformacionim karakteristikama između betona visoke čvrstoće i betona normalne čvrstoće. Neizbježno je da se te razlike reflektuju na sve ključne proračunske parametre, pri čemu proračunska čvrstoća betona svakako predstavlja jedan od osnovnih.

Beton visoke čvrstoće se u praksi najčešće primjenjuje za izradu pritisnutih konstruktivnih elemenata, stubova visokih zgrada ili konstruktivnih elemenata mostova. Visoka čvrstoća pri pritisku omogućava prihvatanje veće sile u pritisnutom betonu, ali i drugačiju preraspodjelu deformacija u presjeku.

Naponsko deformacijski dijagrami betona pri jednoaksijalnom pritisku znatno se mijenjaju sa povećanjem čvrstoće. Deformacija pri maksimalnom naponu se povećava, dok se ukupna deformacija znatno redukuje. Dijagram se, u uzlaznom dijelu približava pravoj liniji, a silazna grana postaje znatno strmija.

# 2 PRORAČUN NOSIVOSTI STUBOVA PREMA EC2

Osnovni parametri proračuna armiranobetonskih i prethodno napregnutih konstrukcija izloženih pritisku ili kombinaciji pritisak savijanje su karakteristična i proračunska čvrstoća betona pri pritisku, dijagrami napon - deformacija, granične deformacije i idealizovani proračunski dijagrami. Čvrstoća betona pri pritisku direktno utiče na kapacitet nosivosti armiranobetonskih elemenata izloženih pritisku ili kombinaciji pritiska i savijanja.

## 2.1 PRORAČUNSKA ČVRSTOĆA BETONA

Karakteristična čvrstoća betona pri pritisku ($f_{ck}$) se definiše na bazi rezultata čvrstoće pri pritisku izmjerene na cilindrima 15/30 cm ili kockama ivice 15 cm, tako da se, prema teoriji vjerovatnoće, očekuje 5% rezultata koji imaju manju vrijednost od karakteristične. Odnosi čvrstoća pri pritisku dobijenih na cilindru i kocki su dati u EN 1992-1-1. Proračunska čvrstoća betona ($f_{cd}$), prema EN 1992-1-1, određuje se na bazi karakteristične čvrstoće, koristeći izraz:

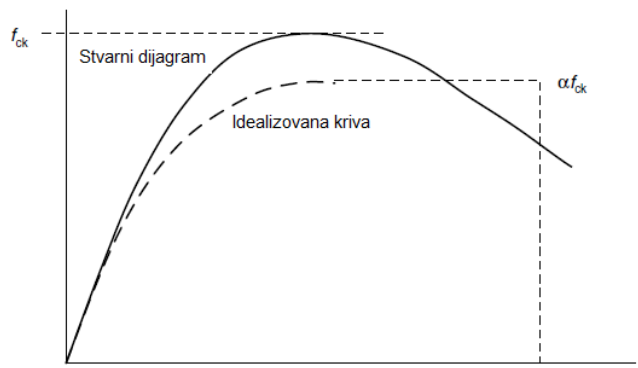
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \tag{1}$$

gdje je:

$\alpha_{cc}$ koeficijent kojim se uzima u obzir uticaj dugotrajnih efekata na čvrstoću pri pritisku i nepoželjnih efekata nastalih usljed načina nanošenja opterećenja,

$\gamma_c$ parcijalni koeficijent sigurnosti za beton.

Koeficijent $\alpha_{cc}$ se usvaja nacionalnim aneksom u intervalu od 0.8 do 1.0, a predložena vrijednost je 1. Ovaj predlog baziran je na argumentu da nema značajnih dugotrajnih efekata koji nijesu već uključeni preko podataka iz kojih su izvedeni naponsko-deformacijski dijagrami, /2/. Međutim, uvođenje ovog faktora se može odnositi i na idealizaciju oblika dijagrama napon-deformacija, kao na slici 1, gdje se pomoću korekcionog koeficijenta α definiše idealizovana kriva, tako da je površina ispod stvarnog dijagrama približno jednaka površini ispod idealizovanog dijagrama, /2/.




*Slika 1 – Stvarni i idealizovani naponsko-deformacijski dijagram /2/*

Pored toga, analizom podataka dobijenih pri eksperimentalnim ispitivanjima pritisnute zone pri lomu, došlo se do saznanja da je predložena vrijednost koeficijenta $\alpha_{cc}$ koja iznosi 1,0 nekonzervativna. Iz tog razloga je Nacionalnim aneksom UK (United Kingdom) za $\alpha_{cc}$ preporučena vrijednost 0,85, kako propisuje i CEB Model Codes, /2/. Neke druge evropske članice, međutim nijesu prepoznale značaj koeficijenta $\alpha_{cc}$ u tom smislu, pa se Nacionalnim aneksom Francuske propisuje vrijednost 1 za sve betonske konstrukcije, /3/. U Nacionalnom aneksu Belgije preporučuje se vrijednost $\alpha_{cc}$ =0,85 za slučaj aksijalnog opterećenja, savijanja i savijanje aksijalnom silom. Za ostale tipove opterećenja (smicanje i torziju) usvjeno je 1,0.

Parcijalni koeficijent sigurnosti za beton $\gamma_c$ je dat u Tabeli 2.1N u EN 1992-1-1:2004, u zavisnosti od proračunske situacije. Za stalne i prolazne situacije, za proračun graničnog stanja nosivosti koeficijent sigurnosti za beton je 1,5.

## 2.2 NAPONSKO-DEFORMACIJSKI DIJAGRAMI ZA BETON

Evrokod 2 (EN 1992-1-1:2004) predviđa upotrebu betona visoke čvrstoće, klase do C90/105, pri čemu je 90 karakteristična čvrstoća betona izmjerena na cilindru u N/mm$^2$, dok vrijednost 105 predstavlja karakterističnu čvrstoću izmjernu na kocki, takođe u N/mm$^2$. Predviđena primjena betone više klase od C50/60 zahtijeva modifikaciju idealizovanih naponsko-deformacijskih dijagrama za betone čvrstoće veće od 50 N/mm$^2$. Osnovni razlog za ovakav pristup je izraženije krto ponašanje za betone veće čvrstoće.

Idealizovana veza napon – deformacija oblika parabola – pravougaonik, u opštem obliku, koja važi za sve klase betona glasi:

$$\sigma_c = f_{cd}\left[1-\left(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c_2}}\right)^n\right], \text{ za } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c_2} \tag{2}$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \text{ za } \varepsilon_{c_2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu_2} \tag{3}$$

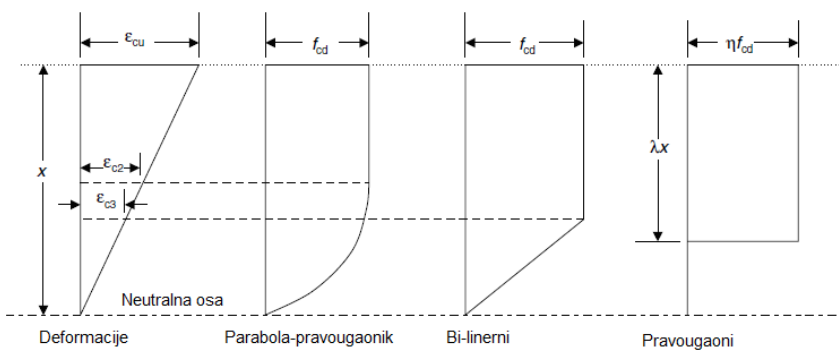
gdje je:

*n* eksponent koji varira od 2 do 1.4, zavisno od čvrstoće betona (smanjuje se sa povećanjem čvrstoće),

$\varepsilon_{c2}$ deformacija pri dostignutom maksimalnom naponu,

$\varepsilon_{cu2}$ granična deformacija, koja takođe opada sa povećanjem čvrstoće betona.

Evrokod 2, pored dijagrama parabola – pravougaonik, predviđa upotrebu drugih idealizovanih dijagrama, i to bilinearnog i pravougaonog dijagrama, koji su prikazani na slici 2.




*Slika 2 – Idealizovana raspodjela napona i deformacija /2/*

Numerički parametri potrebni za definisanje dijagrama imaju konstantne vrijednosti za betone do C50/60, a za betone više klase mijenjaju se u zavisnosti od klase, kako je dato u tabeli 1. Granične deformacije $\varepsilon_{cu2}$ i $\varepsilon_{cu3}$ za dijagrame parabola – pravougaonik i bilinearni dijagram imaju iste vrijednosti.

*Tabela 1 – Parametri za definisanje naponsko-deformacijskog dijagrama*

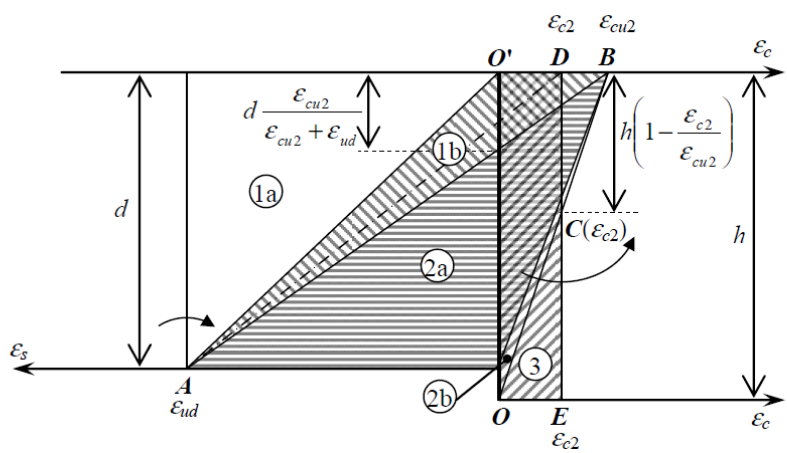
| Klasa betona | $\varepsilon_{cu2}, \varepsilon_{cu3}$ | $\varepsilon_{c2}$ | $\varepsilon_{c3}$ | $n$ | $\lambda$ | $\eta$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ≤C50/60 | 0,0035 | 0,0020 | 0,00175 | 2,0 | 0,800 | 1,000 |
| C55/67 | 0,0031 | 0,0022 | 0,00180 | 1,75 | 0,788 | 0,975 |
| C60/75 | 0,0029 | 0,0023 | 0,00190 | 1,60 | 0,775 | 0,950 |
| C70/85 | 0,0027 | 0,0024 | 0,00200 | 1,45 | 0,750 | 0,900 |
| C80/95 | 0,0026 | 0,0025 | 0,00220 | 1,40 | 0,725 | 0,850 |
| C90/105 | 0,0026 | 0,0026 | 0,00230 | 1,40 | 0,700 | 0,800 |

## 2.3 GRANIČNA NOSIVOST PRESJEKA - SAVIJANJE SILOM PRITISKA

Raspodjela deformacija u presjeku u stanju granične nosivosti prema EN 1992-1-1:2004 je prikazana na slici 3. Deformacije presjeka koji su izloženi dejstvu pritiska ili kombinaciji pritiska i savijanja se, u stanju granične nosivosti, mogu nalaziti u domenu 2 (2a, 2b) ili 3. Za betone klase do C50/60 važe sljedeće vrijednosti graničnih deformacija:

- u betonu: $\varepsilon_{cu2}$= - 0,0035; $\varepsilon_{c2}$= - 0,002;
- u armaturi: $\varepsilon_{ud}$= 0,01.

Za beton veće klase $\varepsilon_{cu2}$ se smanjuje u apsolutnom iznosu, a $\varepsilon_{c2}$ povećava, kako je dato u tabeli 1. U domenu 2 granična deformacija u betonu iznosi 3,5‰. Poddomen 2a se odnosi na prosto savijanje ili savijanje u kombinaciji sa silom pritiska, a 2b predstavlja slučaj kad je sva armatura pritisnuta, a neutralna linija je još uvijek u presjeku. Ako deformacije u presjeku pripadaju domenu 3, cio presjek je pritisnut i neutralna osa je van presjeka.




*Slika 3– Raspodjela graničnih deformacija /4/*

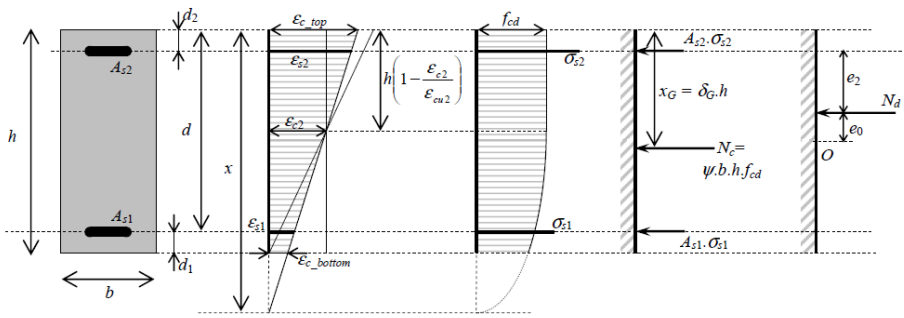
Prema proračunskoj šemi presjeka na slici 4 mogu se postaviti jednačine ravnoteže (4) i (5). Date jednačine se odnose na poprečni presjek eksperimentalno ispitanih stubova, koji su

prikazani na slici 5, koji osim armature $A_{s1}$ i $A_{s2}$ imaju i armaturu $A_{s3}$, smještenu na polovini visine poprečnog presjeka.

$$N_d = \psi b h f_{cd} + A_{s1}\sigma_{s1} + A_{s2}\sigma_{s2} + A_{s3}\sigma_{s3} \quad (4)$$

$$N_d e_2 = \psi b h f_{cd}(\delta_G h - d_2) + A_{s1}\sigma_{s1}(d - d_2) + A_{s3}\sigma_{s3}\left(\frac{h}{2} - d_2\right) \quad (5)$$

Koeficijent punoće dijagrama $\psi$ i koeficijent položaja sile pritiska u betonu $\delta_G$ su u funkciji položaja neutralne ose, ($\xi_t = \frac{x}{h}$). Vrijednosti $\psi$ i $\delta_G$ se proračunavaju iz odgovarajućih integralnih jednačina. U domenu 3 koeficijent $\psi$ raste sa povećanjem koeficijenta $\xi_t$. Minimalna vrijednost, za $\xi_t$=1, zavisi od klase betona (za betone do C50/60 je $\psi$ =0,8095, a za beton C90/105 je $\psi$ =0,5831). Maksimalna vrijednost je $\psi$ =1 za $\xi_t$=∞, za sve klase betona.




*Slika 4 – Proračunska šema za presjek u domenu 3 /4/*

Desna granica domena 3 predstavlja slučaj centričnog pritiska. Deformacije u betonu su konstantne po visini presjeka i jednake granici $\varepsilon_{c2}$, dok je napon jednak proračunskoj čvrstoći betona $f_{cd}$. Proračunska sila $N_d$ se može odrediti iz uslova ravnoteže normalnih sila, i jednaka je zbiru normalnih sila u betonu i armaturi:

$$N_d = A_c \cdot f_{cd} + (A_{s1} + A_{s2} + A_{s3}) \cdot \sigma_{sd} \quad (6)$$

Proračunski napon u armaturi je jednak proračunskoj vrijednosti granice razvlačenja čelika $\sigma_{sd} = f_{yd}$, ($f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s}$). Zbog jednakosti deformacija u betonu i čeliku ($\varepsilon_s = \varepsilon_{c2}$, data jednakost važi ako je $f_{yd} \leq \varepsilon_{c2} \cdot E_s$. Ako je $f_{yd} > \varepsilon_{c2} \cdot E_s$ usvaja se $\sigma_{sd} = \varepsilon_{c2} \cdot E_s$.

Za slučaj da se deformacije u presjeku u graničnom stanju nosivosti nalaze u domenu 2a, jednačine ravnoteže su:

$$N_d = \psi b x f_{cd} \quad A_{s1}\sigma_{s1} + A_{s2}\sigma_{s2} + A_{s3}\sigma_{s3} \quad (7)$$

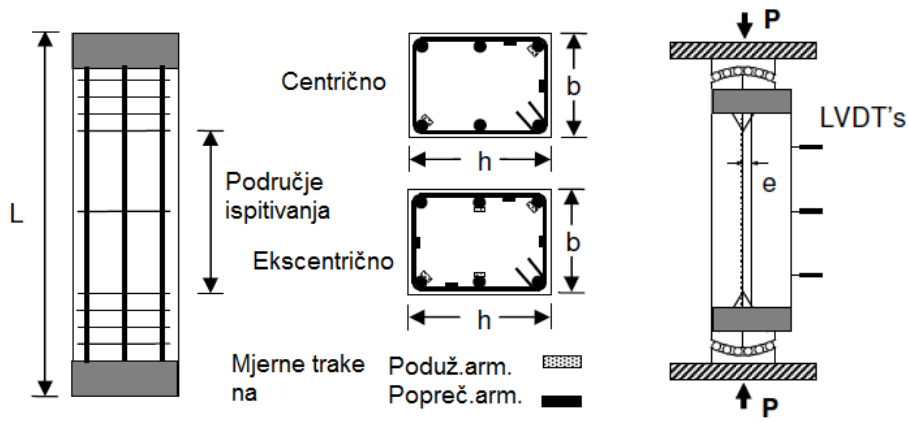
$$N_d e_1 = \psi b x f_{cd}(d - \delta_G x) + A_{s2}\sigma_{s2}(d - d_2) + A_{s3}\sigma_{s3}\left(\frac{h}{2} - d_1\right) \quad (8)$$

U ovom slučaju se koeficijent položaja neutralne ose iskazuje u odnosu na statičku visinu d, $\xi_t = \frac{x}{d}$. Koeficijent punoće dijagrama $\psi$ i koeficijent položaja sile pritiska u betonu $\delta_G$, dobijeni za kompletan dijagram parabola–prava, imaju konstantne vrijednosti za betone do C50/60 ($\psi$ =0,810; $\eta_G$ =0,416). Za betone veće klase vrijednosti opadaju i zavise od klase. Za beton C90/105 su: $\psi$ =0,583, a $\delta_G$ =0,353.

## 3 EKSPERIMENTALNO ISPITIVANJE

Eksperimentalno ispitivanje /5,6/, poslužilo je za uporednu analizu parametara proračunske nosivosti stubova pri centričnom i ekscentričnom pritisku prema EN1992-1-1:2004 i eksperimentalnih rezultata. Stubovi su izrađeni od betona čija je čvrstoća pri pritisku iznosila od 54 do 114 MPa, a mjerena je na cilindrima 15/30 cm. Analizom su obuhvaćena 32 stuba, od kojih su 24 ispitana pod dejstvom centričnog pritiska, a preostalih 8 pod dejstvom ekscentričnog pritiska. Parametri eksperimentalnog ispitivanja su čvrstoća betona, dimenzije stuba, procenat podužne i poprečne armature, kao i ekscentricitet kod ekscentrično opterećenih stubova.

Svi stubovi su armirani sa po 6 podužnih šipki različitih prečnika, zavisno od koeficijenta armiranja, i utegnuti poprečno uzengijama ϕ13mm. Zaštitni sloj betona preko uzengija je iznosio 13 mm. Krajevi stubova su utegnuti gustim uzengijama, i opasani spolja zaštitnim čeličnim cijevima koje su spriječile lokalni lom stuba.




*Slika 5 – Prikaz geometrije, položaj mjernih traka i dispozicija ekscentričnog opterećenja pri eksperimentalnom ispitivanju /5,6/*

Kod ekscentrično opterećenih uzoraka većeg poprečnog presjeka koeficijent podužne armature je 4%, a poprečne armature 0.91%. Kod stubova manjih dimenzija koeficijent armiranja za podužnu armaturu je 4,2%, a za poprečnu armaturu 1,55%.

U Tabeli 2 dati su podaci o centrično ispitanim uzorcima, kao i rezultati ispitivanja – koeficijenti korelacije eksperimentalno utvrđene sile loma i proračunske nosivosti prema EC2. Vrijednosti proračunske sile $N_d$ su dobijene prema izrazu (6), pri čemu je usvojen koeficijent $\alpha_{cc}$ =1,0, koeficijent sigurnosti za beton $\gamma_c$=1,5, granica razvlačenja podužne armature $f_y$ prema

eksperimentalnim podacima, $f_y$=400-462MPa, kao i modul elastičnosti $E_s$=193-195 GPa. Kad se radi o vrijednostima nominalne nosivosti stuba $N_{d,nom}$, one su dobijene sličnim postupkom, pri čemu su koeficijenti sigurnosti za materijale (beton i čelik) iznosili 1,0.

U Tabeli 3 su dati podaci za ekscentrično opterećene stubove. Ekscentricitet sile pritiska *e* pri opitu je iznosio ~0,1h (oznaka E1) ili ~0,2h (oznaka E2). Za proračun je u ovom slučaju usvojena vrijednost koeficijenta $\alpha_{cc}$ =0,85. Eksperimentalne sile loma su, u slučaju stubova označenih sa E2, utvrđene očitavanjem podataka sa interakcionog dijagrama datog u /5/.

***Tabela 2 – Podaci, rezultati i proračunske vrijednosti za centrično opterećene stubove***

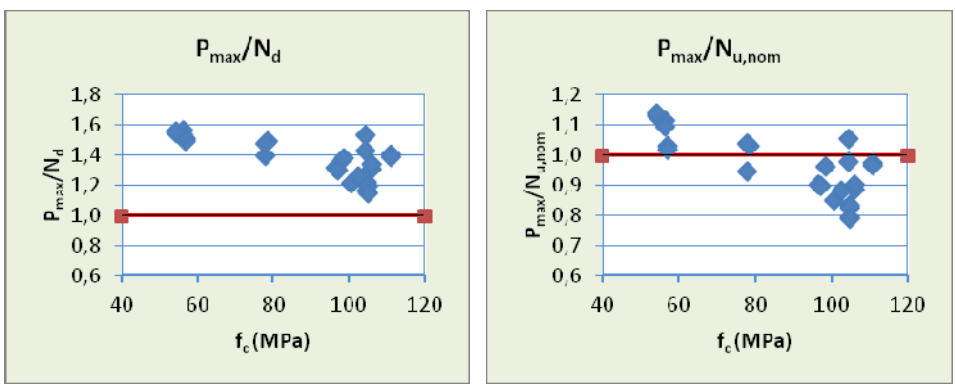
| Oznaka | bxhxL (mm) | $f_c'$ (MPa) | $\rho_l$ (%) | $\rho_s$ (%) | $P_{max}$ (kN) | $N_d$ (kN) | $N_{u,nom}$ (kN) | $P_{max}/N_d$ | $P_{max}/N_{u,nom}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| C57-ρ1-0.9 | 229x305x1016 | 57,0 | 1,11 | 0,91 | 4363,5 | 2894,2 | 4231,2 | 1,51 | 1,03 |
| C57-ρ1-1.8 | | 57,0 | 1,11 | 1,82 | 4314,6 | 2894,2 | 4231,2 | 1,49 | 1,02 |
| C56-ρ2.5-0.9 | | 56,3 | 2,44 | 0,91 | 5008,4 | 3199,3 | 4496,2 | 1,57 | 1,11 |
| C56-ρ2.5-1.8 | | 56,3 | 2,44 | 1,82 | 4915,0 | 3199,3 | 4496,2 | 1,54 | 1,09 |
| C54- ρ4-0.9 | | 54,3 | 4,04 | 0,91 | 5355,4 | 3452,1 | 4732,5 | 1,55 | 1,13 |
| C54- ρ4-1.8 | | 54,3 | 4,04 | 1,82 | 5386,5 | 3452,1 | 4732,5 | 1,56 | 1,14 |
| C78-ρ1-0.9 | | 77,9 | 1,11 | 0,91 | 5431,0 | 3893,1 | 5732,8 | 1,40 | 0,95 |
| C78-ρ2.5-0.9 | | 78,6 | 2,44 | 0,91 | 6285,0 | 4212,4 | 6094,0 | 1,49 | 1,03 |
| C78-ρ4-0.9 | | 77,9 | 4,04 | 0,91 | 6667,6 | 4521,5 | 6418,4 | 1,47 | 1,04 |
| C106-ρ1 | | 106,0 | 1,11 | 0,91 | 6747,6 | 5146,4 | 7627,0 | 1,31 | 0,88 |
| C106-ρ1 | | 106,0 | 1,11 | 1,82 | 6881,1 | 5146,4 | 7627,0 | 1,34 | 0,90 |
| C104-ρ2.5 | | 104,5 | 2,44 | 0,91 | 7681,7 | 5389,0 | 7859,0 | 1,43 | 0,98 |
| C104-ρ2.5 | | 104,5 | 2,44 | 1,82 | 8282,2 | 5389,0 | 7859,0 | 1,54 | 1,05 |
| C111-ρ4 | 178x229x914 | 96,5 | 4,04 | 3,10 | 8411,2 | 6001,0 | 8637,6 | 1,40 | 0,97 |
| C111-ρ4 | | 97,2 | 4,04 | 3,10 | 8353,3 | 6001,0 | 8637,6 | 1,39 | 0,97 |
| C96-ρ2 | | 98,6 | 1,90 | 3,10 | 3794,1 | 2878,8 | 4211,3 | 1,32 | 0,90 |
| C97-ρ3 | | 104,8 | 2,95 | 1,55 | 3909,8 | 3002,9 | 4350,6 | 1,30 | 0,90 |
| C98-ρ4 | | 104,8 | 4,19 | 3,10 | 4421,3 | 3209,2 | 4589,3 | 1,38 | 0,96 |
| C105-ρ2 | | 105,0 | 1,90 | 1,55 | 3571,7 | 3059,2 | 4496,2 | 1,17 | 0,79 |
| C105-ρ2 | | 105,0 | 1,90 | 3,10 | 3745,2 | 3059,2 | 4496,2 | 1,22 | 0,83 |
| C105-ρ3 | | 100,7 | 2,95 | 1,55 | 3860,9 | 3222,2 | 4674,8 | 1,20 | 0,83 |
| C105-ρ3 | | 102,5 | 2,95 | 3,10 | 3696,3 | 3222,2 | 4674,8 | 1,15 | 0,79 |
| C101-ρ4 | | 96,5 | 4,19 | 3,10 | 3963,2 | 3263,9 | 4671,3 | 1,21 | 0,85 |
| C102-ρ4 | | 97,2 | 4,19 | 3,10 | 4181,1 | 3310,8 | 4741,7 | 1,26 | 0,88 |

*Tabela 3 – Podaci, rezultati i proračunske vrijednosti za ekscentrično opterećene stubove*

| Oznaka | bxhxL (mm) | $f_c'$ (MPa) | $e_0$ (cm) | $P_{exp}$ (kN) | $N_d$ (kN) | $M_{exp}$ (kNcm) | $M_d$ (kNcm) | $P_{exp}/N_d$ | $\nu_{exp}/\nu_d$ | Domen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| C54-E1 | 229x305x 1016 | 54 | 3,10 | 3972,1 | 2386,0 | 12423,7 | 7396,5 | 1,66 | 0,94 | 3 |
| C54-E2 | | 54 | 6,30 | 3126,7 | 1691,8 | 19325,8 | 10658,7 | 1,85 | 0,96 | 2a |
| C75-E1 | | 75 | 2,82 | 4550,3 | 2881,3 | 12142,6 | 8125,3 | 1,58 | 0,90 | 3 |
| C113-E1 | | 113 | 3,10 | 6040,4 | 3740,6 | 18776,2 | 11595,8 | 1,61 | 0,91 | 3 |
| C114-E2 | | 114 | 6,25 | 4490,8 | 3049,0 | 27199,3 | 19056,3 | 1,47 | 0,90 | 2a |
| C97-E1 | 178x 229x 914 | 97 | 2,06 | 3411,6 | 2058,3 | 7243,6 | 4240,0 | 1,66 | 0,98 | 3 |
| C108-E1 | | 108 | 2,31 | 3509,5 | 2153,5 | 7863,4 | 4974,7 | 1,63 | 0,91 | 3 |
| C108-E2 | | 108 | 4,78 | 2562,1 | 1726,6 | 12299,1 | 8253,1 | 1,48 | 0,92 | 2a |

## 4 ANALIZA REZULTATA

Na slici 6 prikazani su dijagrami korelacije eksperimentalne sile loma i proračunskih sila $N_d$ i $N_{u,nom}$ u funkciji čvrstoće betona pri pritisku. Jasno je uočljiv trend pada vrijednosti $P_{max}/N_d$, koji se može smatrati globalnim koeficijentom sigurnosti, sa porastom čvrstoće betona. Uočljivo je, takođe, da je za beton visoke čvrstoće vrijednost $P_{max}/N_{u,nom}$ znatno manja od 1.




*Slika 6 – Korelacija eksperimentalno utvrđene max sile pritiska $P_{max}$ i proračunske nosivosti $N_d$ prema EC2, kao i nominalne granične sile $N_{u,nom}$*

Veličina deformacija izmjerenih u betonu i armaturi na stubovima koji su ispitani ekscentričnim pritiskom je pokazala da se rezultati ispitivanja poklapaju sa eksperimentalnim rezultatima, kada je u pitanju domen raspodjele deformacija u stanju granične nosivosti. Korelacija eksperimentalne i računske sile pritiska ukazuje na pad sigurnosti sa povećanjem čvrstoće betona. Globalni koeficijent sigurnosti je relativno visok (~1,63), čemu je doprinijelo usvajanje $\alpha_{cc}$ =0,85, ali je uglavnom niži za beton veće čvrstoće. Pri proračunu su korišćeni

parametri koji odgovaraju betonu klase C90/105 i za stubove od betona čvrstoće 108-114 MPa. To je doprinijelo manjoj proračunskoj sili i većem stepenu sigurnosti kod proračuna, nego što bi se dobilo da su proračunske vrijednosti ekstrapolirane adekvatno većoj čvrstoći.

U tabeli 3 dat je i korelacioni koeficijent $\nu_{exp}/\nu_{rac}$, koji predstavlja odnos eksperimentalne vrijednosti redukovane sile pritiska $\nu_{exp}=P_{exp}/(f_c´bh)$ (vrijednosti su dobijene očitavanjem sa interakcionih dijagrama datih u /5/) i redukovane proračunske sile $\nu_d=N_d/(f_{cd}bh)$. Vrijednost ovog korelacionog koeficijenta je od 0,9 do 0,96.

# 5 ZAKLJUČCI

Proračun armirano betonskih konstruktivnih elemenata od betona veće klase od C50/60, prema EN 1992-1-1, je velikim dijelom obuhvatio specifičnosti betona visoke čvrstoće. Propisani su idealizovani proračunski dijagrami i proračunski koeficijenti u funkciji čvrstoće, što je opravdano i u skladu sa rezultatima eksperimentalnih ispitivanja.

Kod proračuna elemenata pri centričnom i ekscentričnom pritisku, kod kojih je indikovana upotreba betona visoke čvrstoće, jedan od najvažnijih proračunskih parametara je koeficijent $\alpha_{cc}$, koji služi za dobijanje proračunske čvrstoće betona pri pritisku. Za ovaj koeficijent nijesu predviđena posebna pravila za betone veće klase od C50/60. Preporučena vrijednost ovog koeficijenta, koja iznosi 1,0, je u većoj mjeri nekonzervativna i nesaglasna sa eksperimentalnim rezultatima, posebno za beton visoke čvrstoće, /7/. Treba napomenuti da se ova ocjena ne odnosi na analizu vrijednosti sa aspekta sa kojeg je ovaj koeficijent definisan u EN 1992-1-1. Međutim, kako nije predviđen neki drugi korekcioni koeficijent za definisanje proračunske čvrstoće pri pritisku, osim koeficijenta sigurnosti, opravdano je da se koeficijentom $\alpha_{cc}$ obuhvate i drugi parametri, između ostalih i specifičnosti betona visoke čvrstoće.

S obzirom na činjenicu da se razmatrani koeficijent usvaja nacionalnim aneksom, postoji mogućnost da se njegova vrijednost prilagodi eksperimentalnim rezultatima. Neke zemlje su to već uradile svojim nacionalnim aneksima, ali ne vezujući se posebno za beton visoke čvrstoće. Bilo bi veoma korisno ovaj koeficijent posebno razmotriti i sa tog aspekta i definisati njegove vrijednosti u funkciji čvrstoće betona, kako je to urađeno i u slučaju nekih drugih parametara proračuna.

**LITERATURA**


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

[2] Narayanan R.S., Beeby, A.V.: *Designers' Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. General Rules and Rules for Buildings and Structural Fire Design*. Designers guides to the Eurocodes, Thomas Telford, 2005, str. 230

[3] Grupa autora: *Eurocode 2, Application to Concrete Highway Bridge, Methodological Guide*. SÉTRA, 2007, str.294

[4] Course EC2, *Design of cross section at ULS for bending and axial force* ftp://iristor.vub.ac.be/patio/MEMC/pub/vantomme/theory%20course%20Design%20of%20Concrete%20Structures/courseEC2-Chap4.pdf, str 84

[5] Kim, S.: *Behavior of High-Strength Concrete Columns*. PhD Disertation, North Carolina State University, May 2007 str. 205

[6] Kim, S., Mertol, M., Rizkalla, S., Zia, P., Mirmiran, A.: *Behavior of High-Strength Concrete Rectangular Columns*. Seventh International Congress on Advances in Civil Engineering, Yildiz TechnicalUniversity, Istanbul, Turkey, October11-13, 2006.

[7] Shehata, L.C.D., Paula, A.L., Shehata, I.A.E.M.: *Concrete stress blocks of MC90 and EC2. How safe are they?* Tailor Made Concrete Structures – Walraven&Stoelhorst(eds), Taylor&Francis group, London, 2008, strana 599 - 604

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Miroslav BEŠEVIĆ[1], Milan GAJIĆ[2], Aleksandar PROKIĆ[3], Dragan STOJILJKOVIĆ[4],*

# SANACIJA I ADAPTACIJA OBJEKTA ZA PROIZVODNJU FOSFORNE KISELINE U PRAHOVU

***Rezime:***
U radu je prikazana sanacija i adaptacija armiranobetonske i čelične konstrukcije kompeksa objekta za proizvodnju fosforne kiseline u Prahovu. Postojeća konstrukcija je tokom eksploatacije usled agresivnosti sredini, pretrpelaje određena oštećenja. Analizirana je arhivska tehnička domuentacija, izvršeno je snimanje na licu mesta konstruktivnih nosećih elemenata kao i foto dokumentacija oštećenja. Na osnovu snimljene konstrukcije i arhivskog projekta iz 1976.godine sproveden je kontrolni statički proračun. U skladu sa vrstom i veličinom oštećenja predvićene su odgovarajuće mere sanacije. Osim noseće konstrukcije izvršena je i sanacija svih nenosećih pozicija.

*Ključne reči*: *sanacija, ab i čelična konstrukcija, kontrolni proračuni.*

# REPAIR AND RENOVATION OF BUILDING FOR PHOSPHORIC ACID PRODUCTION IN THE PRAHOVO

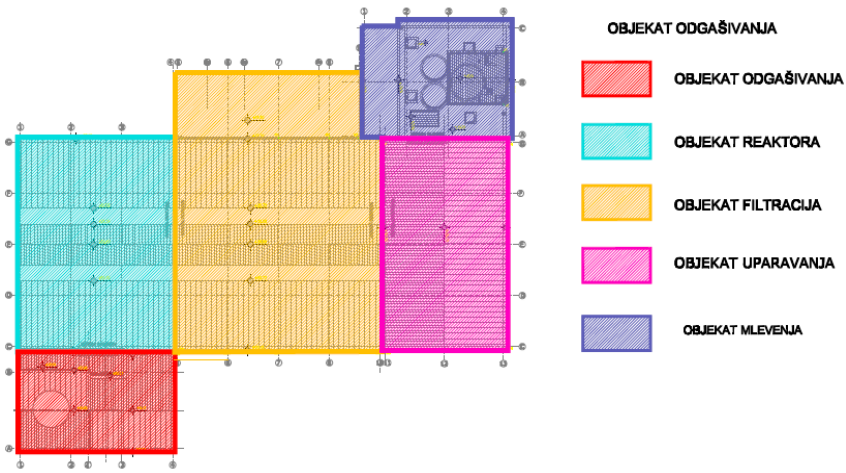
***Summary:***
The paper describes the repair and renovation of reinforced concrete and steel structure building complex for the production of phosphoric acid in Prahovo. Aggressive environment has caused damage on the structure. In order to observe level of damage we have analyzed technical documentation from 1976 and condition of structural support elements on the site and damage photo documentation as well. Based on derived information we have conducted another structural analysis on segments in order to examine their stability. Repairing supporting structures methods have been defined depending on the type and size of defects. In addition to supporting structure repairment of non-supporting elements.

*Keywords: repair, concrete and steel structures, control calculations*

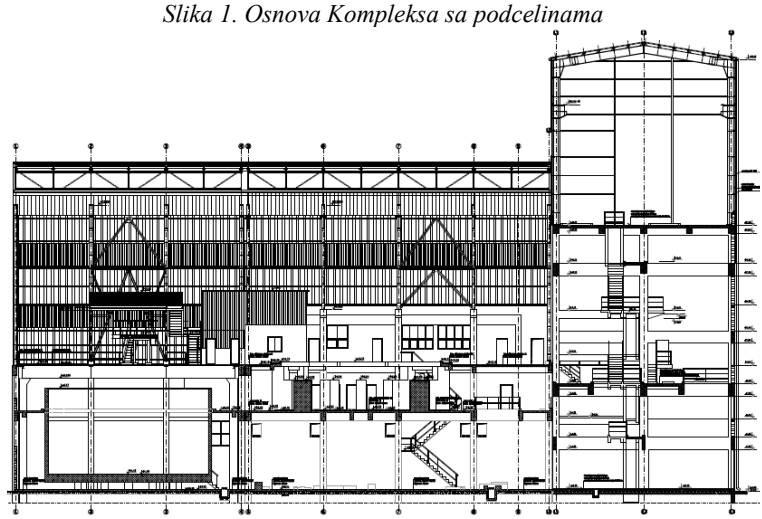
[1]Prof. dr. Miroslav BEŠEVIĆ, dipl.građ.inž., Građevinski fakultet Subotica, Kozaračka 2a ,
[2]Milan GAJIĆ, dipl.građ.inž., AMG-Structure, Beograd,
[3] Prof. dr Aleksandar PROKIĆ, dipl.građ.inž., Građevinski fakultet Subotica, Kozaračka 2a,
[4]Dragan STOJILJKOVIĆ, dipl.ing.arh, ZINCO- Beograd,

# 1. UVOD

Objekat fosforne kiseline se nalazi u okviru fabričkog kompleksa "Eliksir Prahovo" u Prahovu. Izgrađen je 70-ih godina prošlog veka . Objekat se nalazi na katastarskoj parceli br. 2300 KO Prahovo. Objekat se sastoji iz pet prostornih i proizvodnih podcelina objedinjenih u jedan objekat. Namena objekta je odvijanje proizvodnog procesa koji čine : Mlevenje, Uparavanje ,Filtracija,Reaktor i Odgašivanje. Objekat je slobodnostojeći. Glavni kolski i pešački pristupi ostvareni su sa dve pristupne saobraćajnice koje objekat tangiraju sa istočne i zapadne strane. Objektu je moguće prići vozilima sa sve četiri strane.Svaka podcelina Pogona ima zaseban ulaz.Na Sl.br. 1 dat je prikaz kompleksa, a na sl.2 podužni presek.




*Slika 1. Osnova Kompleksa sa podcelinama*



*Slika 2. podužni presekom kroz kompleks objekta*

## 1.1 KONSTRUKCIJA POSTOJEĆEG OBJEKTA KOMPLEKSA

### 1.1.1 Objekat mlevenja

Objekat je izveden kao armiranobetonski skelet sa stubovima i gredama. Ispune zidova su betonski šuplji blokovi debljine 20cm . Krov je na koti +29.50, ravan, prohodan. Na njemu se nalazi kula čija je konstrukcija od čelika. Najviša tačka kule je na koti +36.91m. Na sl.3 prikazana fasada objekta.



*Slika 3. Spoljašnji izgled podceline – Mlevenje*

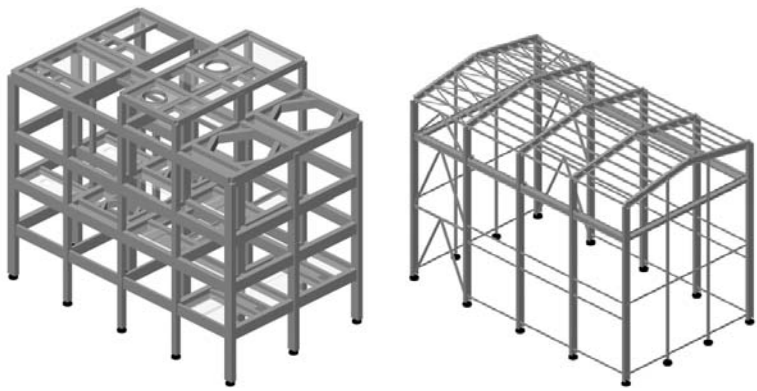
### 1.1.2 Objekat uparavanja

Objekat je izveden kao armiranobetonski skelet, sa stubovima, gredama i platformama do visine od +18.25m, odnosno +21.25m, odakle je izvedena čelična konstrukcija. U delu armiranobetonske konstrukcije zidovi su od šupljih blokova debljine 20cm. U delu čelične konstrukcije zidovi su od valoplasta. Najviša tačka objekta je na koti +35.90m. Krov jednobrodne hale je izveden na dve vode sa nagibom krovne ravni 1:6. Glavni sistem čelične konstrukcije je dvozglobni simetričan ram sa promenljivom riglom. Prozori na objektu su uništeni i otvori su zatvoreni valoplastom. Na sl.4 prikazan je betonski i čelični deo konstrukcije.



*Slika 4. Poprečni presek čelične konstrukcijei fasada betonskog dela podceline*

Kontrolnim statičkim proračunima konstrukcije analizirana su naprezanja kako u čeličnom delu konstrukcije, tako je i proveravana potrebna armature u pločama, gredama i stubovima betonskog dela konstrukcije. Na sl. 5, prikazani su proračunski modeli konstrukcije donjeg betonskog i gornjeg čeličnog dela .



*Slika 5. proračunski modeli postojeće konstrukcije*

### 1.1.3 Objekat filtracije i reaktora

Iako su to dve odvojene funkcionalne celine Filtracija i Reaktor su gabaritno jedan objekat odvojen dilatacijom. Objekat je izveden kao armiranobetonski skelet sa stubovima i gredama do visine +10.10m, odakle se nastavlja čelična konstrukcija. Glavni element čelične konstrukcije je dvozglobni ram sa promenljivom riglom. U delu armiranobetonske konstrukcije zidovi su od šupljih blokova debljine 20cm . U delu čelične konstrukcije zidovi su od valoplasta. Krov broda hala Filtracije i Reaktora je izveden kao dvovodni, sa nagibom krovne ravni 1:6. Sleme objekta je na koti +26.34. Na krovu se, duž cele hale, nalazi lanterna visine 2.0m. Umesto prozorima, svi otvori na objektu su zatvoreni valoplastom. Na sl.7,8,9 i 10 je prikazana konstrukcija podcelina Filtracije i Reaktora.



*Sl.6 Čelična konstrukcija – Filtracija*



*Sl.7 Betonska konstrukcija – Filtracija*



*Sl.8 Fasada Reaktora.*

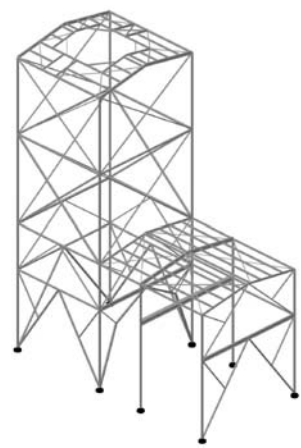


*Sl .9 Čelična konstrukcija – Reaktor*

### 1.1.4 Objekat odgašivanja

Objekat odgašivanja se nalazi na južnoj strani kompleksa objekta fosforne kiseline. Konstrukcija objekta odgašivanje je u celosti od čelika. Zidovi, odnosno fasadna obloga, su od valoplasta. Na objektu postoje 3 krovne ravni: najviša na koti +24.35, zatim koti ~22.30m, i najniža na koti +10.876m. U prostoru između stubova A1-B1 i A2'-B2' nalazi se kula za odgašivanje visine 34.50m. koja probija krov na koti +24.350m. Na kuli za odgašivanje nalaze se platforme za opsluživanje.U najvišem krovu je otvor za prolaz kule. Objekat je bez prozorskih otvora, potpuno zatvoren. Na sl. 10 prikazana je postoječa fasada i proračunski model konstrukcije.





*Slika 10. Fasada i proračunski model konstrukcije podceline*

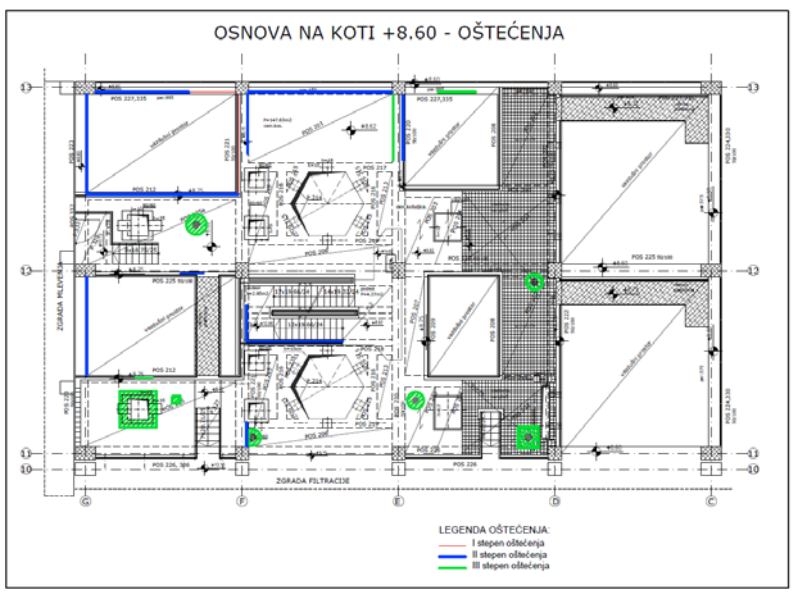
### 1.1.5 Oštećenja konstrukcije (betona-čelika)

Oštećenja noseće čelične konstrukcije je posebno izražena na konstruktivnim elementima manjih dimenzija kao što su rožnjače, fasadne rigle i pojedini nosači složenog poprečnog preseka. Na slici br. 11 prikazano je dejstvo korozije krovnog nosača-kiji je zamenjen novim nosačem, kao i način sanacije manje oštećenih preseka peskarenjem a zatim nanošenje anti koroziona zaštite.



*Slika 11. Oštećenje čeličnog nosača sa sproedenim merama sanacije*

Oštećenja armiranobetonskih konstruktivnih elemenata je podeljeno u tri nivoa što zavisi od veličine oštećenja. Prvi stepen oštećenja su oštećenja do 7cm, drugi do 5cm a treći do 3cm. Na sl.12 je prikazana su oštećenje nakoti 8.60, dok su na sl.br.13 prikazana oštećenja betona na pojedinim konstruktivnim pozicijama.



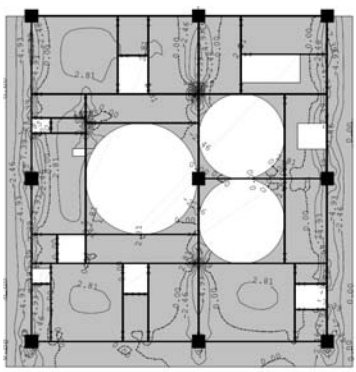

*Slika 12. Oštećenja armiranobetonske konstrukcije*



*Slika 13. Oštećenje čeličnog nosača sa sproedenim merama sanacije*

## 2. KONTROLNI STATIČKI PRORAČUN KONSTRUKCIJA OBJEKTA

Kontrolni statički proračun je sproveden za svaku noseću konstrukciju podcelina, kako bi se proverile dimenzije, naponska i deformacijska stanja konstrukcije. U toku izvođenja sanacije i adaptacije objekata dosnimljene su određene pozicije koje nisu mogle biti ranije snimljene, već je iskorišćena postavljena skela i platforme pri izvođenju radova na sanaciji. Usled postavljanja skele vršeno je praćenje i izvođenja radova na sanaciji i adaptaciji. Na sl.14 i 15 prikazan je kontrolni proračun jednog nivoa armiranobetonske konstrukcije odnosno provera nosivosti jednog čeličnog nosača.



POS FR4 Fasadna rigla L(m)= 5.60

$b_i$= 1.82 m širina koja pripada rigli

**ANALIZA OPTERECENJA**

- od fasadne obloge $g_o$= 0.15 kN/m²
  salonit $g_i=b_i*g_o$= 0.27 kN/m
- od sopstvene težine $g_o$= 0.22 -II-
  $g=b_i*g_o$= 0.49 kN/m

od tezine fasade

osnovno opt. Vetrom q= 0.78 kN/m²

-pritiskajuce i unutrasnje dejstvo vetra na kalkanski zid:

$w_1=(0.9+0.3)*q$= 0.932 kN/m²

$W1=b_i*w_1$= 1.697 kN/m

-sisuce i unutrasnje dejstvo vetra:

$w_2=(-0.4-0.3)*q$= -0.5439 kN/m²

-0.99 kN/m

$_{max}M_y$ (kNm)=g*L²/8= 1.93

$_{max}M_x$ (kNm)=W*L²/8= 6.65

$T_{q,0}$ (kN)= 1.4
$T_{q,1}$ (kN)= 1.4
$T_{w,0}$ (kN)= 4.8
$T_{w,1}$ (kN)= 4.8

**Kontrola napona postojećeg nosača**

-osnovni materijal: $\sigma^I_{dop}$= 18.00 kN/cm² $\tau^I_{dop}$= 9.00 kN/cm²

dimenzionisanje stapa: potW$_x$=$M_x/\sigma_{dop}$= 61.59 cm³ potW$_y$=$M_y/\sigma_{dop}$= 17.89 cm³

pot $I_x$ > 527.95 cm⁴ pot $I_y$ > 153.38 cm⁴

presek: I180 A(cm²)= 28.0 G(kg)= 22.0

Ix(cm⁴)= 1350 Iy(cm⁴)= 114

Wx(cm³)= 150 Wy(cm³)= 22.4

i(cm)= 6.95 $i_y$(cm)= 2.02

maxσ= Mx/Wx+My/Wy= 13.06 kN/cm² <σI 72.6%

max $f_x$=5/384*W*L⁴/E/$I_x$= 0.766 cm

max $f_y$=5/384*g*L⁴/E/$I_y$= 2.637 cm

max $f=\sqrt{f_x^2+f_y^2}$= 2.75 cm < $f_{dop}$(cm)=L/200= 2.8

L/ 203.9

Komentar: Dopušteni naponi su iskorišteni 73%, ugibi su u dopuštenim granicama

*Slika 14. Uticaji u međuspratnoj tavanici i kontrola napona i deformacija u POS FR4*

## 3. MERE SANACIJE KONSTRUKCIJE OBJEKTA-KOMPLEKSA

Projektom sanacije i adaptacije u potpunosti se zadržava gabarit i spratnost objekata, nagibi krovnih ravni kao i pozicija otvora na fasadi. Pre izvođenja radova na sanaciji konstrukcije potrebno je pripremiti podlogu, ukloniti zaostale naslage nečistoće sa površina. Pripremu podloge uraditi nekom od priznatih abrazivnih metoda uklanjanja slabo vezanih ,oštećenih betonskih delova i hemijski kontaminiranih delova betona i to grubo mehaničko štemovanje, mašinski i po potrebi ručno, čišćenje dejstvom abraziva pod pritiskom (blago peskarenje, sačmarenje ili sl. da se očisti prljavština), po potrebi mašinsko brušenje oštećenih delova. Zatim je potrebno izvesti obijanje oštećenih delova betona sa stubova, i čišćenje armature, premazivanje inhibitorom korozije za ostvarivanje veze starog i novog betona. Za oštećenja dubine do 3cm popravka oštećenog sloja se izvodi reparaturnim malterom. Popravka oštećenog sloja do 5cm, se izvodi reparaturnim malterom na bazi polimercementa sa polipropilenskim vlaknima , i nanosi u slojevima debljini 3 do 5 cm. Nakon pripremnih radova zidane zidove od betonskog bloka obradjeni su lepkom i mrežicom, a završni sloj lepka se mora glatko isperdašiti. Ovu obradu primeniti i na betonske grede i stubove. Na pojedinim delovima zidanih zidova gde je urušen deo zida ili oštećen izvršiti zaziđivanje otvora od šupljih betonskih blokova u produžnom malteru. Čelična konstrukcija objekta sanira se tako što se prvo izvrši peskarenje, zatim zamenai/ili ojačavanje fasadnih i krovnih konstruktivnih elemenata. Antukorozivnu zaštitu izvesti nanošenjem premaza u sledećim slojevima i debljinama . Za konstrukciju koristiti propisane premaze u slojevima i to osnovni epoxi premaz debljine 40-50 µ, međupremaz epoxi debljine 100µ i završni epoxi premaz debljine 1x50µ. Svi fasadni i krovni konstruktivni elementi se premazuju zaštitnim premazima. Fasada od profilisanih ploča tipa „Eval-valoplast“ se u celosti zamenjuju salonit pločama. Na fasadi nisu predviđen otvori. Krovni pokrivač se u celosti zamenjuje salonit pločama. Na unutrašnje površine fasadnih zidova od bloka postavljaju se lepak i mrezica. Završna obrada je u molerskoj tehnici. Obrada podova i stepeništa je u vidu cementne košuljice preko AB ploče, odnosno ploče od nearmiranog betona u prizemlju.

## 4. ZAKLJUČAK

Industrijski objekti izvedeni sedamtesetih godina prošlog veka a koji nisu redovno održavani značajno su pretrpeli oštećenja kako fasada, krovova tako i noseće konstrukcije. Noseća konstrukcija je projektovana u cilju tehnoloških procesa u vidu armiranobetonskih ili čeličnih konstrukcija. Što je sredina agresivnija to su i oštećenja veća. Na ovom primeru je pokazana sanacija i adaptacija objekta kompleksa za proizvodnju fosforne kiseline. Na sl.15 se prikazuje sanirani kompleks.




*Slika 15. Sanirane fasade kompleksa*

**LITERATURA**

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

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

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

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

[5] M.Bešević**,** M.Gajić,*" Sanacija armirano betonske konstrukcije poslovnog objekta u Crnotravskoj ulici br 27 u Beogradu"* SIMPOZIJUM 2012 –DGKS, 2012.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Mladen Muhadinović[1], Đorđe Đuričić[2], Duško Lučić[3]*

# OSVRT NA PROJEKTOVANJE ČELIČNIH STUBOVA KONSTRUKTIVNOG SISTEMA JARBOLA

***Apstrakt:***

U radu je analiziran postupak proračuna čeličnih antenskih stubova konstruktivnog sistema jarbola prema Eurokodu. Dat je pregled Eurokodova i nacionalno određenih parametara koji se koriste prilikom projektovanja ovakvih konstrukcija. Opisana je analiza ovakvih konstruktivnih sistema pomoću savremenog prorgramskog paketa SAP2000. Dat je osvrt na postupak ranijeg projektovanja po uprošćenom postupku koji je primijenio M. Milosavljević. Izvedeni su zaključci na osnovu dobijenih rezultata i uporedne analize između dva razmatrana postupka.

*Ključne riječi*: čelični stubovi, konstruktivni sistem jarbola, Eurocode, nelinearana analiza

# AN REVIEW ON STEEL MASTS DESIGN

***Abstract:***

This paper deals with the calculation method of steel masts according to Eurocode. Paper provides an overview of the Eurocodes and nationally determined parameters used in the design of such structures and describes the analysis of such structural systems using modern software package SAP2000. It also outlines the earlier projected simplified procedure applied by M. Milosavljevic. Conclusions are drawn on the basis of these results and comparative analyzes between the two discussed methods.

**Key words:** steel columns, mast, Eurocode, nonlinear analysis

[1] *Spec. sci. građ., saradnik, Građevinski fakultet, Cetinjski put bb, 81000 Podgorica, mladenmuhadinovic@yahoo.com*

[2] *Mr, dipl.inž.građ, saradnik, Visoka poslovno-tehnička škola strukovnih studija, Užice, Srbija, e-mail: djordje.djuricic@vpts.edu.rs*

[3] *Prof. dr, dipl.inž.građ., nastavnik, Građevinski fakultet, Cetinjski put bb, 81000 Podgorica, dlucic@ac.me*

# 1. UVOD

U ovom radu je obrađena problematika čeličnih stubova sa kosim zategama u konstruktivnom sistemu jarbola. Rad je koncipiran tako da odgovori na određena pitanja i probleme koji se mogu pojaviti pri projektovanju stubova sa kosim zategama, u svemu poštujući savremene evropske standarde.

Stub u vidu jarbola predstavlja stub koji se održava u svom vertikalnom položaju pomoću izvjesnog broja kosih užadi i predstavlja kontinualni nosač na elastičnim osloncima, izuzev prvog oslonca koji je nepomjerljivo povezan sa tlom. Opterećenja koja su u ovom radu analizirana su sosptvena težina stuba i užadi, sila prednaprezanja u užadima i horizonatlni pritisak vjetra na stub i opremu. Opterećenja od leda, temperature i incidentna opterećenja, u ovom radu nisu analizirana.

Deformacije stubova u vidu jarbola su takvog karaktera da mogu biti od uticaja na statičko rješenje problema. Iz tog razloga je potrebno da se ovaj sistem analizira po teoriji II reda. Takođe, vrlo bitno je naglasiti da postoji i nelinearnost između horizontalnog pomijeranja oslonaca i aksijalne sile u užadima. Kosa zatega zauzima oblik lančanice, tj. sila u njoj zavisi od strijele same lančanice.

Rad sadrži pregled svih Eurokodova koji su potrebni za projektovanje ovakvog tipa konstrukcije, zajedno sa nacionalno određenim parametrima. Na konkretnom primjeru odrađen je proračun stuba u programskom paketu SAP 2000, gdje postoji tačno definisan postupak za proračun ovakvih konstrukcija.

Pošto je svaki stub sa kosim zategama tipa jarbola na ovim prostorima projektovan po Milosavljevićevoj teoriji [1], doprinos ovog rada je u tome, da se da zaključak da li je proračun koji je rađen po njegovoj teoriji u skladu sa postojećim savremenim programskim paketima, da li postoje neke značajne razlike i ako postoje na koje se tačno djelove proračuna odnose. Upoređivanje rezultata postupka proračuna u savremenom programu SAP2000 i prema teoriji Milosavljevića detaljnije je obrađeno u [2], dok se u ovom radu daje dio te analize.

# 2. PREGLED EUROKODOVA I NACIONALNIH ANEKSA KOJE TREBA KORISTITI

Prilikom projektovanja čeličnih stubova sa kosim užadima potrebno je koristiti sljedeće Eurokodove:

- EN 1991-1-1 General actions. Densities, self-weight, imposed loads for buildings.
- EN 1991-1-4 General actions. Wind actions.
- EN 1991-1-5 General actions. Thermal actions.
- EN 1993-1-1 General rules and rules for buildings.
- EN 1993-1-8 Design of joints.
- EN 1993-1-9 Fatigue.
- EN 1993-1-10 Material toughness and through-thickness properties.

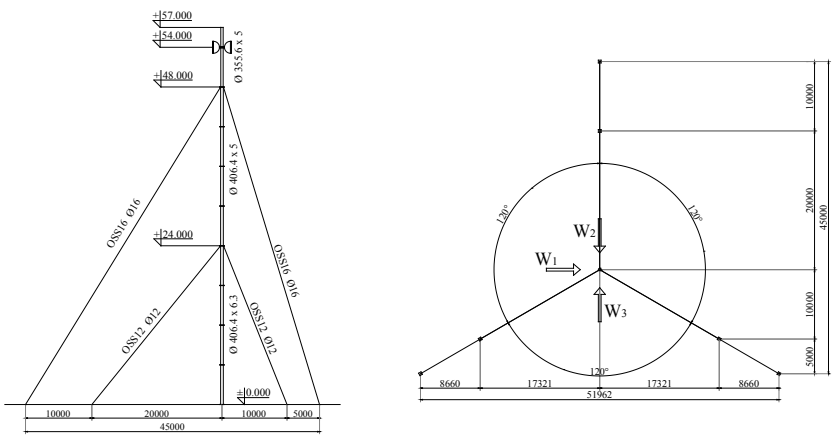
- EN 1993-1-11 Design of structures with tension components.
- EN 1993-3-1 Towers, masts and chimneys. Towers and masts.

Uz navedene Eurokodove treba koristiti nacionalno određene parametre na mjestima gdje je standard ostavio mjesto za njih.

# 3. ANALIZA KONSTRUKTIVNOG SISTEMA POMOĆU SAVREMENIH KOMPJUTERSKIH PROGRAMA

Kao primjer urađen je čelični antenski stuba sa dva reda kosih zatega statičkog sistema jarbola visine h=57.0m. Zatege se u osnovi pružaju u tri pravca koji međusobno zaklapaju ugao od 120$^o$. Prostor koji ovaj stub zauzima u osnovi je poluprečnika 30,0 m.

Na slici 1, data je dispozicija čeličnog stuba kružnog poprečnog presjeka konstruktivnog sistema jarbola, sa razmatranim pravcima dejstva vjetra koji su analizirani.




*Slika 1: Dispoziciona šema konstruktivnih elemenata jarbola*

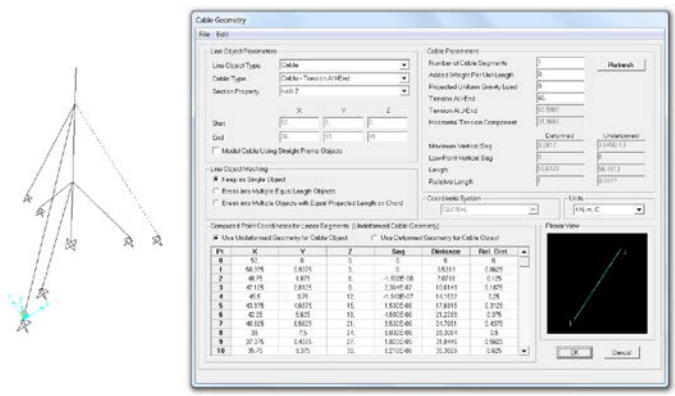
Urađena je detaljna analiza njegove nosivosti i stabilnosti i to za dejstvo sledećih opterećenja:

- sopstvena težina svih elemenata stuba (centralna cijev, oslonački profili, kose zatege, priključne ploče i limovi, penjalice...);
- dejstvo vjetra na stub (fundamentalna brzina vjetra 26.0 m/s);
- težina antena i dejstvo vjetra na njih (analizirane su dvije MW antene na koti +54.00 m, prečnika 0,80 m;

Čelični stub je cjevastog poprečnog preseka. Konstruisan je od devet segmenata, i to četiri od Ø406.4x6.3 dužine 6000 mm, četiri od Ø406.4x5.0 dužine 6000 mm, i jedan od Ø355.6x5.0 dužine 9000 mm. Veze ovih segmenata su izvedene preko priključnih ploča, debljine 20.0mm i visoko vrijednih zavrtnjeva klase čvrtoće k10.9. Stub je ukrućen sa dva reda užadi koji se u dnu

oslanjaju na temelje samce koji zajedno sa temeljom stuba čine oslonačku konstrukciju. Užad se za stub vezuju preko priključnih limova zavarenih pri kraju četvrtog i osmog segmenta stuba. Donja zatezna užad su Ø12, a gornja Ø16. Užad su za stub vezana „mrtvom glavom“ po principu veznog lima sa čepom. Sa donje strane, do temelja, užad se utežu na potrebnu silu pomoću specijalno konstruisanih sprava za utezanje. U mirnom stanju užad su prednapregnuta tako da u njima vladaju sile od 30 kN i 80 kN, respektivno za donju i gornju užad. Za vertikalnu komunikaciju po stubu koriste se penjalice koje su tako koncipirane da se za penjanje po njma koriste specijalni sigurnosni pojasevi sa tzv. klizačima koji se navlače na I 100 profil i sprečavaju pad. Za ovakvu vrstu penjalica ne koriste se leđobrani jer je sigurnost obezbeđena pojasom koji je obavezana oprema pri penjanju na stub. Segmenti penjalica su po visini stuba međusobno povezani i ostvaruje se kontinualna veza čime se sprečava ispadanje klizača prilikom penjanja. Ostali elementi koji se nalaze u sastavu stuba služe da se za njih fiksiraju kablovi, antene, penjalice, uzemljivačka užad. Za konstrukciju antenskog stuba koristi se čelik S235, dok su zatezna užad napravljena od čelika sa granicom kidanja od oko 160 kN/cm$^2$.

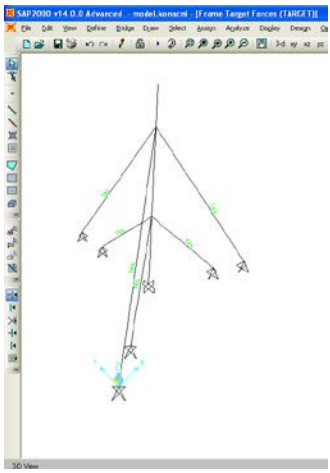
U programskom paketu SAP 2000 postoji alat za računanje ovog tipa konstrukcije. U daljem tekstu su ukratko date smjernice za proračun jarbola prema preporukama datim u programskom paketu.



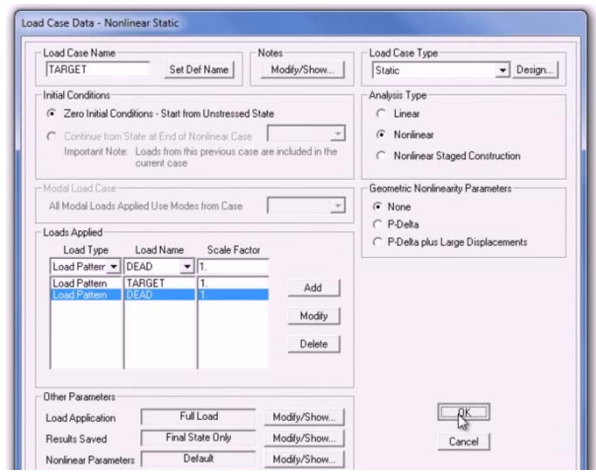
*Slika 2: Definisanje “cable” elementa (gornja užad)*

Sama konstrukcija čeličnog stuba jarbola je modelirana pomoću “frame” elemenata, dok je konstrukcija kosih užadi modelirana pomoću “cable” elemenata (slika 2). Nanijeto je dodatno stalno opterećenje i opterećenje od vjetra za sva tri razmatrana pravca dejstva vjetra. Sopstvenu težinu program uzima sam u obzir. Iz razloga što je uže koje pridržava jarbol u statičkom sistemu lančanice, tj. sila u užetu zavisi od strijele lančanice program je vrlo pogodan jer on sam definiše strijelu lančanice na osnovu unijete nominalne dužine užeta i unesene sile prednaprezanja. Sila prednaprezanja u užetu se unosi pod opterećenjem *“TARGET”*. Za tri donja užeta ta sila prednaprezanja iznosi 30 kN, dok za gornja iznosi 80 kN (Slika 3). Već je napomenuto da horizontalno pomijeranje elastičnih oslonaca jarbola zavisi od sile u užetu i ta zavisnost nije linearna. Program omogućava razmatranje nelinearne analize kombinacijom “TARGET” i stalnog opterećenja (Slika 4).

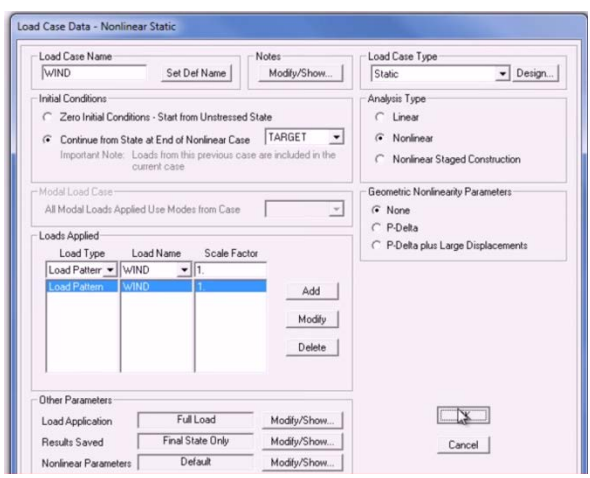
Na taj način formira se kombinacija opterećenja u konstrukciji (stalno i prednaprezanje) i ona vlada kao jedno opeterećenje u konstrukciji kada ona nije opterećena nekim drugim opterećenjem (vjetrom). Program omogućava nelinearnu kombinaciju "TARGET" opterećenja sa opterećenjem od vjetra (slika 5). Dimenzionsanje je upravo izvršeno za kombinaciju novonastalog "TARGET" opterećenja i opterećenja od vjetra za sva tri razmatrana pravca.



*Slika 3: Nanijeto "TARGET" opterećenje u kablovima*




*Slika 4: Nelinearna kombinacija "TARGET" i stalnog opterećenja*



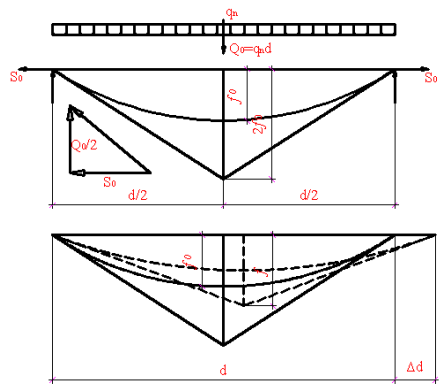

*Slika 5: Nelinearna kombinacija "TARGET" i opterećenja od vjetra*

# 4. OSVRT NA POSTUPAK RANIJEG PROJEKTOVANJA STUBOVA U SISTEMA JARBOLA

U svom radu Milosavljević [1], uradio je neka pojednostavljenja kako bi uprostio inače komplikovan proračun ovakvog tipa konstrukcije. Svaka oslonačka tačka stuba osigurana je u osnovi protiv prekomjernih pomijeranja sa tri čelična užeta.. Pod dejstvom jednako podijeljenog tereta svako uže bi zauzelo oblik lančanice. Radi prostijeg računanja, Milosavljević je usvojio da je taj oblik paraboličan, jer se malo razlikuje od lančanice. Ovo se može dopustiti, tim prije što stavrni oblik užadi zbog koncentrisanih tereta od izolatora i nije prava lančanica.

Za sračunavanje pomijeranja oslonačkih tačaka stuba upotrijebljen je poznati postupak Vladimira Kolušeka [3] iz 1947 godine.

Dok je stub opterećen samo sopstvenom težinom, užad su zategnuta silom $S_0$, koja je prilikom montaže stvorena zavrtnjima za pritezanje, i opterećena su jednako podijeljenim opterećenjem g, čija je komponenta upravna na pravac užeta gn. Ukupno transverzalno opterećenje označeno je sa $Q_n$ - $g_n$d. Označimo strijelu paraboličnog oblika za dato opterećenje sa $f_0$. Ako na stub djeluje vjetar zatezanje užadi se mijenja i novu silu u užadima označićemo sa S, ukupno transverzalno opterećenje na dužini užeta, sa Q, a strijelu sa f.




*Slika 6*

Promjena dužine nekog užeta, može se izraziti jednačinom:

$$\Delta d = -\frac{8}{3}\cdot\frac{l^2}{d} + \frac{S\cdot d}{EF} + \frac{8}{3}\frac{f_0^{\,2}}{d} - \frac{S_0\cdot d}{EF}$$

Iz ove jednačine može se vidjeti, da promjena dužine tetive svakog užeta nastupa pri promjeni sile zatezanja usljed promjene strijele parabole i elastičnog izduženja užadi.

Ako se u gornji izraz uvrste odnosi sa Slike 6.

$$\frac{\frac{2f}{d}}{2} = \frac{Q}{2S'}$$

Dobiće se da je:

$$\Delta d = -\frac{Q^2 \cdot d}{24 \cdot S^2} + \frac{S \cdot d}{EF} + \frac{Q_0{}^2 \cdot d}{24 S_0 2} - \frac{S_0 \cdot d}{EF}$$

Gdje je:

d – dužina tetive paraboličnog užeta;
$Q_0$ – ukupno transverzalno opterećenje užeta pri dejstvu vjetra;
$Q_0$ – ukupno transverzalno opterećenje užeta zajedno sa vjetrom;
$S_0$ – sila u užetu prije dejstva vjetra;
S – sila u užetu pri dejstvu vjetra;
E – moduo elastičnosti užeta;
F – presjek čeličnog užeta.

Za slučaj dejstva vjetra sa pravcima naznačenim na slici 1, oslonačke tačke stuba pomjeriće se u pravcu vjetra za horizontalnu dužinu $\nu$, koja se može izračunati za svako uže po obrascu:

$$\nu = \frac{\Delta d}{\cos\alpha \cdot \cos\beta}$$

$\alpha$ - ugao između užeta i njegove projekcije;
$\beta$ - ugao između projekcije užeta i pravca vjetra.

Ako se u ovaj obrazac unese izraz za $\Delta d$, dobiće se da je:

$$\nu = \frac{A}{S^2} + BS + C$$

gdje je:

$$A = -\frac{Q^2 d}{24 \cdot \cos\alpha \cdot \cos\beta}$$

$$B = \frac{d}{EF \cdot \cos\alpha \cdot \cos\beta}$$

$$C = \left( \frac{Q_0 \cdot d}{24 S_0{}^2} - \frac{S_0 \cdot d}{EF} \right) \frac{1}{\cos\alpha \cdot \cos\beta}$$

Reakcije kontinualnog stuba predstavljaju rezultantu horizontalnih komponenata sila S u užadima koje polaze iz dotičnog oslonca.

## 5. UPOREDNA ANALIZA I ZAKLJUČAK

Od Eurokodova koji su za ovako specijalnu vrstu konstrukcije dali precizna uputstva o analizi opterećenja, modeliranju i načinu proračuna konstruktivnih elemenata i opreme posebno treba izdvojiti EC 1993-3-1 Tornjevi, jarboli i dimnjaci. Tornjevi i jarboli. (EN1993-3-1 Towers, masts and chimneys. Towers and masts) i EC 1993-1-11 Projektovanje konstrukcija sa zategnutim elementima (EN 1993-1-11 Design of structures with tension components). Mada treba naglasiti da je naša dosadašnja regulativa relativno dobro obrađivala ovaj problem. Pored ostalih navedimo JUS U.H2.110 Čelične konstrukcije za nošenje antena. Proračun, konstruisanje i izvođenje. Zatim JUS U.C7.110-112 Opterećenje vjetrom . Naravno sve dodatno potpomognuto sa približnom teorijom prof. M.Milosavljevića koja je najčešće korišćena za proračun ovakvih konstrukcija. Ova teorija podrazumijevala je dug i zametan iterativan rad na proračunu konstrukcije. U ovom radu je obrađen i prikazan postupak proračuna čeličnih stubova konstruktivnog sistema jarbola pomoću savremenog programa za proračun konstrukcija SAP2000. Uz pomoć ovog programa za analizu konstrukcija, modeliranje i proračun stuba sa kosim zategama je veoma jednostavno i ne zahtijevaju mnogo vremena. Upoređivanje rezultata pokazalo je visoko slaganje ova dva postupka proračuna.

**LITERATURA**


[1] Milosavljević M.: *Rješenje statičkog problema antenskih stubova u vidu jarbola po teoriji II reda*. 1954.

[2] Muhadinović M.: *Projekat čeličnog antenskog stuba konstruktivnog sistema jarbola prema Eurokodu*. Građevinski fakultet, Podgorica, 2014.

[3] Koloušek V.: *Solution statique el dynamique des pilones d' antenne haubanes.* 1947.

[4] EN 1991-1-1 *General actions. Densities, self-weight, imposed loads for buildings.*

[5] EN 1991-1-4 *General actions. Wind actions.*

[6] EN 1991-1-5 *General actions. Thermal actions.*

[7] EN 1993-1-1 *General rules and rules for buildings.*

[8] EN 1993-1-8 *Design of joints.*

[9] EN 1993-1-9 *Fatigue.*

[10] EN 1993-1-10 *Material toughness and through-thickness properties.*

[11] EN 1993-1-11 *Design of structures with tension components.*

[12] EN 1993-3-1 *Towers, masts and chimneys. Towers and masts.*

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Verka Prolović[1], Tomislav Igić[2], Biljana Mladenović[3], Predrag Petronijević[4]*

# POPLAVE PROUZROKOVANE VELIKIM VODAMA NA BUJNIM TOKOVIMA

***Rezime:***

Rad smo napisali potrseni katastrofalnim polavama u Srbiji i okruženju sredinom maja 2014.god. Poplave nastaju pri velikim vodama usled izlivanja vode iz osnovnog korita reke i plave priobalno područje i šire. Kod bujičnih tokova javljaju se i fenomeni bujične poplave, odroni i klizišta tla. Bujični talasi pored velike količine vode, nose i velike količine površinskog nanosa i ostalog materijala zbog čega dolazi do zagušenja i stvaranja uskih grla, naročito kod mostova. Na ovaj način se i uzvodno od mesta zagušenja još više podiže nivo vodotoka pa je plavljenje veće. Mere zaštite ljudi i materijalnih dobara od polava zavise od mnogo faktora.

*Ključne reči: bujični tokovi, velika voda, poplava, zaštita*

# FLOODS CAUSED BY HIGH WATER ON THE TORRENTIAL FLOWS

***Summary:***

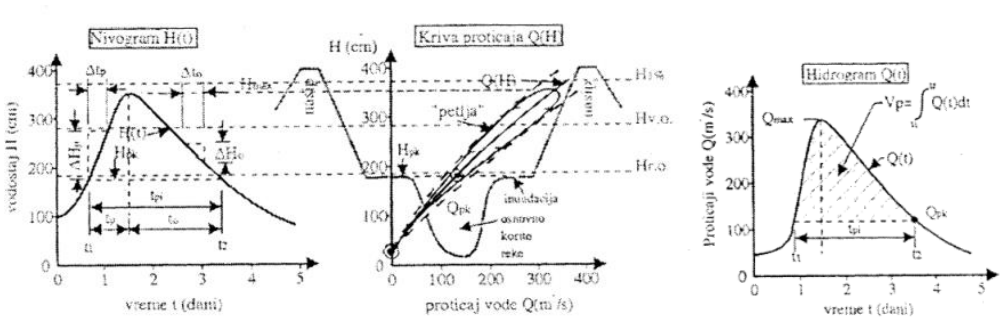
*We wrote this article shaken by catastrophic floods in Serbia and the region in mid-May 2014. Floods result from high water due to leakage of water from the main channel of the river and they blue coastal and wider area. Phenomena of flash floods, mudslides and landslides occur in torrential flows. The torrential waves, apart from the large amount of water, carry large amounts of surface sediment and other material which causes congestion and bottlenecks, especially on bridges. In this way, upstream of the congestion the level of water flow raises and flood is greater. Measures to protect people and property from flood depend on many factors.*

*Keywords: torrential flows, high water, flood, protection*

[1] Prof. Dr, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, ul. Aleksandra Medvedeva 14, Niš, Srbija
[2] Prof. Dr, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, ul. Aleksandra Medvedeva 14, Niš, Srbija
[3] Prof. Dr, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, ul. Aleksandra Medvedeva 14, Niš, Srbija
[4] Student doktorskih studija, dipl. inž.građ, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, ul. Aleksandra Medvedeva 14, Niš, Srbija

# 1 UVOD

Poplave nastaju pri velikim vodama usled otkaza pojedinih zaštitnih objekata (nasipa, brana ustava), zbog grešaka ili propusta koji su napravljeni prilikom projektovanja, izvođenja, održavanja i upravljanja zaštitnim objektima. Štete od poplava ne mogu potpuno i trajno da se izbegnu ali mogu da se umanje. Pod velikom vodom nekog vodotoka, sa aspekta zaštite od poplava, najčešće se podrazumevaju proticaji koji se izlivaju iz osnovnog korita reke i plave priobalno područje, a i šire (ako je nezaštićeno) ili naležu na odbrambenu liniju i potencijalno ugrožavaju zaštićeno priobalno područje. Svaka velika voda na određenom profilu vodotoka definisana je nivogramom H(m) i hidrogramom Q(m). Nivogram se dobija na osnovu podataka osmatranja vodostaja. Hidrogram se dobija direktnim merenjem protoka. Pri zaštiti od poplava značajni su dijagrami H(t), Q(h) i Q(t) (Slika 1), a posebno delovi dijagrama iznad vodostaja pri kome počinje da se voda izliva iz osnovnog rečnog korita i plavi priobalno područje.




*Slika 1-Šematski prikaz nivograma, krive proticaja i hidrograma*

Na Slici 1 su prikazani parametri koji su značajni za zaštitu od poplava:

$H_{1\%}$ - vodostaj verovatnoće pojave 1%,
$H_{r.o}$ – merodavni vodostaj za proglašenje redovne odbrane od poplava,
$H_{v.o}$ – merodavni vodostaj za proglašenje vanredne odbrane od poplava,
$H_{max}$ , $Q_{max}$ – najveći vodostaj, odnosno proticaj u periodu rada vodomerne stanice,
$H_{pk}$ , $Q_{pk}$ – vodostaj odnosno proticaj pri punom osnovnom koritu reke,
$t_{pi}$ – ukupno trajanje plavljenja inundacije ($t_2$-$t_1$),
$t_p$ – vreme porasta talasa velike vode (od $H_{pk}$ do $H_{max}$),
$t_0$ – vreme opadanja talasa velikih voda (od $H_{max}$ do $H_{pk}$),
$V_p$ – ukupna zapremina vode koja je protekla u periodu od $t_{pi}$,
$I_p = \frac{\Delta Hp}{\Delta tp}$ - intenzitet porasta vodostaja,
$I_0 = \frac{\Delta H0}{\Delta t0}$ - intenzitet opadanja vodostaja.

Za planiranje, projektovanje i održavanje sistema zaštite od poplava značajno je da se svi parametri velikih voda (Sl. 1) odrede duž rečnog toka. Takođe je značajno da se odredi verovatnoća pojave velike vode po tzv. „povratnom periodu“ pojave. Potrebno je da se odredi „rizik pojave“ neke velike vode. Ovaj rizik se izračunava pomoću jednačine:

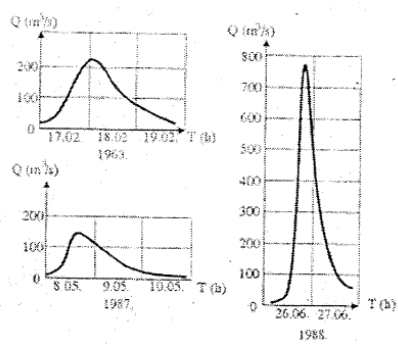
$R=1-(1-1/T)^N$ [%]

gde je: R – rizik pojave velike vode,
N- broj godina u dužem periodu posle pojave velike vode za koje se izračunava rizik,
T – povratni period pojave velike vode.

Na primer, ako se u nekom vodotoku pojavila velika voda 2014. godine čiji je povratni period bio 330 godina, onda je rizik pojave takve ili veće vode za period do 2050. godine, a kroz 100 godina 2114, respektivno :

$R=1-(1-1/T)^N = 1-(1-1/330)^{36} = 8{,}96\ \%$ ; $R=26{,}18\ \%$

Hidrogrami talasa velikih voda reke Vlasine prikazani su na Slici 2. Dijagrami na Slici 2 prikazuju različite karakteristike talasa velikih voda reke Vlasine. Prva dva talasa koji su se javili 1963. i 1987. godine, spadaju u kategoriju normalnih velikih voda. Njihovo vremensko trajanje je relativno dugo (oko 60 časova), a maksimalni proticaj je oko 200 $m^3/s$. Treći talas spada u kategoriju hidroloških fenomena vrlo retke verovatnoće pojave. Ovaj talas se pojavio 26-27. juna 1988. godine. On je prouzrokovao katastrofalnu poplavu i veliku materijalnu štetu. Hidrološko-hidrauličnom rekonstrukcijom povratni period ovog talasa procenjen je na 330 godina.




*Slika 2- Hidrogrami talasa velikih voda reke Vlasine*



*Slika 3- Most na reci Vlasini koji je srušen zbog zagušenja na profilu mosta*

Kod bujičnih poplava, usled klasične manifestacije poplava usled izlivanja velikih voda iz korita, uporedo se javljaju i fenomeni bujične lave, odrona i klizišta. Zbog naglog nadolaska velikih voda bujični talasi imaju vrlo izraženo strmo čelo (bujična pesnica) koja ima destruktivnu moć. Čelo talasa ruši drveće i drvene objekte u koritu i priobalnom delu reke. Zbog ovoga bujični talasi nose velike mase površinskog nanosa. Ako ovaj talas naiđe na usko grlo u rečnom koritu (prirodno suženje, mostovi sa stubovima u koritu itd.) dolazi do zaustavljanja i gomilanja površinskog nanosa i ostalog materijala. Ovo izaziva dodatno usporavanje vodotoka i pojavu njegovog superponovanja sa osnovnim talasom velikih voda. Na ovaj način se uzvodno od mesta zagušenja još više podiže nivo vodotoka zbog čega se povećavaju razmere plavljenja.

## 2 ŠTETE PROUZROKOVANE POPLAVAMA I MERE ZAŠTITTE

Cilj proučavanja poplava je donošenje mera za zaštitu ljudi i materijalnih dobara od njih. Veličina šteta od poplava zavisi od veličine i materijalnih vrednosti plavnog područja. Štete od poplava su različite. Zbog toga je njihovo grupisanje i prikaz moguć na više načina. U analizama se ukupne štete od poplava dele na potencijalne i stvarne, kao i na direktne i indirektne štete od poplava.



*Slika 4- Svinja na krovu kuće traži spas od poplave*

Potencijalne štete od poplava se ocenjuju u toku projektovanja sistema za zaštitu od poplava. Stvarne štete od polava utvrđuje stručna komisija na terenu neposredno posle poplava. Indirektne štete od poplava mogu da budu znatno veće od direktnih. U indirektne štete spadaju i troškovi za sprečavanje javljanja hidričnih epidemija i bolesti koje su prouzrokovane zagađenjem voda iz kanalizacionih sistema i septičkih jama.

Visina štete od poplava zavisi od :

- Broja utopljnih, ranjenih ili obolelih lica,
- Štete u gradskim i seoskim naseljima u zavisnosti od broja, vrste i vrednosti uništenih ili oštećenih stambenih zgrada,
- Štete na industrijskim i poslovnim objektima u zavisnosti od broja, vrednosti uništenih ili oštećenih industrijiskih i poslovnih objekata, zajedno sa pokretnom i nepokretnom opremom i inventarom, materijalima, sirovinama i proizvodima,

- Štete u poljoprivredi, stočarstvu, ribarstvu u zavisnosti od broja, vrste i vrednosti uništenih objekata, pokretnih i nepokretnih proizvodnih sredstava, stoke, živine, skladišta, veličine i vrednosti poplavljenih poljoprivrednih površina, vrednosti poplavljenih kultura i drugih dobara,
- Troškovi sanacije:
    - Saobraćajnica : putevi, železničke pruge, aerodromi, itd,
    - Oštećenja i prekida raznih mreža: telefonske linije, RTV, električna mreža, vodovodna mreža, gasovod, kanalizacija, sistem daljinskog grejanja, stanice za prečišćavanje otpadnih voda,
    - Oštećenja javnih kulturnih, istorijskih i umetničkih objekata i dobara,
    - Zaštita objekata: brana, nasipa, itd.
- Troškova operativne odbrane od poplava,
- Troškova civilne zaštite,
- Drugih šteta (psiholoških na pr.),
- Indirektnih šteta koje nastaju zbog povezanosti privrednih i drugih aktivnosti na područjima koja su pogođena poplavama.

Mere i radovi za odbranu od polava na teritoriji Republike Srbije utvrđeni su Opštim i Operativnim planom od poplava.



*Slika 5- Katastrofa izazvana bujicom*

Opšti plan za odbranu od poplava donosi Vlada Republike Srbije za period od 5 godina. Operativni plan za odbranu od poplava donosi Ministarstvo koje je nadležno za poslove vodoprivrede. Ovaj plan se donosi za period od jedne godine.

Investicione mere za zaštitu od poplava dele se na aktivne i pasivne. Najvažnije aktivne mere zaštite od poplava su: izgradnja i korišćenje uzvodnih, „čeonih“ akumulacija i retenzija za smanjenje proticaja velikih voda, uređenje vodotoka u cilju povećenja propusne moći korita za vodu, led i nanos, uređenje slivnih područja zbog ravnomernijeg oticanja voda, itd. Najzastupljenije pasivne mere zaštite od poplava su: izgradnja priobalnih i drugih nasipa, kejskih i zaštitinih zidova koji sprečavaju prodor vode u zaštićeno područje.

Neinvesticione mere zaštite od poplava su skup administratinih, regulativnih i institucionih mera za preventivno smanjenje direktnih, indirektnih i potencijalnih šteta od poplava.




*Slika 6 – Bujična poplava je izazvala zagušenje kod mosta (levo), Spasavanje čamcem (desno)*

# 3 AKTIVNE I PASIVNE INVESTICIONE MERE ZA ZAŠTITU OD POPLAVA

## 3.1 AKUMULACIJE I RETENZIJE

U zaštiti od poplava mogu da se koriste:

- Višenamenske akumulacije, kod kojih se deo korisne zapremine ostavlja za prihvatanje poplavnih talasa,
- Retenzije – manje brane sa akumulacijom koje se grade u gornjim delovima sliva. Retenzije mogu da budu sa slobodnim i kontrolisanim isticanjem.

Akumulacije su višenamenski objekti. Osnovni problem pri korišćenju akumulacija u odbrani od poplava nastaje zbog suprotnosti interesa korisnika (održati maksimalnu zapreminu vode u akumulaciji zbog vodosnabdevanja, navodnjavanja, energetike) i zahteva odbrane od poplava. Najčešće su akumulacije sa ograničenom zapreminom akumulacionog prostora za prihvatanje poplavnog talasa.

Nužne ili nizijske retenzije služe za zadržavanje dela poplavnog talasa.

Ove retenzije predstavljaju teritorije koje su opremljene objektima za prihvatanje velikih voda.

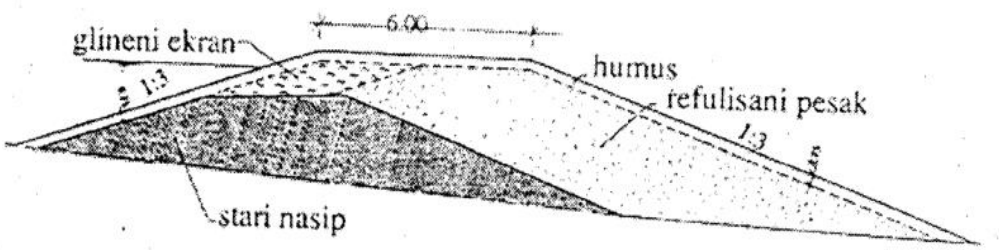
## 3.2 ZAŠTITNI SISTEM

Zaštitni sistemi se grade na teritoriji gde ima više vodotoka sa različitim uslovima plavljenja. U zavisnosti od prirodnih uslova, položaja mesta gde su moguće najveće štete, grade se različiti zaštitni sistemi. Osnovno je da prilikom njihove izgradnje izbor, raspored i dejstvo primenjenih mera zaštite od poplava budu međusobno komplementarne i usklađene. Kod nas je hidrosistem Dunav-Tisa-Dunav primer kompleksnog zaštitnog sistema. Ovaj sistem ima značajnu ulogu u aktivnoj zaštiti od poplava velikih površina na teritoriji Bačke i Banata. Izgradnjom ovog višenamenskog hidrosistema postignnute su bolje mere zaštite od poplava posebno na banatskim vodotocima: Zlatica, Stari Begej, Plovni Begej, Tamiš, Brzava, Moravica sa Rojgom i Vršački kanal.

### 3.3 ODBRAMBENI NASIPI

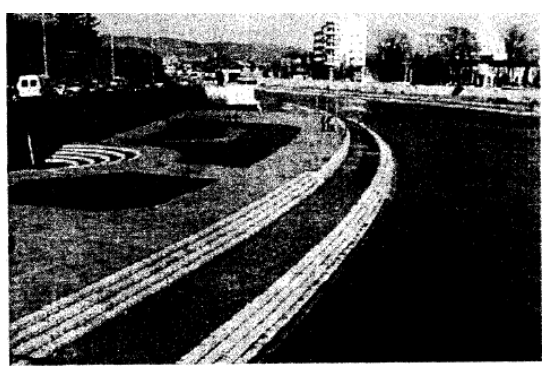
Nasipi su uobičajeni vid pasivne zaštite od poplava. Oni predstavljaju najstariji i još uvek najzastupljeniji način zaštite od poplava u ravničarskim predelima i rečnim dolinama. Osnovni su vid zaštite od poplava duž vodotoka u Srbiji. Zbog ovoga su radovi i mere koji se preduzimaju na nasipima pre, u toku i posle prolaska velikih voda značajni za uspešnost odbrane od poplava. U Srbiji postoji preko 3700km odbrambenih nasipa. Ovi nasipi su građeni u dugom vremenskom periodu sa različitim materijalima, tehnologijama i različitim stepenom zaštite od poplava.

Nasipi mogu da budu različitih dimenzija (širina krune, nagiba kosina, visine) i tipova poprečnog profila (sa bankinama, drenažnim rovom, balastom ili bez njega, itd.). Tip i dimenzija nasipa zavise od potreba za zaštitom od poplava, materijala od koga su napravljeni i podloge na kojoj su fundirani. Nasipi predstavalju zemljane, nasute konstrukcije. Tipski profil rekonstruisanog nasipa reke Save prikazan je na Slici 7.




*Slika 7- Tipski profil rekonstruisanog nasipa reke Save*

Za vreme katasrofalnih majskih poplava 2014. godine izgrađeno je više desetina kilometara nasipa, najčešće od džakova punjenih peskom različitih visina, a na mnogim postojećim povećana je visina na razne načine, jer je pojedina područja zahvatila poplava od 1000-godišnjih kiša.



*Slika 8- Kejski zid na obalama Nišave u Nišu*

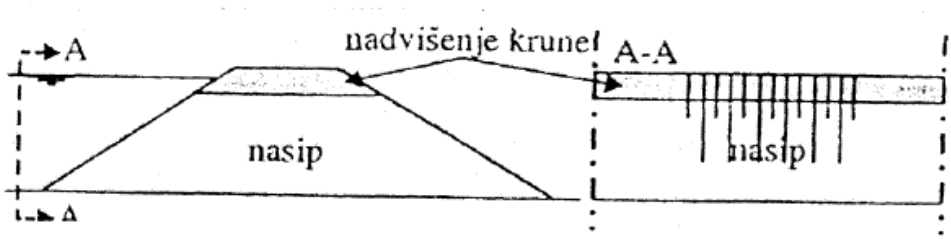
# 4 NEGATIVE POJAVE NA NASIPIMA

Na nasipima mogu da se jave sledeće pojave:
- Opasnost od prelivanja,
- Oštećenje nebranjene kosine nasipa,
- Prokvašenje kosina nasipa,
- Izvori u telu nasipa,
- Oštećenje krune nasipa,
- Pojave u tlu sa branjene strane nasipa i
- Negativne pojave na objektima koji se nalaze u telu nasipa.

# 5 ZAŠTITA OD PRELIVANJA

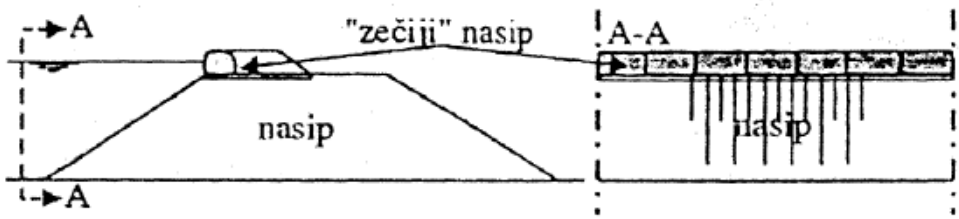
Ovo je najčešći vid zaštite od poplava. Relativno mala količina materijala koji se ugrađuje u „zečiji“ nasip može da izdrži vodostaj koji krunu nasipa nadvišuje za 20-30cm (izuzetno za 50-60cm). Osnovni materijal za izradu „zečijih“ nasipa su vreće napunjene peskom ili zemljom.

Dobre strane konstrukcije od vreća su: dobra otpornost od erozije talasima, dobra otpornost na ispiranja materijala (sufoziju), velika otpronost na klizanje (mogu da se grade i vertikalni zidovi), mogućnost korišćenja raznovrsnog materijala za ispunu (materijal koji se nalazi na licu mesta), laka manipulacija i mogućnost ugradnje i pri lošim vremenskim uslovima i na raskvašenom terenu kada ne može da se radi sa mehanizacijom.



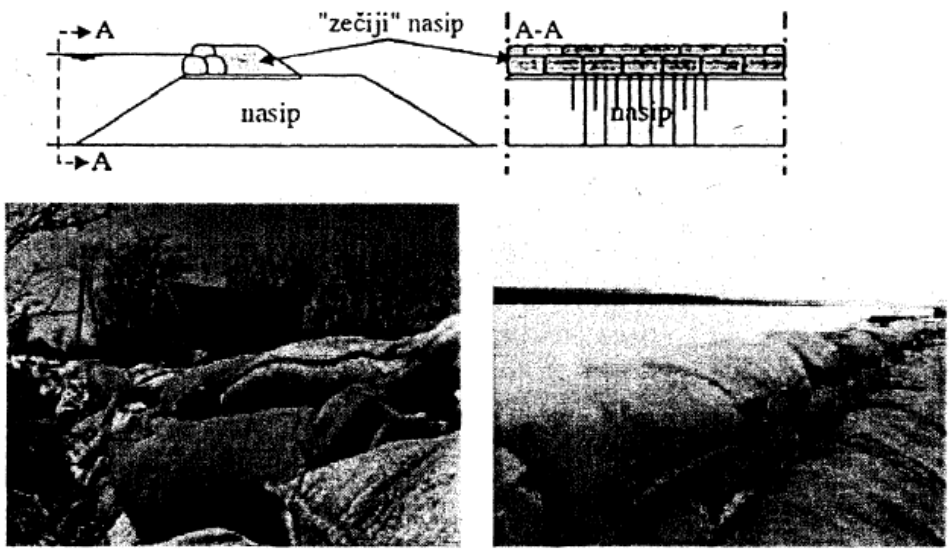

*Slika 9 - Nadvišenje krune nasipa po celoj širini nasipa*

Loše strane konstrukcija od vreća su: potreban je veliki broj radnika za punjenje i ugradnju vreća, privremeno i najčešće jednokratno korišćenje vreća. Za punjenje vreća može da se koristi i hidraulički punjač vreća sa peskom – ciklotron. Korišćenje vreća u odbrani od poplava nije jeftino zbog cene samih vreća i troškova na njihovoj ugradnji. Ovaj način zaštite od prelivanja koristi se samo u izuzetnim slučajevim kada je potrebno da se spreče štete velikih razmera i zbog toga je uvek isplativ. Najjednostavniji oblik „zečjeg“ nasipa je od jednog reda vreća (Slika 10). Kod ovog nasipa vreće se postavljaju na podlogu na nebranjenoj ivici krune nasipa, koja je prethodno očišćena (uklonjena trava i blato). Nasip od jednog reda vreća se koristi kada odbrambena linija treba da se nadvisi za 10-15cm na velikoj dužini. Sa unutrašnje strane „zečijeg“ nasipa dodaje se još i izvesna količina zemljanog materijala kako bi bilo bolje zaptivanje između podloga i vreća.




*Slika 10 - Šematski prikaz ,,zečjeg'' nasipa od jednog reda vreća*

Ukoliko je potrebno veće nadvišenje nasipa mogu da se postave dva i više reda vreća po visini. U ovom slučaju osnova „zečijeg“ nasipa mora da bude šira sa dva ili više redova vreća. Na Slici 11 dat je šematski prikaz „zečjeg“ nasipa od dva reda vreća.




*Slika 11- Šematski prikaz ,,zečjeg'' nasipa sa dva reda vreća*

## 6 ZAKLJUČAK

Pri velikim vodama na bujičnim tokovima, tj. za vreme poplava, javljaju se odroni, klizišta tla, a te vode nose i velike količine različitog nanosa. Zagušenje i stvaranje uskih grla kod mostova prouzrokuje oštećenja i rušenja mostova, čime se povećavaju razmere plavljenja. Zato je za planiranje, projektovanje i održavanje sistema zaštite od poplava potrebno odrediti što više parametara čiji je uticaj od značaja duž rečnog toka. Zbog naglog nadolaska velikih voda, bujični talasi imaju vrlo izraženo strmo čelo koje ima destruktivnu moć, pa dolazi do rušenja drveća i objekata u priobalnom delu reke. Veličina štete od bujičnih poplava zavisi od veličine i materijalnih vrednosti plavnog područja. Visina štete se određuje prema broju utopljenih,

ranjenih i obolelih, kao i štete materijalne prirode kao što su: industrijski i poslovni objekti, štete u poljoprivredi, stočarstvu, ribarstvu, kulturnim i drugim dobrima, zatim oštećenja na saobraćajnicama, električnim, vodovodnim, gasovodnim, kanalizacionim i drugim mrežama. Investicione mere za zaštitu od poplava dele se na aktivne i pasivne, što podrazumeva uređenje slivnih područja zbog ravnomernijeg oticanja vode. Iz tih razloga se grade akumulacije, retenzije i drugi zaštitni objekti.

## ZAHVALNOST

Ovo istraživanje je podržano od strane Ministarstva za prosvetu, nauku i tehnološki razvoj Republike Srbije za projektni ciklus 2011-2015, u okviru projekta TR36016 "Eksperimentalna i teorijska istraživanja linijskih i površinskih sistema sa polu-krutim vezama sa aspekta teorije drugog reda i stabilnosti", istraživačke organizacije Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, kao i od strane Inovacionog projekta pod nazivom" Seismo-Safe 2G3-Goseb sistem izgradnje" (Projekat AKO ID 476), koji finansira Fond za inovacije Republike Srbije, koji se sprovodi u 2014.god. a nosilac projekta je "Projekinženjering Tim" d.o.o. Niš, Srbija.

## LITERATURA

[1] V. Babović, S. Bruk: Radovi i mere smanjenja šteta od poplava, Građevinski kalendar, Beograd, 1982.

[2] J. Radosavljević: Urbana ekologija, Univerzitet u Nišu, Fakultet zaštite na radu, Niš, 2009.

[3] S. Varga, M. Babić-Mladebović, M. Božinović, M. Tomanić: Zaštita od poplava u Srbiji – stanje i pravci rešavanja, Monografija, Upravljanje vodenim resursima Srbije, ICERN, Beograd, 1995.

[4] J. Radosavljević: Prostorno planiranje i zaštita životne sredine, univerziet u Nišu, Fakultet zaštite na radu, Niš, 2010.

[5] D. Zlatkov, S. Zdravković, S. Šaković: Educating preparation to behave in natural disasters, međunarodno savetovanje Rizik i bezbednosni inžinjering, VTŠ Novi Sad, ISBN 978-86-6211-057-2, COBISS.SR-ID 276609031, pp 208-213, 2013.

[6] Institut „Jaroslav Černi“, Zaštita od poplava i uređenje vodotoka u Republici Srbiji – Elementi programa razvoja, 2001-2005, Beograd.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Slavko Zdravković*[1]

# LISBON EARTHQUAKE AS A TURNING POINT IN MULTIDISCIPLINARY ANALYSIS OF EARTHQUAKES

***Summary:***

The Lisbon earthquake of 1st November 1755 is a turning point in the study of earthquake from the philosophical aspect which after Plato and Aristotle was not the case. The philosophers Kant and Voltaire, who lived at that time, paid special attention and interested their successors for that. They did not correctly explain the phenomenon of earthquakes, and it has not been fully explained to this day. The paper lists some of the papers from the scientific congress held in 2005 commemorating 250 years since this catastrophe, viewed multidisciplinary, and not only from the aspect of earthquake engineering and engineering seismology.

*Key words: Lisbon earthquake, catastrophe, multidisciplinary aspects*

# LISABONSKI ZEMLJOTRES KAO PREKRETNICA U MULTIDISCIPLINARNOM SAGLEDAVANJU POTRESA

***Rezime:***

Lisabonski zemljotres od 1.11.1755.god. predstavlja prekretnicu u izučavanju zemljotresa i sa filozofskog aspekta, što posle Platona i Aristotela nije bio slučaj. Filozofi Kant i Valter, koji su živeli u vreme kada se dogodio, posvetili su posebnu pažnju tom zemljotresu. Zainteresovali su i svoje naslednike, koji kao i oni, nisu ispravno objašnjavali postojanje zemljotresa, što u potpunosti nije objašnjeno ni do danas. U radu su analizirani neki od radova sa naučnog skupa koji je održan 2005.god. povodom 250 godišnjice ove katastrofe, sagledane multidisciplinarno, a ne samo sa aspekta zemljotresnog inženjerstva i inženjerske seizmologije.

*Ključne reči: Lisabonski zemljotres, katastrofa, multidisciplinarni aspekti*

[1] Dr, Full professor, Academic of Serbian Royal Association of academics, innovators and scientists, Expert of the former YU Federal Ministry of science, technology and development in the field of: civil engineering, aseismic construction, stability of bridges The Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, , Aleksandra Medvedeva 14, Niš, Republic of Serbia

# 1 INTRODUCTION

On 1st November 1755 there was one of the strongest earthquakes in Europe, in Lisbon. At that time Lisbon was a large metropolis with over 200000 inhabitants, when the earthquake having 8.9 degree Richter destroyed it, and 100000 people died. Gettes, one of important thinkers said that nothing was left of the enormous city. He referred to some German and Spanish sources which stated that buildings were like they could not withstand such an earthquake (they were not seismically resistant).



*Figure 1- 1755 copper engraving showing Lisbon in flames and a tsunami overwhelming the ships in the harbor.*

Out of 20000 houses in the city, over 15000 were destroyed. Tsunami waves were up to 18m high. The waves penetrated 10km inland and destroyed everything in their wake. The rivers flowing into the Atlantic Ocean, from the Spanish to the coast of Holland, at the distance of up to 200km from the epicentral area increased their water tables for 3-4 m. After the earthquake, another disaster stroke: fire, which destroyed the remaining buildings, raging for three days. The royal palace and opera, which had been built only 8 months before, were then burned to the ground. In the palace of marquis de Larucal, 200 paintings burned, among which those by Titian, Caravaggio and Rubens. In the king's palace, 70000 books and archives burned. The marauders swarmed the destroyed city, robbed the dead and killed the wounded for often worthless things they had on them and rummaged the ruins for things of value. Complete lawlessness was prevented by Sebastiano Karnelho, later marquis de Pombal, secretary of the Portuguese king. To the frightened king's question "what can we do, what can we do at all against such god's punishment?" He answered "to burn the dead and feed the living". Rombel organized guards and enforced the law by punishing the transgressors by death on the site. He organized public kitchens, and the foreign help started to arrive. The British House of Commons sent 10000 pounds in cash, food, clothing and tools. The Spanish king sent

four cartloads of gold. The Hamburg Sekant sent the timber. France sent substantial help, and especially active was the philosopher Voltaire. The explanation for this phenomenon was expected of him, so he sent an empty letter to the king, since he did not know what to say about the inexplicable catastrophe.



*Figure 2- The ruins of the Carmo Convent, which was destroyed in the Lisbon earthquake.*

On the scientific congress in 2005 on the occasion of marking of 250 years since the Lisbon earthquake, and it was concluded that it was an unheard of catastrophe with a lot casualties, and the tsunami waves reached the height of 15-20m. The earthquake was not viewed from the point of view of earthquake engineering but from the philosophical, theological, geographical and other aspects. Which witness the significance of this congress and this earthquake?

The first interpretations were that the earthquake was the God's punishment. With the development of science, there were utterly different interpretations. However, earthquake must be observed from the multidisciplinary aspect, such as the Lisbon earthquake as a turning point event and to the present.

## 2 EARTHQUAKE OCCURRENCE INTERPRETATION

Earthquake is the occurrence of lack of balance in geosphere due to different influences. The balance until recently has been disturbed by the very nature but lately man himself violates it, so earthquake can be natural and artificial: technoseismical, tectovaradine, and tectoisostaic.

Earthquakes, diseases, famine and wars were the „scourge of God" by which sinful people were punished for their actions. Such interpretation lasted for very long. Along with such interpretations, with the development of science were created the interpretations which explained the earthquakes very logically. One of such interpretations, which survived almost 2000 years, was the interpretation of Aristotle (384-322 B.C.) that the earthquakes are caused by the underground gases escaping the caves in the interior of the Earth. There are

interpretations that mention the abrupt evaporation of water which is near the magma under the surface, which causes rapid vapor expansion, causing shaking of surrounding rock mass.

Plato (427-347 B.C.) wrote that 12000 ago, during a powerful earthquake, incredibly rich Atlantis sank to the bottom, and it is being sought nowadays by the researchers, in various seas, but without success. Nowadays, the earthquake does not represent an unknown event. It is understood as an inescapable event in the development of Earth, which is present in all the surfaces where sudden large movements of soil, strong volcanic eruptions or falling of large quantities of rock mass occur.

At any rate, for explaining of earthquakes, sudden releases of large amounts of energy are assumed, which by their shock waves shake the earth's crust rock mass. The first question to such statement is: what stores such energy? Further in the text are mentioned the sorts of earthquakes and causes of their occurrence, while a detailed explanation would require a lot of space. Regarding that the majority of earthquakes (around 85%) on the earth's surface are tectonic, it is reasonable to explain their occurrence. Since their occurrence requires the presence of a rift in the solid earth's crust, the location where they occur is related for the consolidated part of the stone envelope of the Earth, the earth's crust. During formation, the rock mass in a certain area are at the certain space in the plastic state, so they respond to the various pressures by folding, wrinkling, lifting and creeping of certain complexes over the orders. After consolidation, the solid masses get crushed at pressures.

In this way in the areas of newly created mountains (plastic deforming), after their hardening, the fault systems appear, dividing those spaces in blocks, running either through the entire depth of the crust or just to a certain depth.

The fault lines along which the blocks abut each other are not smooth. There are a lot of irregularities on them. The stone material does not have the same strength everywhere. Friction on the contact face of two blocks is caused in that way, which keeps the blocks to be static. They do not move to each other in any direction. This static condition lasts until the stresses do not overcome the equilibrium, when the blocks twitching move relative one to another, and the energy radiates in all directions from the area where the resistance has been overcame in the form of seismic waves, which, when they reach the surface causes it to shake.

In a case of earthquake, over 20km$^3$ of rock mass is rubbing one against the other, whereby rumbling is heard and undefined sounds, so the people panic and they are prone to jumping from the tenth floor on the streets. Earthquake action, even though it lasts short, has terrible consequences. It is impossible to prevent earthquakes, and to predict them, however, their consequences can be controlled and reduced to the minimum. Occurrence of tectonic earthquakes is due to separation or compression of tectonic plates, depending in which direction and at what rate they move one in respect to the other. In both cases, accumulation of compression or tension occurs in the touch stress areas. Through the system of the fault lines, this is transferred in the background of these contacts, and there it causes disruptions of the existing balance between the tectonic blocks, which in certain cases caused their sudden surge, that is, earthquakes.

Therefore, the wider areas of contact zones of certain plates are the areas where in certain time intervals, tectonic earthquakes occur. This explains why earthquakes occur only in some areas, while the others are more or less without them. Since the area of contemporary tectonic strain are in fact the areas where young mountains are formed in the continental areas, rims of continents, i.e. ocean ridges on the sea bottoms, the tectonic earthquake areas coincide with these areas.

## 3 PHILOSOPHICAL SCIENTIFIC-PROFESSIONAL ASPECTS OF LISBON EARTHQUAKE

Further, will be presented the philosophic works published on the occasion of commemoration of 250 years since the Lisbon earthquake, on 25th October 2005 in Neue Züreher Zeitung, as well as other works by Immanuel Kant or the works dedicated to his philosophical opus relating to natural sciences and thus to earthquakes.

It is interesting that during 25 centuries, only several philosophers have written about earthquakes or mentioned them: Plato, Aristotle, Kant and Voltaire. Kant was particularly interested in the Lisbon earthquake, who published three papers – pamphlets in 1776 in the most important newspapers in Portugal. A number of philosophers analyzed these papers, and they were paid special attention at the mentioned scientific congress. Voltaire wrote a very touching poem about the Lisbon catastrophe in 234 lines. Of all the philosophers, Kant was the most dedicated to the study of earthquakes, which were an inspiration to his followers who tried to give elementary definitions about the events of which their teacher Kant would think. Kant as a great thinker, paid great attention to this event, and at the same time, a small number of his contemporaries and successors touched on this topic. By Laplace's conclusions and Kant's hypothesis, which they reach being uncertain in their thinking, they want to explain nature as a chaos. The earthquakes and landslides are chaotic events. Kant's text is from 1802 and it is scientific, critical and philosophical in character. This book has a global assumption about nature, and among other things it speaks of the Lisbon earthquake. If we go back for forty years, then Newton and gravity laws are inspiration to Kant who in 1740 started the study of Newton's mechanic on the first year in Germany and during six years of studies gives an important contribution in form of dialogues about Lisbon and Newton. Kant studies the nature of methodology of Galileo's ideas and essays, because it is the task of natural sciences to investigate the entire nature in order to understand its manifestations, such as earthquakes. The nature always functions perfectly. The form of its function has so called unconscious purposes which can be hardly understood and explained by people, since it is a world itself.

The philosopher Rousseau (1712-1778) who was a great lover of nature, and who was contemporary of this event, expressed a great chagrin because the nature expressed its power through the earthquake, but he remains apologetic of nature as perfection and he sends his reproach and prayer not to repeat such events.

Albert Einstein never was interested in this "episode" even though at one moment he reacted relatively emotionally. Wolf Dombrowsky, in the the paper "About the catastrophic accident" about the Lisbon earthquake says that Voltaire, in the candide, writing about Goethe, tried to find optimism, when large catastrophes are concerned. His motivation is the Lisbon earthquake, and Voltaire is talking optimistically to Goethe, who is by nature a pessimist, and tries to explain this natural accident by some natural exception he cannot explain, but he supposes it is the anger of nature towards man. He mentions the brilliant role of the king's secretary marquis de Pombal (1699-1782) who even though did not understand the nature of the catastrophe tried everything to mitigate the risks resulting from this catastrophe.

## 4 CONCLUSION

Based on above written, it can be concluded that the Lisbon earthquake is particularly important form the philosophical aspect of observing this natural phenomenon. Apart from

Plato and Aristotle who mentioned the earthquakes trying to explain them from the aspect of their generation (but they were wrong), until the Lisbon earthquake, the philosophers did not take interest in the origin of this natural disaster. The Lisbon earthquake of 1st November 1755 was a large catastrophe where 100 000 people died, apart from great material damage. The fire that broke out then, lasted for three days and three nights. It caught people as well as buildings, so there were piles of half buried and half-burned human bodies scattered all around. The cries of the buried people could be heard from under the rubble, the injured crawled around with no hope of help. As in all elementary catastrophes, in this case the robbers swarmed in to the city and robbed the dead and killed the wounded for worthless things and searched the ruins for valuables. The total lawlessness was prevented by Sebastiano Karvalho, later marquis de Pombal, secretary of the Portuguese king. He restored order by forming guards made up of able soldiers who punished the transgressors and executed the culprits on the spot. The help came in great amounts. For instance, the Spanish king sent four cartloads of gold.

On the occasion of commemoration of 250 years since the catastrophe, in 2005 was held the important scientific-professional meeting, where attempt was made to explain this catastrophe from the multidisciplinary aspect. It is believed that in the thousand year period, such catastrophe did not occur, so it is clear why it was a turning point in treating earthquakes as chaotic natural catastrophes.

**ACKNOWLEDGEMENT**

This research is supported by the Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia, within the framework of the Technological Development project TR36016 for project cycle 2011-2015, "Experimental and theoretical investigation of frames and plates with semi-rigid connections from the view of the second order theory and stability analysis" of the research organization The faculty of civil engineering and architecture of University of Nis, and innovation project named "Seismo-Safe 2G3-Gose Building System" (Project IF ID 476) financed by Innovation Fund of Republic of Serbia, Which is conducted in 2014. in "Projektinženjering Tim" d.o.o. in Niš, Serbia.

**REFERENCES**

[1] Zdravkovic, S., Zlatkov, D., Turnić, D.: Mesta nastajanja i vrste zemljotresa, Geološki aspekti građevinarstva, 4 naučno stručno savetovanje, Zlatibor DGKS, 2011, pp. 489-498.

[2] Bardat, J.: kant und das Erdbabenvon Lissabon, Geschichte der Philosophie, 2007.

[3] Dumbrowsky, W.:Der Mythos des "Erdbabens von Lissabon" Universitat Kiel, Neue Zürcher Zeitung, 2005.

[4] Zdravković, S., Igić, T., Zlatkov, D.: Zemljotres kao najdestruktivnija prirodna pojava, 4. SKAIN-ov Simpozijum inovacionih istraživanja, 4. Sinovis 2014., Beograd, pp. 35-45.

[5] Ulme, S.: lissabon 1755-das Erdbaben, das die Welt värandarte, Neue Zürcher Zeitung, 2005.

[6] Zdravković, S., Tončev, N., Igić, T., Mijalović, M.: The eseence of philosophy of aseismic designing, 14th International Scientific conference, VSU 2014, Sofia, Bulgaria, Vol. II, pp. 322-326.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Slobodan Ranković[1], Radomir Folić[2], Todor Vacev[3]*

# CONDITION ASSESSMENT FOR A CONCRETE ARCH ROAD BRIDGE: CASE STUDY "NIŠAVA BRIDGE"

***Summary:***

In this paper is presented a study of condition assessment for concrete arch road bridge across Nišava River near Bela Palanka. The analysis is performed on the data of investigation works (primarily the dynamic characteristics of the structure) damaged by tooth of time and by slack maintenance. Examination *in-situ* was carried out for several load cases, and accelerations of the structure in vertical and horizontal direction were measured. Using FFT analysis, and CATMAN software, measured frequency of free vibrations of the bridge was defined. Additional problem of increased traffic intensity, due to material delivery for highway construction in the vicinity, was also analyzed.

*Keywords: arch bridge, condition assessment, examination, dynamic characteristics, FFT analysis*

# PROCENA STANJA BETONSKOG LUČNOG DRUMSKOG MOSTA: STUDIJA SLUČAJA "NIŠAVSKI MOST"

***Rezime:***

U radu je prikazana studija procene stanja lučnog betonskog drumskog mosta preko reke Nišave kod Bele Palanke. Analiza je sprovedena na osnovu istražnih radova (prvenstveno dinamičkih karakteristika konstrukcije) oštećene zubom vremena i neblagovremenim održavanjem. Sprovedena su ispitivanja *in-situ* za više konstelacija opterećenja i merena ubrzanja konstrukcije u vertikalnom i horizontalnom pravcu. FFT analizom uz pomoć softvera CATMAN definisana je merena frekvencija slobodnih oscilacija mosta. Analiziran je dodatni problem pojačanog saobraćaja, usled transporta materijala za izgradnju auto-puta u blizini.

*Ključne reči: lučni most, ocena stanja, ispitivanje, dinamičke karakteristike, FFT analiza*

[1] Ph. D., assistent professor, Civil Engineering and Architectural Faculty, Niš, slobodan.rankovic@gaf.ni.ac.rs
[2] Ph. D., professor emeritus, Department for Civil Engineering and Geodesy of Faculty of Technical Sciences, N. Sad
[3] Ph. D., assistent professor, Civil Engineering and Architectural Faculty, Niš

# 1 INTRODUCTION

Due to the aggressive activity of the environment, lax maintenance, increased traffic intensity, and load increase, bridges very often undergo significant deterioration and loss of their primary characteristics, as aesthetic, as well as structural ones. This violates their functionality and stability, and decreases their lasting life. Many studies treated diagnostic methods for condition assessment and later repair of damage arise from environment activity and exploitation load [3,4]. Concrete bridges have a variety of characteristic problems during their exploitation life that may drastically affect their final duration [2]. In this paper will be presented a case study of the bridge across Nišava river, on the regional road Bela Palanka – Svrljig, commonly known as "Nišava bridge" [1].

The road bridge across Nišava River near Bela Palanka was built in 1934, and in that time was an elegant and modern reinforced concrete structure. During exploitation it underwent one reconstruction (reinforcement) around 1965. There is no data of eventual interventions during the exploitation period for the purpose of repair of the damaged structural elements of the bridge, or for the purpose of regular maintenance. As in many other cases (regretfully) the design documentation is not preserved.

During 2013 a macroscopic inspection of the bridge was done, as well as recording of the dynamic characteristics for the insight in the condition of the bridge structure and for affording of an expert report. Beside the need of regular maintenance, the reason for the analysis of the current condition of the bridge is the fact that because of the construction of the national highway on the section Niš–Dimitrovgrad, whose route passes in the immediate vicinity of the bridge, as well as because of opening of the pits in the area "Babin Kal" and "Krstovica", occurs significantly increased intensity of cargo traffic across this bridge and a justified worry of its further damage due to overload.

# 2 DESCRIPTION OF STRUCTURE

Considering that construction plans for the bridge are not available, geometric characteristics (dimensions) were determined by measuring in situ.

The structure type is a reinforced concrete two-hinged arch with a tie and with hanged bridge deck. A panoramic presentation of the bridge is given in Fig. 1.



*Fig. 1 – Panoramic presentation of the "Nišava Bridge"*

The tied arch structural system is externally statically determined, and abutment reactions are vertical, which favourably affects the foundation conditions, but, due to elongation of the tie under traffic load, tension stresses in the arch occur, which represent unfavourable effects. Combined with aggressive action of the environment, it may lead to the damage of concrete, which was the case here. The arch span of the bridge is 48 m, the arch rise is 10.5 m, arch depth in the crown is 100 cm, and at the abutments is 140 cm. Rise to span ratio is approx. f/l=1/5. Arch opening, i.e., deck width is 5.3 m. The bridge has no footways. Arch width is 80 cm. The hanging rods are at centre-to-centre distance of 5 m, with cross section 25/60 cm. Stiffening bracings at arch level are haunched, with varying height of 50 cm, 60 cm, and 70 cm (observing from the arch crown to abutments).

The main girders of the bridge deck (bridge beam) is reinforced by prestressing cables 3x11∅5 mm on both sides, which act as ties. The force in the cables is unknown. The total cross section of the longitudinal girders (bridge beam) is 80/100 cm, and they are connected by trensversal girders with cross section that amounts 25/80 cm at hanging rod level. The bridge deck is with haunches 30 cm deep. The movement support is on pendulums with dimensions 60x60x60 cm. The abutments (shore piers) are also made of concrete, with unknown depth of foundation.

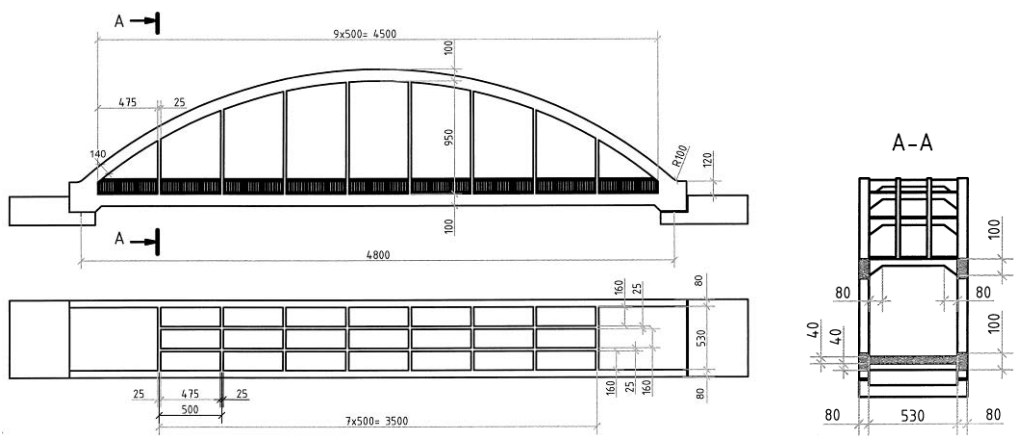



*Fig. 2 – Geometric characteristics of the bridge*

# 3 CONDITION ASSESSMENT OF THE BRIDGE

## 3.1 DAMAGES OF THE BRIDGE

It was determined by recording of the traffic frequency of heavy trucks that vehicles pass approx. every 3 minutes, that is, 188 vehicles during 10 hour working time. Based on analysis of the traffic load according to standard SRPS U.C4.010 can conclude that in this case heavy traffic unfavourably affects the already damaged bridge structure.

Based on the insight of the bridge condition, that is, on performed investigations on the spot (*in situ*), it was determined that damages exist on the arch girders, hanging rods, longitudinal

main girders (bridge beam), transversal deck girders, bridge deck, stiffening bracing at he bridge level, supports and other elements (drainage openings, asphalt pavement, waterproofing, railing).

Dominant damages are the result of calcification and separation of the concrete cover arose due to the aggressive action of the environment.

The second reason of the damage is occurrence of the tension stresses on locations of fixing of the hanging rods, and consequently, occurrence of cracks, which in longer time interval in co-action with aggressive action of the environment leads to concrete degradation and denudation of the reinforcement. Significant damages of the longitudinal and transversal reinforcement (Fig. 6), as well as occurrence of cracks, especially on the hanging rods (Fig. 7) are visible. The main girders (beams) are more damaged near the abutments because of bad drainage (Fig. 8), while it was not noticed neither deflection in longitudinal direction, nor transversal cracks from static influences, that is, from exceeding of tension stresses. The problem of reinforcement denudation is noticeable on the stiffening bracing also (Fig. 9), and the abutments are in bad condition, with loss of verticality of the pendulums on the movable bearing (Fig. 10).

Compression strength is determined on the basic structural elements of the bridge using sclerometry, and it is as follows: on the arch CC 24 (MB24), on the hanging rods CC 20 (MB20), and on the bridge beam CC 25 (MB25).

### 3.2 SOME MEASURED DYNAMIC CHARACTERISTICS OF THE BRIDGE

As a more economically rational method, an analysis of some dynamic parameters was used. Dynamic characteristics of the bridge are determined using acceleration transducer B20 in the cross section in the midspan of the bridge (Fig. 11). Vertical and horizontal accelerations were measured, and based on it, using FFT (*Fast Fourier Transformation*) analysis of vibrations, oscillation forms and eigenvalues for the first few modes of vibration were determined (Fig. 3 and 4). Trucks passing the bridge were used as excitation load. Load cases were: passing vehicle, vehicle crossing an obstacle (plank with depth of 5 cm), as well as two trucks passing one after another. Passing speeds were: 25 km/h and slow drive at 5 km/h. Vibrations were recorded using measuring equipment "Hottinger", measuring amplifier SPIDER 8 connected to a PC computer, and signal processing was done using licensed software package CATMAN.

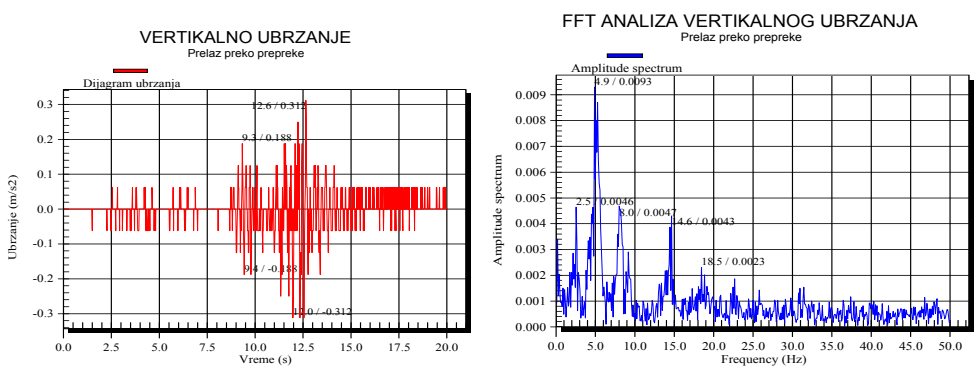



*Fig. 3 – Acceleration diagrams and FFT analysis of the vertical vibration signal*

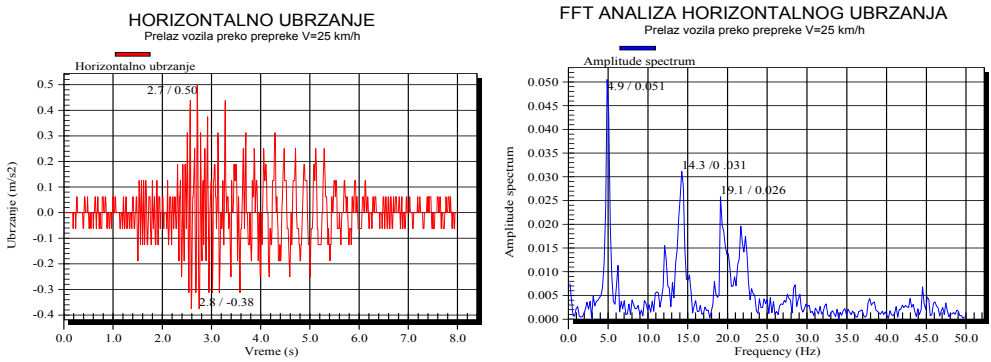


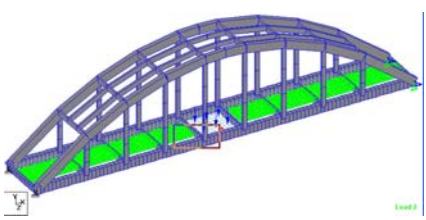

*Fig. 4 – Acceleration diagrams and FFT analysis of the horizontal vibration signal*

Based on the recorded diagrams of the accelerations in vertical and horizontal direction, one may notice that vertical vibrations show dominant frequency of oscillation f=5 Hz. In case of passing over an obstacle peaks in the amplitude spectrum occur at 5.0 Hz, 8.0 Hz, 14.6 Hz, and 18.5 Hz. Passing of two trucks one after another gives very similar response in the frequency domain, but in the amplitude sense, the effects are significantly increased. Horizontal vibrations, in case of a passing vehicle, were in the domain of f=5 Hz, but in case of obstacle crossing the maximal peak occurs at f=18.9 Hz, while it was also noticeable a significant peak at f=21.9 Hz. Vehicle passing with slow drive of V=5 km/h generates the same dominant frequency of f=5 Hz, but with decreased value of the amplitude spectrum.

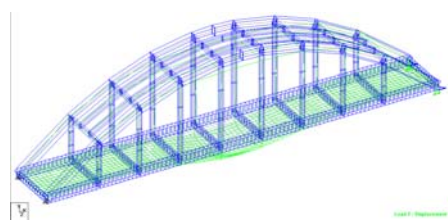
It may be concluded that dominant vibration frequency of f=5 Hz represents an increase regarding common values, which in theory are around f=100/L, which in this concrete case would be f=2 Hz. Also, one may conclude that impact load from unevenness on the deck unfavourably affects the structure response in dynamic sense, that successive passing of vehicles also has unfavourable effect, and that slow drive gives more favourable results.

### 3.3 NUMERICAL ANALYSIS

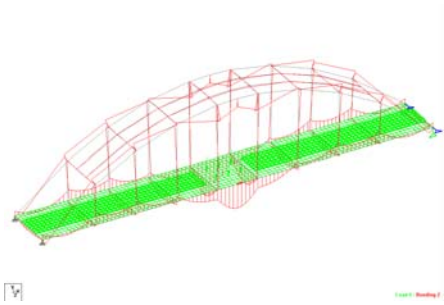
For this stage of analysis a finite element model was created, with relatively coarse mesh density, and it was used to analyze action of a standard vehicle V600, as well as influence from trucks that pass most frequently across the bridge. Real parameters regarding the material characteristics and geometry of the structural elements were used, and the results showed that higher influences are generated by the standard vehicle V600.



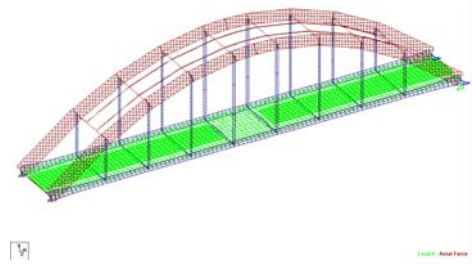
Representation of load generated by vehicle V600



Representation of deformation generated by vehicle V600



*Bending mom. generated by vehicle V600*



*Axial forces generated by vehicle V600*

*Fig. 5 – Graphical representation of numerical analysis*

## 4 CONCLUSION

On the example of the "Nišava bridge" one may draw conclusions about behaviour of arched RC bridges with hanging rods during long exploitation period, especially in case of inadequate maintenance. This structural system was common in bridge construction practice around middle of the last century. One must has in mind the fact that in the meantime a significant increase of the traffic intensity arose, as well as the bridge load itself, and that the design calculations are not in concordance with actual codes. After many decades of exploitation of the bridge across Nišava River on the road Bela Palanka–Svrljig with such structural system and its non-maintenance, minor and major damages occurred, and they can cause danger regarding the bearing capacity, durability and serviceability of the bridge. This is especially the case having in mind the fact that in the last year traffic intensity significantly increased due to the highway construction in the vicinity of the bridge, whose route is in the immediate vicinity of the bridge.

It was determined that the highest degree of damage arose from aggressive action of the environment and inadequate drainage of the bridge, and it was manifested in the form of calcification of concrete and denudation and corrosion of the reinforcement. The second very important detail is bad condition of the abutments, that is, damages on the beam of the fixed bearing and loss of verticality of the pendulum of the movable bearing, which can be further deteriorated and lead to more severe consequences, and which also substantially affects the dynamic characteristics of the bridge. It is noticeable that hanging rods of the bridge are in very bad condition, and there is significant phenomenon of separation of the concrete cover, denudation and corrosion of the reinforcement, as well as occurrence of cracks with opening up to $\delta$=5 mm. Grade of the concrete, measured by sclerometry on the structural elements, shows values MB20÷MB25, which is lower from the standard design value for bridge structures.

As the most economically rational experimental diagnostic method for determining of the global condition of the bridge structure, an analysis of some dynamic parameters was used, before all, the measured oscillation frequency. By recording of vertical and horizontal accelerations, as well as by their FFT analysis it was determined that the natural frequency was increased, especially in horizontal direction. Increased deterioration of such structures also comes from seemingly minor reasons, such is improper functioning of the water drains, or earth deposits and occurrence of biological corrosion, whereby the state unavoidably becomes worse. In this concrete case noticed damages lead to decrease of the load-bearing capacity of the structural elements, but overall stability is not endangered yet. Appropriate remedial

measures and necessary strengthening can bring the structure into required state of load-bearing capacity and stability, but if rehabilitation works on the RC bearing structure should not be done, stability of individual structural elements and the structure as a whole may be endangered. Those are the reasons that in such cases demand making of rehabilitation project in which one would define character and scope of the rehabilitation works, that is, necessary strengthening. Further intensive exploitation of the bridge, with more than 200 heavy trucks passing daily, could endanger stability of the structure, unless the rehabilitation works should not start immediately.

One should have in mind that "Nišava Bridge", beside a transportation role, represents also a worth-while engineering achievement, that is, a historical object, so its rehabilitation and protection from further deterioration would make it a valuable architectonic and tourist landmark of bridge construction of the whole region.

At our regret, till now (August 2014), after almost a year of the completion of bridge condition diagnostics, no move was undertaken, and condition of the bridge is deteriorating more and more. Unfortunately, this is typical in Serbia.

**Acknowledgement:**

The paper is a part of research of the Project TR 36043 supported by the Ministry of Education and Science of the Republic of Serbia.

**PHOTO DOCUMENTATION**



*Fig. 6 – Damage on the arch intrados – denudation and corrosion of the reinforcement (main arch girder)*



*Fig. 7 – Damage on the hanging rods (denudated reinforcement and cracks $\delta_{max}$= 5 mm)*



*Fig. 8 – Damage of the main girder near support*



*Fig. 9 – Damage on stiffening bracings owing to aggregate action of traffic load and aggressive environment*





*Fig. 10 – Loss of verticality of the pendulum of the movable bearing with occurrence of biological corrosion and earth deposits (left); Disposition of applied equipment during determination of dynamic characteristics (acceleration transducer B2, Spider8, and PC) (right)*

**REFERENCES**


[1] Ekspertiza stanja drumskog mosta preko reke Nišave na regionalnom putu Bela Palanka – Svrljig ("Nišavski most"), GAF Niš, 2013.

[2] J. T. Broch: *Mechanical Vibration and Shock Measurments*, 1980.

[3] O. S. Salawu, C. Williams: *Review of full-scale dynamic testing of bridge structures,* Enging Struct. 1995., Volume 17, Number 2.

[4] P. Paultre, J. Proulx, M. Talbot: *Dynamic Testing Procedures for Highway Bridges Using Traffic Loads*, Jurnal of structural engineering ASCE, V121,No2. (362-376).

[5] Radić J.: *Trajnost konstrukcija 1,* Građevinski fakultet, Zagreb 2010.

[6] Ranković S., Folić R.: *Povećanje dinamičkog koeficijenta kod mostova usled udarnih rupa na kolovozu*. Simpozijum DGKS, Vrnjačka Banja, 19-21 septembar 2012. (str. 267-272).

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Goran Markovski[1], Toni Arangjelovski[2], Darko Nakov [3], Peter Mark [4]*

# ODREDJIVANJE KOEFICIJENTA $\psi_2$ ZA DEFINISANJE UTICAJA DUGOTRAJNIH DEJSTAVA

***Rezime:***

Zadnjih 12 godina na Gradjevinskom fakultetu u Skoplju odvija se istrazivanje uticaja promenljivog opterecenja na ponasanje betonskih elemenata u toku vremena. Eksperimentalna ispitivanja razlicitim istorijama opterecenja izvedena su na prethodno napregnute i na armiranobetonske grede izragjene od uobicajenog betona, betona visoke cvrstoce i od mikroarmiranog celicnim vlaknima. Promene dilatacija, ugiba i razvoj prslina pracene su u periodu od 400 dana. U radu je prikazan uticaj promenljivog opterecenja na ponasanje elemenata izradjenih od razlicitih vrsti betona i dat je predlog za odredjivanje vrednosti koeficijenta $\Psi_2$.

*Ključne reči:* ***koeficijent*** $\psi_2$, ***dugotrajna dejstva, promenljivo opterecenje***

# DETERMINATION OF THE COEFFICIENT $\psi_2$ TO DEFINE LONG-TERM EFFECTS ON CONCRETE ELEMENTS

***Summary:***

During the past 12 years, research project regarding time-dependent behavior of concrete elements is ongoing continuously at the Faculty of Civil engineering in Skopje. Experiments were performed on different types of concrete: prestressed, normal and high strength and steel fibre reinforced concrete, with various loading histories. The time-dependent changes in strains, deflections and crack widths were observed in a period of 400 days. This paper presents the effects of variable load on time-dependent behaviour of different types of concrete elements and proposes methodology for determination of coefficient $\Psi_2$.

*Key words: coefficient $\psi_2$, long-term effects, variable load*

[1] Prof. d-r Goran Markovski, UKIM, FCE Skopje, Macedonia
[2] Doc. d-r Toni Arangjelovski, UKIM, FCE Skopje, Macedonia
[3] Doc. d-r Darko Nakov, UKIM, FCE Skopje, Macedonia
[4] Prof. d-r Peter Mark, RUB, Bochum, Germany

# 1 INTRODUCTION

Long-term actions cause significant changes in concrete and reinforcement strain, increase in crack width and deflections, reduction of the tension stiffening and increase in bond-slip[3].

Besides this, degradation of concrete structures is usually medium to long-term process that has great influence on structure's working life. Among specific common causes responsible for structural degradation, action of variable loads is especially important issue for the assessment of long-term effects due to creep and shrinkage in concrete structures.

The effect of long-term actions is usually connected with the permanent load. However, there are certain concrete structures such as: storage areas at warehouses, traffic areas at parking garages and bridges under severe traffic conditions, where the variable loads are acting longer and are with significant magnitude. In these structures, the variable actions could overcome serviceability limit state criteria of concrete structure.

Because of previously stated reasons, in Eurocodes [6] in the serviceability limit design, assessment of effects due to creep and shrinkage of concrete caused by variable load are taken into consideration using quasi-permanent combination of actions (also used for reversible limit states). The level of quasi-permanent load is defined by the quasi-permanent coefficient $\psi_2$ (Eq.1):

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + "P" + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j\geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \text{ [6]} \quad (1)$$

The values for the quasi-permanent coefficient ψ2 could be set also by the National Annex. This gives opportunity for research of effects of variable load and its replacement by a quasi-permanent load by the coefficient of participation ψ2.

In EN 1990: Eurocode - Basis of structural design [5], proposed values for the quasi-permanent coefficient for buildings are presented in Tab.1.

The recommended values for $\psi_2$ for road bridges in EN 1990 is 0 [5]. In DIN report 102 "Concrete bridges" based on Eurocodes, for city bridges $\psi_2$ is assumed to 0.2 and in the National application document of Finland for EN 1992-2, $\psi_2$=0.3. The recommended value of $\psi_2$ factor for railway bridges is equal to zero. But if deformation is considered for persistent and transient design situations, $\psi_2$ should be taken equal to 1.00 for rail traffic actions (according to Table A2.3 of EN1990:2002 [5]).

*Tab. 1 Recommended values of coefficient $\psi_2$ for buildings [5]*

| *Action* | $\psi_2$ |
|---|---|
| Imposed loads in buildings, category (see EN1991-1-1) | |
| Category A: domestic, residential areas | 0.3 |
| Category B: office areas | 0.3 |
| Category C: congregation areas | 0.6 |
| Category D: shopping areas | 0.6 |
| Category E: storage areas | 0.8 |
| Category F: traffic area, vehicle weight ≤30kN | 0.6 |
| Category G: traffic area, 30kN<vehicle weight ≤160kN | 0.3 |
| Category H: roofs | 0.0 |

## 2 METHODOLOGY FOR DETERMINATION OF THE COEFFICIENT $\psi_2$

This proposal in Eurocode was the basis of the extensive experimental and theoretical research, for determination of the quasi-permanent coefficient $\psi_2$.

Four approaches for determination of the effects of variable long-term actions were considered (Fig.1):

1. from point of zero value of deflection to obtain the value of experimentally determined deflection at the level of action of the permanent load.
2. from point of zero value of deflection to obtain the value of experimentally determined deflection at the level of action of the permanent and variable load.
3. from point of instantaneous value of deflection at permanent load level, (obtained at the first cycle of loading/unloading by variable load) to obtain the value of experimentally determined deflection at action of the permanent load.
4. from point of instantaneous value of deflection at permanent load level, (obtained at the first cycle of loading/unloading by variable load), to obtain the value of experimentally determined deflection at action of the permanent and variable load.

The simplest solution of the problem is taking into consideration the approach 1, because with intensity of the load as sum of permanent and quasi-permanent load, we can obtain initial and time-dependent deflection.

On the basis of experimental research, analytical solution was proposed in which the total deflection from permanent load G and variable load Q obtained from the experiments $a_{t,exp}(G+Q)$ is determined as a sum of the initial deflection $a_o(G+\psi_2 Q)$ and long-term deflection $a_t(G+\psi_2 Q)$ from permanent load G and variable load represent as quasi permanent load $\psi_2 Q$ (Eq.2):

$$a_{t,\exp}\left(G+Q\right) = a_0\left(G+\psi_2 Q\right) + a_t\left(G+\psi_2 Q\right) \tag{2}$$

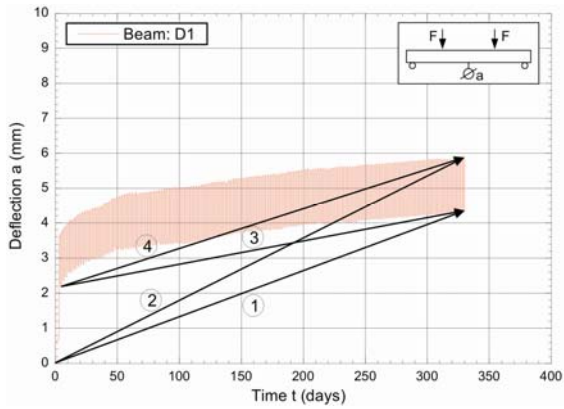



*Fig. 1 Considered approaches for determination of $\psi_2$*

## 3 EXPERIMENTAL PROGRAM

The research project consists of 3 experimental programs, denoted as follows:

- Experimental program "PC"(Prestressed concrete) [8];
- Experimental program"HSC"(High strength concrete) [1];
- Experimental program"SFRC"(Steel fiber reinforced concrete) [9] .

The experiments were performed in specially equipped laboratory, located at the Faculty of Civil Engineering – Skopje. The laboratory (Figure 2) enables almost constant temperature, while the relative humidity is controlled with special humidifiers/dehumidifiers to keep it constant.



*Fig. 2 Part of the laboratory for testing*

Each of the experimental programs consists of 24 full scale beams and control specimens for testing of the mechanical and deformation properties of concrete. The beams are with cross section b/d=15/28cm and length of 300cm. The geometry, inbuilt reinforcement and loading scheme for each experimental program is presented in Figure 3.

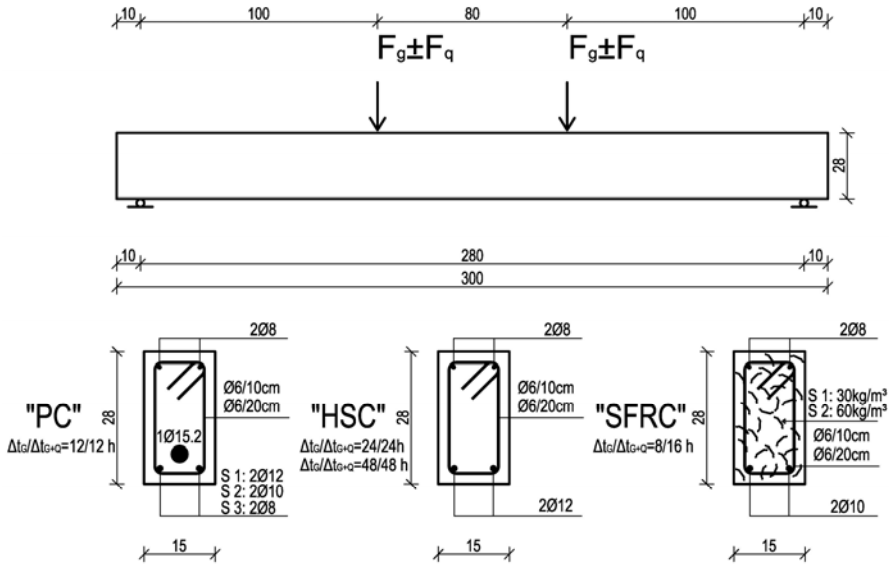



*Fig. 3 Geometry, reinforcement and loading scheme of the beams*

The beams were loaded at the age of 40 days with the specific loading history and at the age of 400 days the beams were loaded to failure. Loading histories were defined by action of constant permanent load and variable load acting in different cycles of loading/unloading, presented in Table 2 and in Fig.4.

***Tab. 2 Cycles of the loading histories***

| | *Experimental program* | | | |
|---|---|---|---|---|
| cycles | PC | HSC | | SFRC |
| $\Delta t_G$ (hours) | 12 | 24 | 48 | 8 |
| $\Delta t_{G+Q}$ (hours) | 12 | 24 | 48 | 16 |

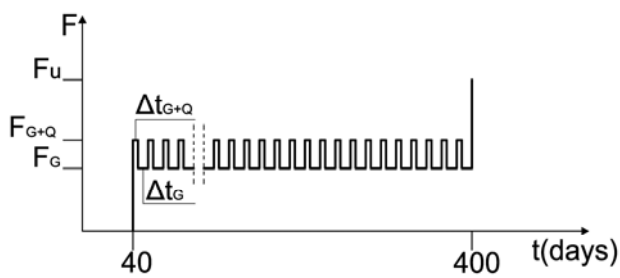



*Fig. 4 Loading history of the beams*

## 4 RESULTS

For each of the research projects, the following mechanical properties of concrete were tested at the same age as the testing of the full scale beams: Modulus of elasticity, compressive strength, splitting tensile strength and flexural tensile strength. Creep and drying shrinkage, as well as autogenous shrinkage in the case of the high-strength concrete were measured for 400 days continuosly.

The testing of the mechanical and deformation properties is presented in Fig.5. The testing was performed at the age of 40 days and at the age of 400 days.

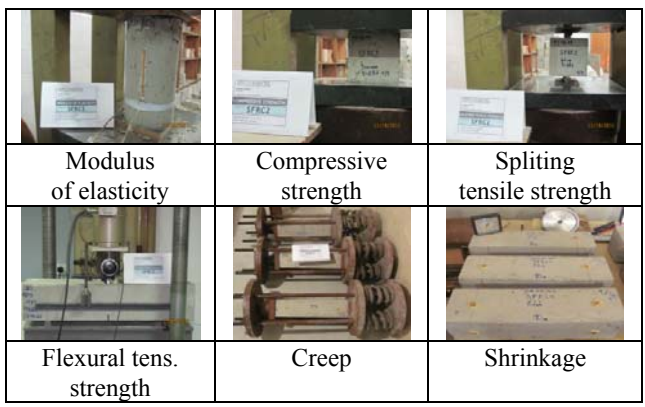



*Fig. 5 Testing of the mechanical and deformation properties*

The experimental results of deformation properties of the research project "HSC" are presented in Fig.6.

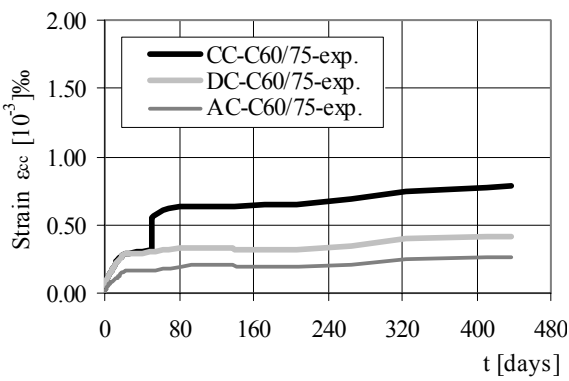



*Fig. 6 Total strain composed of autogenous shrinkage, drying shrinkage and creep in "HSC"*

For analytical analysis, evaluation of the autogenous shrinkage, drying shrinkage and creep strains (Fig.7a) was performed by using the B3 Model (Bazant & Baweja 2000) [2]. This analysis provide data to define improved B3 model compliance function J(t,t'), aging coefficient $\chi(t,t')$ and relaxation function R(t,t'). All these parameters were used to calculate and to verify long-term deflections by age adjusted effective modulus method (AAEMM method) [4].

In the "SFRC"part of the research project, which analytical analysis are still undergoing, B3 Model [2] and fib Model code 2010 [7] are used to obtain the neccessary data for the AAEMM. This will be done not only for the period of observing the full scale beams of approximately 1 year, but for an age of up to 100 years which is the life design age for certain structures. The analysis of the creep strain after 100 years in logarithmic scale is presented in Fig.7b.

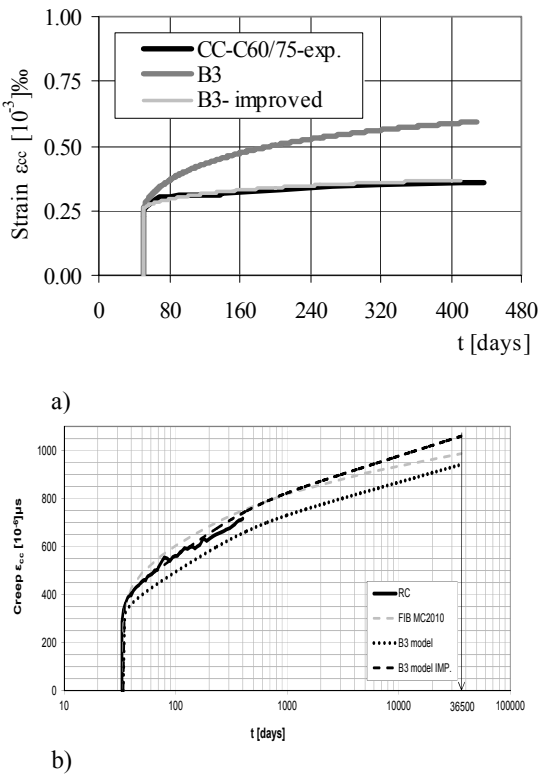
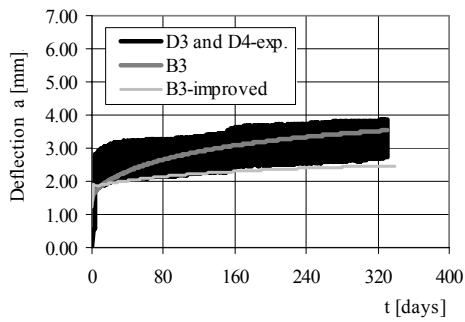


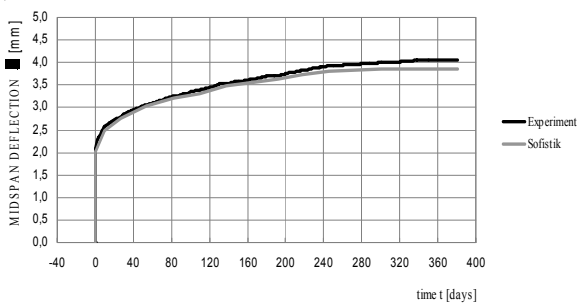

*Fig. 7 a) Analysis of the creep strain by the B3 model in "HSC" [1]; b) Analysis of the creep strain by B3 Model and fib MC2010 in"SFRC" [9]*

In the "PC" part of the research project, modeling and analysis of the behaviour of prestressed concrete beams exposed to different history of loading during time were performed with the computer software program SOFISTIK using the finite element method.

To calculate effects from variable action on long-term deflections of concrete elements quasi-permanent load procedure and the principle of superposition were used. The analysis of the long-term deflection for the experimental program "HSC" is presented in Fig.8a, while for the experimental program "PC" is presented in Fig.8b.




a)




b)

*Fig. 8 Analysis of the long-term deflection in experimental program: a) "HSC" [1] b) "PC" [8]*

Obtained quasi-permanent coefficients $\psi_2$ for each experimental program of the research project, for the considered time period of 400 days, are presented in Tab.3.

***Tab. 3 Quasi-permanent coefficient $\psi_2$ for each experimental program for time period of 400 days***

| | *Experimental program* | | | |
|---|---|---|---|---|
| cycles | PC | HSC | | SFRC |
| $\Delta t_G$ (hours) | 12 | 24 | 48 | 8 |
| $\Delta t_{G+Q}$ (hours) | 12 | 24 | 48 | 16 |
| | $\psi_2$ | | | |
| Ordinary concrete | / | 0.50 | 0.65 | 0.37 |
| PC /HSC /SFRC | 0.40 | 1* | 1* | 0.20 |

*Not realistic. Comes out from the low stress level.

A simple linear dependence between factor $\psi_2$ and the variable load duration was found out and is presented in the following Fig.9. From the same figure, almost double decrease of the factor $\psi_2$ can be noticed, when steel fibres are added to the concrete mixture.

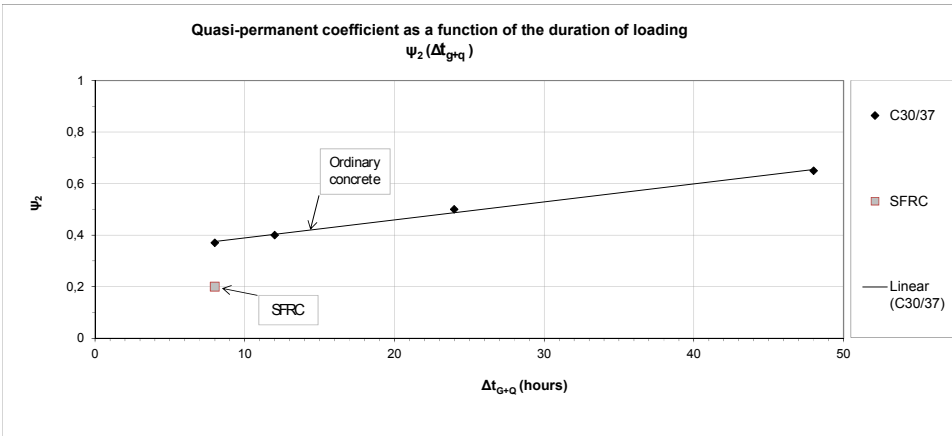



*Fig. 9 Factor $\psi_2$ as a function of the variable load duration* ($\Delta t_{g+q}$)

# 5 CONCLUSIONS

From the experimental and analytical analyses of the long-term behavior of beams made of different types of concrete, subjected to long-term permanent and variable load, the following conclusions can be drawn:

- Actions of long-term permanent and variable load have significant influence on the long-term behavior of concrete beams.
- The quasi-permanent coefficient $\psi_2$ depends on the loading history, i.e. especially on the duration of the cycles when the variable load is acting on the structure ($\Delta t_{G+Q}$).
- For determination of the value of the quasi-permanent coefficient $\psi_2$, the stress and strain states of the cross sections for the different combinations of load cases should be taken into account.

## REFERENCES

[1] Arangelovski, T.: *Time-dependent behavior of reinforced high-strength concrete elements under action of variable loads*, Doctoral dissertation, Skopje: University "Ss. Cyril and Methodius", 2010.

[2] Bazant Z.P. & and Baweja, S.: Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3, *The Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage-Structural Design Effects, SP-194, American Concrete Institute 2000*, Akthem Al-Manaseer (ed.), Farmington Hills: ACI, 2000.

[3] CEB Bulletin d'information No 235.: *Serviceability Models-Behaviour and modelling in serviceability limit states including repeated and sustained loads*. G. Balazs (eds). Lausanne, 1997.

[4] Jirasek, M. & Z.P.Bazant.: *Inelastic Analyses of Structures*, London: John Wiley & Sons, 2001.

[5] European Standard EN1990.: Basis of structural design, Standardization Institute of R.Macedonia, Skopje, R.Macedonia, 2002.

[6] European Standard EN1992-1-1.: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Standardization Institute of R.Macedonia, Skopje, R.Macedonia, 2004.

[7] Fib Model Code 2010.: fib Bulletin 65, Final draft, 2012.

[8] Markovski, G.: *Influence of variable loads to time-dependant behavior of prestressed concrete elements*, Doctoral dissertation, Skopje: University "Ss. Cyril and Methodius", 2003.

[9] Nakov, D.: *Time-dependent behaviour of SFRC elements under sustained and repeated variable loads*, Doctoral dissertation, Skopje: University "Ss. Cyril and Methodius", 2014.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Mihailo Muravljov[1], Boško Stevanović[2], Dimitrije Zakić[3]*

# ISPITIVANJA OSNOVNIH KARAKTERISTIKA ZIDOVA OD OPEKE U OKVIRU POSTOJEĆIH ZGRADA

***Rezime:***

*U radu je obrađen praktičan pristup određivanju čvrstoća pri pritisku i čvrstoća pri smicanju zidova od opeke u okviru postojećih zidanih zgrada. Na osnovu iskustava autora, a s obzirom da se u takvim slučajevima uvek radi o malom broju rezultata ispitivanja, u radu su dati i predlozi u vezi definisanja tzv. karakterističnih vrednosti navedenih čvrstoća.*

*Ključne reči: zid od opeke, čvrstoća pri pritisku, čvrstoća pri smicanju, modul smicanja.*

# IN SITU TESTING OF BASIC PROPERTIES OF MASONRY WALLS

***Summary:***

*A practical approach toward determination of compressive strength and shear strength of brick walls in existing masonry buildings is discussed in this paper. Based on the authors' experience, but also having in mind that in such cases there are always just a few testing results, suggestions how to define so called characteristic values of strength are also given in the paper.*

*Key words: masonry wall, compressive strength, shear strength, shear modulus.*

[1] *Red. prof. u penziji, dr , Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

[2] *Red. prof., dr , Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

[3] *Doc., dr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

# 1 UVOD

Pri sanacijama, rekonstrukcijama i dogradnjama (pod kojima se podrazumevaju i nadziđivanja - nadogradnje) zidanih zgrada, od velikog značaja je poznavanje čvrstoća pri pritisku i pri smicanju postojećih zidova od opeke, pri čemu je do merodavnih vrednosti tih čvrstoća moguće doći jedino direktnim esperimentalnim ispitivanjima.

U daljem će se prikazati metodologija ispitivanja zidova od pune opeke u okviru postojećih zidanih zgrada, što znači da će predmet izlaganja biti ispitivanja na uzorcima-epruvetama "izvađenim" ili izdvojenim iz konkretnih zidova, uz napomenu da se ta ispitivanja načelno mogu vršiti kako u laboratorijskim uslovima, tako i na samim objektima - *in situ*.

S obzirom da se proračuni zidova prema [1] zasnivaju na principima granične nosivosti, neophodno je da se na osnovu rezultata sprovedenih ispitivanja definišu *karakteristične* vrednosti eksperimentalno dobijenih čvrstoća pri pritisku $f_{pk}$ i čvrstoća pri smicanju $f_{vk}$. Taj problem je u konkretnom slučaju načelno vrlo složen, jer navedene vrednosti u principu treba da budu određene primenom stavova matematičke statistike i teorije verovatnoće - kao veličine koje zadovoljavaju fraktil od 5%. Međutim, pri ispitivanjima o kojima je reč uvek se, logično, radi o relativno malom broju uzoraka-epruveta, pri čemu važi empirijsko pravilo da ta ispitivanja, po mogućstvu, uvek treba vršini na najmanje dva uzorka-epruvete.

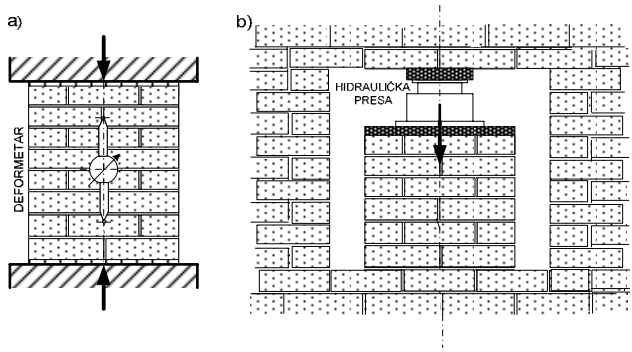
Kako se, strogo uzevši, u konkretnom slučaju u odnosu na rezultate ispitivanja ne mogu primeniti stavovi matematičke statistike i teorije verovatnoće, definisanje karakterističnih čvrstoća zidova $f_{pk}$ i $f_{vk}$ mora se vršiti na neke druge načine. Pri ovome se, logično, osim srednjih vrednosti, u obzir moraju uzeti i najmanje vrednosti rezultata ispitivanja $f_{p,min}$ i $f_{v,min}$. U vezi sa tim u praksi se najčešće usvaja da su predmetne karakteristične čvrstoće zidova određene odnosima $f_{pk}/f_{p,min} = 0.8$, odnosno $f_{vk}/f_{v,min} = 0{,}8$ (videti [2]) . Pored toga, a prema našim iskustvima, pri malom broju rezultata ispitivanja, dovoljno tačna vrednost neke karakteristične čvrstoće zida može se usvojiti i na bazi odnosa *karakteristična čvrstoća/srednja vrednost čvrstoće* = 0,65 - 0,75.

# 2 ČVRSTOĆE ZIDOVA PRI PRITISKU

## 2.1 OPŠTE

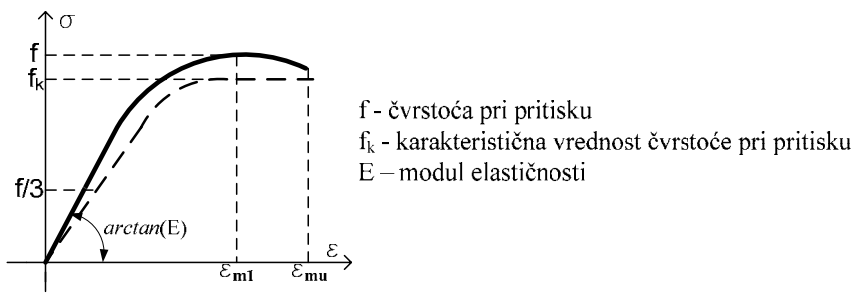
Ispitivanje čvrstoća zidova pri pritisku treba da se izvodi na uzorcima-epruvetama koje imaju određene minimalne dimenzije, a koje prema našim iskustvima treba da budu sledeće: debljina zida treba da predstavlja osnovnu poprečnu dimenziju uzorka, dok ostale dve dimenzije treba da budu najmanje jednake debljini zida ili veće. Ukoliko se poštuje taj uslov, logično je da će se dobiti uzorci oblika prizmi (sa osnovama *axb* i visinama *h*) ili kocki (približno) - srazmerno velikih dimenzija - sa kojima je, ukoliko je reč o ispitivanjima u laboratorijskim uslovima, otežano manipulisanje i očuvanje integriteta (intaktnosti) uzoraka. Iz tih razloga često je povoljnije da se ovakva ispitivanja vrše na samom objektu - *in situ*.

Na slici 1 prikazane su dispozicije za ispitivanje čvrstoća zidova pri pritisku u laboratorijskim uslovima (a) i na licu mesta (b), pri čemu zidovi koji se ispituju treba da budu "oslobođeni" eventualnih malterskih obloga. Pored toga, površine uzoraka *axb* preko kojih će se pri ispitivanju unositi opterećenje treba da budu obrađene cementnim malterom - radi dobijanja ravnih, a u slučaju ispitivanja u laboratoriji i paralelnih naležućih površina.




*Slika 1 - Dispozicije za ispitivanje čvrstoće zida pri pritisku*

Pri ovakvim ispitivanjima, osim čvrstoće pri pritisku $f = f_p$, ukoliko postoji mogućnost, može se definisati i radni $\sigma$-$\varepsilon$ dijagram zida (sl. 2), što podrazumeva da na uzorku budu postavljeni i odgovarajući instrumenti za merenje deformacija. Iz dobijenog radnog dijagrama, pak, može se, saglasno slici 2, odrediti i modul elastičnosti ispitivanog zida $E$.




*Slika 2 - Veza napon-dilatacija ($\sigma$-$\varepsilon$) za zid izložen pritisku*

Kao što pokazuje slika 2, modul elastičnosti $E$ definiše se u području napona manjh od trećine čvrstoće zida $f = f_p$, u kome $\sigma$-$\varepsilon$ dijagram uvek u dovoljnoj meri odgovara pravoj liniji.

## 2.2 REZULTATI NEKIH KONKRETNIH ISPITIVANJA ZIDOVA NA PRITISAK

### 2.2.1. Ispitivanje I

Predmetno ispitivanje se odnosilo na jedan zid izveden od opeka "starog" formata dimenzija 30x15x7cm, pri čemu su silama pritiska do loma izlagana dva uzorka "isečena" iz tog zida:

- mali uzorak-epruveta dimenzija $axbxh$ = 15x30x26cm i
- veliki uzorak-epruveta dimenzija $axbxh$ = 30x30x26cm.

Ovi uzorci-epruvete su u laboratoriji izlagani silama pritiska $P$ do loma, kojom prilikom su dobijeni sledeći rezultati:

- mali uzorak-epruveta: $P_{gr}$ = 268kN, $f_p$ = 2680/(15x30) = 5,96MPa;
- veliki uzorak-epruveta: $P_{gr}$ = 540kN, $f_p$ = 5400/(30x30) = 6,00MPa.

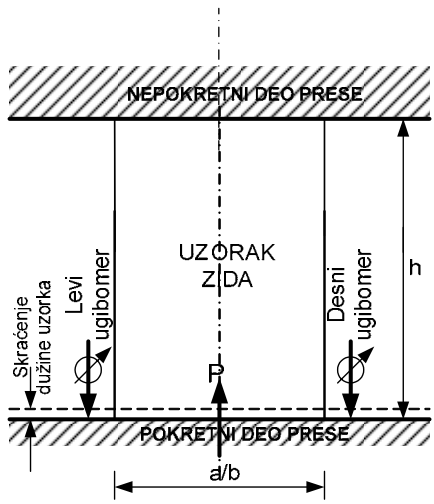
Na osnovu prikazanih rezultata može se usvojiti da za predmetni zid karakteristična vrednost čvrstoće pri pritisku iznosi $f_{pk} \approx 0{,}8 \cdot 5{,}96 = 4{,}77$MPa.

2.2.2. Ispitivanje II

Predmetno ispitivanje takođe se odnosilo na zid izveden od opeka "starog" formata, pri čemu je i ono sprovedeno u laboratorijskim uslovima - na dva uzorka-epruvete "isečene" iz zidne mase.

Uzorci-epruvete o kojima je reč imali su sledeće dimenzije:

- uzorak-epruveta I: *a*x*b*x*h* = 30x35x35cm,
- uzorak-epruveta II: *a*x*b*x*h* = 34x30x35cm.



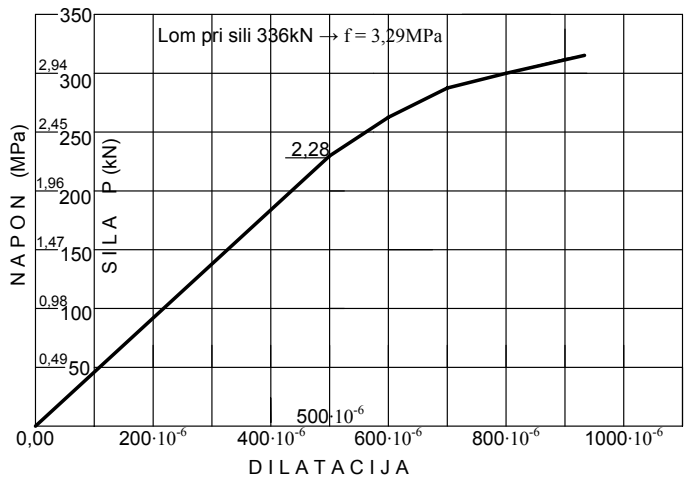

*Slika 3 - Dispozicija ispitivanja uzoraka-epruveta I i II*

Ispitivanje je sprovedeno je saglasno dispoziciji prikazanoj na slici 3 koja pokazuje da su na predmetnim uzorcima-epruvetama, putem dva naspramno postavljena ugibomera, sprovedena i merenje skraćenja visina ("dužina") uzoraka *h*, čime je omogućeno da se, osim čvrstoća pri pritisku $f_p$, odrede i zavisnosti *napon-deformacija* ($\sigma$-$\varepsilon$) koje odgovaraju pojedinim uzorcima-epruvetama.



*Slika 4 - Uzorak-epruveta I (slika levo) i uzorak-epruveta II (slika desno) u fazi ispitivanja*

Na slici 4 prikazane su fotografije uzoraka-epruveta I i II u fazi ispitivanja, dok su rezultati sprovedenog ispitivanja za uzorak-epruvetu II, u vidu dijagrama *napon-deformacija* ($\sigma$-$\varepsilon$), prezentirani na slisi 5.




*Slika 5 - Zavisnost napon-deformacija* ($\sigma$-$\varepsilon$) *za uzorak-epruvetu II*

Rezultati predmetnog ispitivanja bili su sledeći:

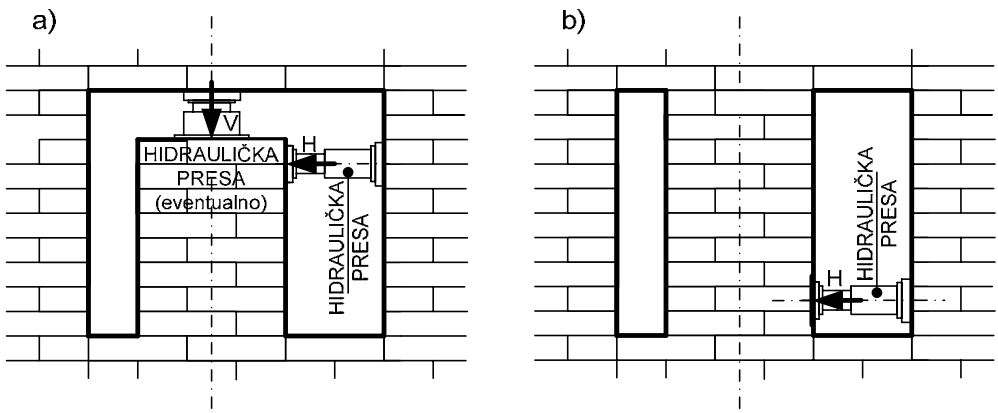
Uzorak-epruveta I: Sila loma 408kN, čvrstoća pri pritisku $f_p$ = 4080/(30x35) = 3,88MPa
Modul elastičnosti $E$ = 2,38/(500·10$^{-6}$) = 4760MPa
Uzorak-epruveta II: Sila loma 336kN, čvrstoća pri pritisku $f_p$ = 3360/(34x30 ) = 3,29MPa
Modul elastičnosti $E$ = 2,28/(500·10$^{-6}$) = 4560MPa.

Na bazi dobijenih vrednosti čvrstoća pri pritisku, prozilazi da u konkretnom slučaju karakteristična vrednost čvrstoće zida pri pritisku iznosi $f_{pk} \approx 0{,}8 \cdot 3{,}29 = 2{,}63$MPa.

# 3 ČVRSTOĆE ZIDOVA PRI SMICANJU

## 3.1 OPŠTE

Ispitivanje čvrstoća zidova pri smicanju u opštem slučaju može se vršiti u laboratorijskim uslovima, ali je najcelishodnije da se takva ispitivanja sprovode na samim objektima (*in situ*), a prema dispozicijama prikazanim na slici 6.




*Slika 6 - Dispozicije za ispitivanje čvrstoća zidova pri smicanju in situ*

U nedostatku vrednosti određenih direktnim ispitivanjima, dovoljno tačne veličine karakterističnih čvrstoća zidova pri smicanju $f_{vk,}$ koje su neophodne pri proračunima graničnih nosivosti zidova, prema EVROKODU 6 mogu se odrediti preko izraza

$$f_{vk} = f_{vko} + 0{,}4\sigma_d$$

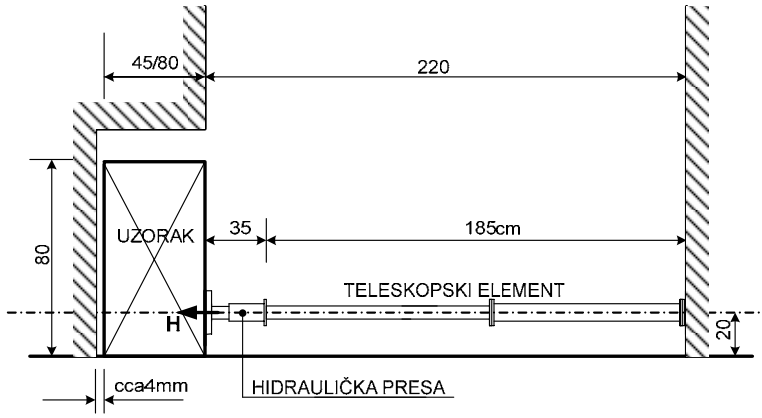
gde je:

$f_{vko}$ - karakteristična vrednost čvrstoće zida na smicanje pri nultom naponu pritiska,
$\sigma_d$ - proračunska vrednost napona pritiska u zidu.

## 3.2 REZULTATI NEKIH KONKRETNIH ISPITIVANJA ZIDOVA NA SMICANJE

### 3.2.1 Ispitivanje I

Element-uzorak za predmetno ispitivanje *in situ* dobijen je izdvajanjem-isecanjem putem testere sa dijamatskim krunicama iz zida debljine 80cm prizmatičnog uzorka sa osnovom 45x80cm i sa visinom cca 80cm (sl. 7). Taj element-uzorak je, kao što pokazuje slika 7, pri dnu bio izložen rastućoj horizontalnoj sili *H* sve do loma. Mada se u konkretnom slučaju radilo o elementu-uzorku koji je, strogo uzevši, osim sile *H*, bio izložen i uticaju sopstvene težine predmetnog elementa zida, taj uticaj je, s obzirom na vrlo malu veličinu normalnog napona koji se usled toga javlja, zanemaren. Drugim rečima, pri predmetnom ispitivanju faktički je dobijena vrednost $f_v = f_{vo}$.




*Slika 7 - Dispozicija ispitivanja zida na smicanje*

Lom na slici 7 prikazanog elementa-uzorka izloženog horizontalnoj sili $H$ nastupio je pri vrednosti sile $H_{gr} \approx 62{,}2$kN, pri čemu je do njegovog "otkaza" došlo usled smicanja po jednoj od horozontalnih spojnica u donjoj zoni zida.

Na osnovu date sile $H_{gr} \approx 62{,}2$kN dobija se da je

$$f_{vo} = 622/(45\text{x}80) = 0{,}173\text{MPa}.$$

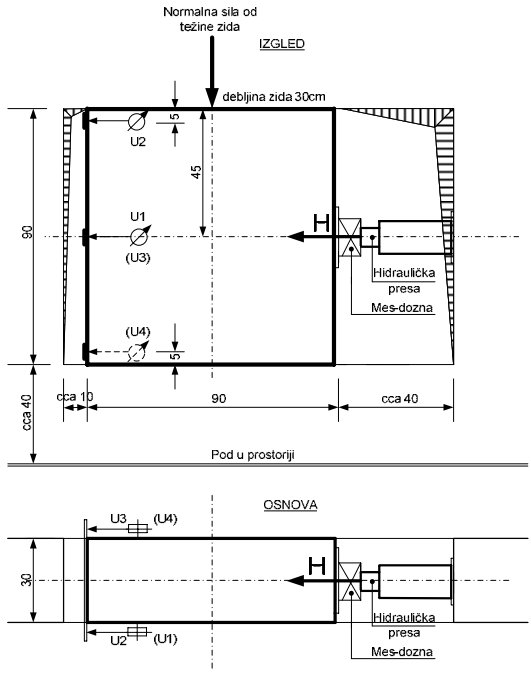
### 3.2.2 Ispitivanje II

Element-uzorak na kome je *in situ* sprovedeno predmetno ispitivanje formiran je postupkom "isecanja" iz zida debljine 30cm, tako da je dobijenjen element-uzorak sa osnovom 30x90cm i sa visinom 90cm, koji je predviđen za ispitivanje na smicanje prema dispoziciji prikazanoj na slici 8. Kao što se vidi, element-uzorak o kome je reč bio je, osim rastućoj horizontalnoj sisli $H$, izložen i delovanju normalne sile od sopstvene težine zida.

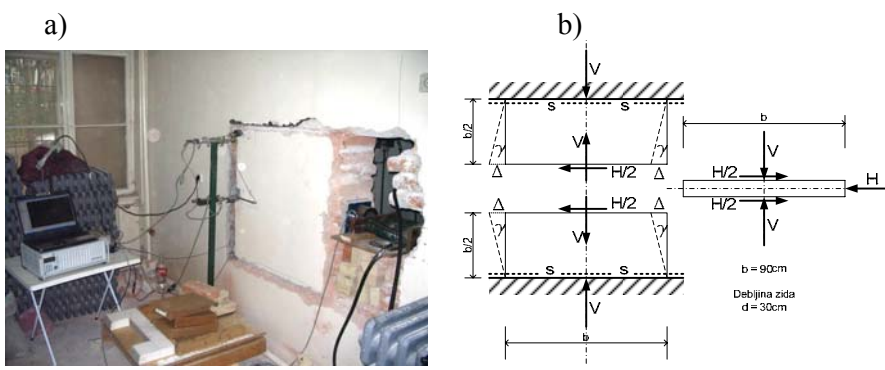
U konkretnom slučaju procenjeno je da na predmetni element-uzorak zida prikazan na sl. 8 deluje normalna sila $N = V \approx 99{,}22$kN, pa je na bazi toga dobijen napon pritiska u zidu veličine

$$\sigma_d = 992{,}2/(30\text{x}90) \approx 0{,}37\text{MPa}.$$

Pri datom ispitivanju, kao što pokazuje slika 8, osim postupka merenja horizontalne sile $H$, sproveden je i postupak merenja deformacija, pri čemu je primenom odgovarajućih mernih instrumenata bilo je omogućeno da se pri ispitivanju automatski dobiju potrebni grafički zapisi, odnosno funkcionale zavisnosti: *"ugibi" (horizontalna pomeranja) na mernim mestima U1, U2, U3 i U4 - sila H.*



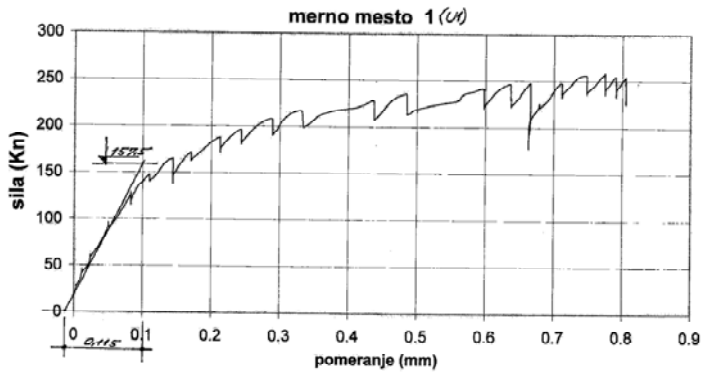

*Slika 8 - Dispozicija ispitivanja elementa - uzorka zida na smicanje*



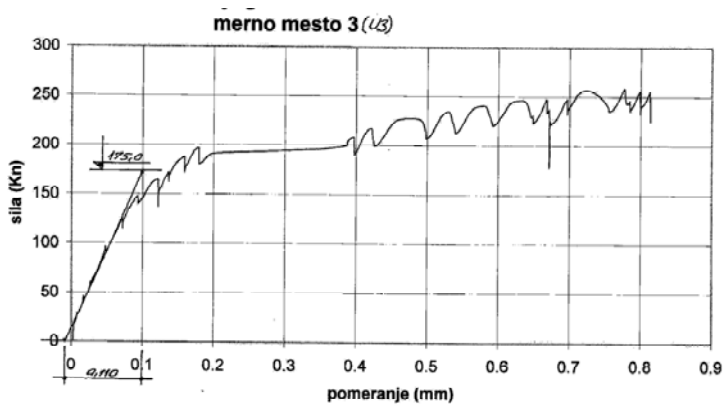

*Slika 9 - Foto-snimak načinjen pri ispitivanju predmetnog elementa-uzorka zida (a) i proračunski model za obradu rezultata merenja (b)*

Na slici 9a prikazan je foto-snimak načinjen pri predmetnom ispitivanju, dok je na slici 9b predstavljen proračunski model na kome je zasnovan primenjeni postupak ispitivanja. Kao što se vidi, taj postupak je zasnovan na slećećim pretpostavkama:

- na "polutke" elementa-uzorka deluju sile *V* i *H/2*,
- pod dejstvom sile *H/2* svaka "polutka" se deformiše tako da dolazi do pojave horizontalnih pomeranja Δ, čijim se merenjem ostvaruje mogućnost izračunavanja ugla klizanja-smicanja *γ*,
- lom elementa-uzorka nastupa po linijama-ravnima smicanja s-s.




*Slika 10 – Dijagram sila-pomeranje pri ispitivanju na smicanje – merno mesto 1 (U1)*




*Slika 11 – Dijagram sila-pomeranje pri ispitivanju na smicanje – merno mesto 3 (U3)*

Rezultati sprovedenog ispitivanja, u vidu automatski dobijenih grafičkih zapisa, odnosno funkcionale zavisnosti: *"ugibi" (horizontalna pomeranja) na mernim mestima U1 i U3 - sila H*, prikazani su na slikama 10 i 11, pri čemu se napominje da na mernim mestima U2 i U4, praktično do samog "otkaza" elementa-uzorka, nisu registrovana nikakva pomeranja.

Kao što pokazuju slike 10 i 11, lom elementa-uzorka, istovremeno izloženog sili $V$ = 99,22 kN i horizontalnoj sili $H$, nastupio je pri vrednosti $H_{gr} \approx$ 250 kN, pri čemu je sam "otkaz", kao što je i pretpostavljeno, nastupio po linijama-ravnima smicanja s-s

Na osnovu napred rečenog sledi da čvrstoća zida pri smicanju, izloženog istovremenom delovanju sila $V$ i $H$, ima vrednost

$$f_v = 0{,}5x2500/(30x90) = 0{,}463 \text{ MPa},$$

odnosno da se može usvojiti vrednost

$$f_{vk} \approx 0{,}8 \cdot 0{,}463 = 0{,}370 \text{MPa}.$$

Saglasno slikama 10 i 11 dobija se sledeće:

- na bazi merenja na mernom mestu 1 (U1):
  $\tau = 0{,}5x1575/(30x90) = 0{,}292$ MPa, $tg\gamma \approx \gamma = 0{,}115/450 = 2{,}556x10^{-4}$,
  $G = 0{,}292/(2{,}556x10^{-4}) = 1143$ MPa;
- na bazi merenja na mernom mestu 3 (U3):
  $\tau = 0{,}5x1750/(30x90) = 0{,}324$ MPa, $tg\gamma \approx \gamma = 0{,}110/450 = 2{,}444x10^{-4}$,
  $G = 0{,}324/(2{,}444x10^{-4}) = 1325$ MPa.

Prema tome, može se usvojiti da je $G = (1143 + 1325)/2 = 1234$MPa.

# 4 ZAKLJUČAK

Na osnovu svega napred rečenog proizilazi zaključak da je do merodavnih vrednosti čvrstoća pri pritisku i čvrstoća pri smicanju postojećih zidova od opeke moguće doći jedino direktnim esperimentalnim ispitivanjima. Ova ispitivanja, pak, mogu se načelno vršiti kako u laboratorijskim uslovima, tako i na samim objektima - *in situ*.

S obzirom da je na osnovu rezultata sprovedenih ispitivanja uvek potrebno definisati tzv. *karakteristične* vrednosti čvrstoća pri pritisku $f_{pk}$ i čvrstoća pri smicanju $f_{vk}$, u radu je navedeno sa se u vezi sa tim u praksi može usvojiti da su predmetne karakteristične čvrstoće određene odnosima $f_{pk}/f_{p,min} = 0.8$, odnosno $f_{vk}/f_{v,min} = 0.8$, gde su $f_{p,min}$ i $f_{v,min}$ minimalne vrednosti rezultata ispitivanja. Pored toga, dovoljno tačna vrednost neke karakteristične čvrstoće zida može da se usvoji i na bazi odnosa *karakteristična čvrstoća/srednja vrednost čvrstoće* = 0,65 - 0,75.

# LITERATURA


[1] EVROKOD 6, *Proračun zidanih konastukacija*, novembar 2005. god.

[2] *Pravilnik o tehničkim normativima za zidane zidove*, 1991. god.

[3] Muravljov, M., Stevanović, B.: *Zidane i drvene konstrukcije zgrada*, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 1999. god.

[4] Izveštaji o ispitivanju zidova u okviru većeg broja zidanih zgrada, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Institut za materijale i konstrukcije – IMK.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Mihailo Muravljov[1], Branko Milosavljević[2], Dimitrije Zakić[3]*

# ISPITIVANJE NOSIVOSTI MEHANIČKIH NASTAVAKA ARMATURE

***Rezime:***

U radu su prikazani različiti sistemi mehaničkog nastavljanja armature, kao savremenog postupka koji u određenim situacijama ima prednost u odnosu na klasično nastavljanje armature preklapanjem ili zavarivanjem. Razmatrani su i aktuelni standardi za ispitivanje i dokaz kvaliteta sistema za mehaničko nastavljanje armature. Takođe, prikazani su i rezultati laboratorijskog ispitivanja spojnica sistema *Lenton***,** obavljenog u okviru Laboratorije za materijale Građevinskog fakulteta u Beogradu**,** u cilju provere nosivosti predmetnih spojnica. Intenzivan razvoj proizvodnje i primene mehaničkog nastavljanja armature u svetu, obim istraživanja u ovoj oblasti, kao i internacionalni standardi koji propisuju zahteve vezane za kvalitet i procedure dokaza kvaliteta, predstavljaju veoma dobru osnovu za razvoj odgovarajuće tehničke regulative u ovoj oblasti i u Srbiji.

*Ključne reči: mehaničko nastavljanje armature, spojnice, ispitivanje, nosivost, tehnička regulativa.*

# LOAD BEARING ABILITY TESTING OF MECHANICAL REBAR COUPLERS

***Summary:***

Different systems for mechanical rebar splicing, as a contemporary method which in certain situations may have advantage over usual rebar splicing by overlapping or welding, is presented in this paper. Relevant international standards for testing and quality confirmation of mechanical rebar splicing systems are considered. Also, laboratory testing results of *Lenton* couplers, performed in the Laboratory for materials at the Faculty of Civil engineering in Belgrade in order to prove the load bearing ability of these couplers, are presented. Intensive development in production and application of mechanical rebar splicing systems, the scope of research in this area, as well as the publication of international standards prescribing requirements and procedures for quality confirmation, represent a very good base for development of the corresponding technical regulation in Serbia.

*Key words: mechanical splicing of rebars, couplers, testing, load bearing ability, technical regulation.*

[1] *Red. prof. u penziji, dr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, mmuravljov@igmail.com*

[2] *Asist. mr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, brankom@imk.grf.bg.ac.rs*

[3] *Doc. dr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, dimmy@imk.grf.bg.ac.rs*

# 1 UVOD

Mehaničko nastavljanje armature, kao relativno nova tehnologija u građenju armiranobetonskih i spregnutih konstrukcija, tokom poslednje dve decenije doživljava intenzivan razvoj u svetu. Veliki broj proizvođača i sve širi asortiman proizvoda vezanih za ovu tehnologiju, dovode do široke primene u građenju savremenih konstrukcija. Mehaničko nastavljanje armature preko spojnica (konektora ili kaplera), predstavlja svojevrsnu dopunu, a ne zamenu, klasičnog načina nastavljanja armature preklapanjem ili zavarivanjem. Odgovarjućom tehnološkom, ekonomskom i konstrukterskom analizom mogu se definisati mesta primene kod kojih je mehaničko nastavljanje armature boji izbor od klasičnih načina nastavljanja.

U poslednje vreme, razvijen je i patentiran veliki boj različith tipova mehaničkih spojnica. Po načinu prenošenja sile između dve nastavljene šipke armature, mehaničke spojnice se mogu podeliti u sledeće grupe [1]:

- mehaničke spojnice sa navojem,
- spojnice sa ispunom na bazi cementne ili epoksidne emulzije,
- spojnice sa deformisanom čaurom i
- spojnice sa ugrađenim vijcima.

Prvu grupu mehaničkih spojnica karakteriše postojanje navoja, što znači da se krajevi armaturmih šipki koje treba nastaviti narezuju, a zatim nastavljaju uvrtanjem u spojnicu sa urezanim navojem. U zavisnosti od proizvođača, navoji mogu biti konični (konusni), ravni ili na proširenom delu šipke. Povoljnost koničnog navoja je mala razlika između prečnika armature i spojnice, jednostavno je pozicioniranje kraja šipke u spojnicu, uz mali ugao obrtanja za postizanje punog spoja. Za narezivanje koničnog navoja neophodan je specijalan, relativno složen alat. Pri tome, treba imati u vidu da svako narezivanje i urezivanje navoja na šipku i spojnicu utiče na konačne mehaničke karakteristike materijala, pogotovu na duktilnost i ponašanje pri cikličnom optrećenju.

Sistem spojnica sa ispunom podrazumeva da se sila sa šipke prenese na ispunu, a zatim na spoljnu čauru. Spoljna čaura ima dovoljnu dužinu da se omogući prenos sile sa šipke na ispunu prijanjanjem, a ujedno ima i funkciju utezanja ispune, čime se osigurava prenos sila sa rebara armaturne šipke na ispunu. Ispuna može biti na bazi cementa, metala ili epoksidne smole, i može se unositi u čauru pre ili posle postavljanja šipki. Spojnice sa ispunom mogu biti dvostrane ili jednostrane - gde je čaura prethodno povezana sa jednom od šipki zavarivanjem ili na neki drugi način.

Treća grupa spojnica podrazumeva primenu metalnih čaura koje se posebnim alatom plastično deformišu tako da nalegnu na rebrastu armaturu i poprime njen oblik, čime se omogućava transfer sila sa šipke na deformisanu čauru i obrnuto.

Kod mehaničkih spojnica sa ugrađenim vijcima prenos sile se ostvaruje preko trenja i lokalnog moždaničkog dejstva vijka u kontaktu sa površinom orebrene šipke. Po postavljanu šipke u spojnicu, posebnim alatom se pritežu vijci, a zatim vrši odsecanje preostalog dela vijka van gabarita čaure. Ovakva vrsta spojnice je pogodna za primenu kod sanacija i nastavljanja

već ugrađene armature, pogotovu na nedovoljno pristupačnim mestima, jer se ne zahteva obrada kraja šipke, a montaža se vrši ručnim alatom.

Na slici 1 prikazan je izgled mehaničke spojnice sa koničnim (konusnim) navojem.



Slika 1 – Izgled i poprečni presek mehaničke spojnice sa koničnim navojem

## 2 TEHNIČKA REGULATIVA U OBLASTI MEHANIČKOG NASTAVLJANJA ARMATURE

Veoma brz i intenzivan razvoj sistema za mehaničko nastavljanje armature je rezultovao relativno velikim brojem proizvođača i komercijalnih patentiranih proizvoda u ovoj oblasti. S obzirom da proizvođači o kojima je reč potiču iz različitih zemalja, postavljeni zahtevi u vezi sa kvalitetom, mehaničkim karakteristikama i ponašanjem mehaničkih spojnica su takođe različiti, kao i načini dokazivanja zahtevanih osobina predmetnih sistema i njihovih elemenata.

Tako na primer, Evrokod za betonske konstrukcije [2] propisuje, pored nastavljanja armature preklapanjem i zavarivanjem, i mehaničko nastavljanje armature - pri čemu se kaže da svi ovakvi elementi moraju da budu u skladu sa odgovarajućim standardom proizvoda ili sa Evropskim tehničkim odobrenjem. Aktuelni međunarodni (ISO) standardi [4], [5], koji su doneseni 2009 godine, odnose se na definisanje zahteva koje mehaničke spojnice moraju da ispune (standard ISO 15835-1), odnosno na način ispitivanja. predmetnih spojnica (standard ISO 15835-2).

Prema ovim normama, svojstva koja mehaničke spojnice moraju da ispunjavaju odnose se na sledeće:

- *Čvrstoća i duktilnost pri statičkom opterećenju:* čvrstoća mehaničkog nastavka mora biti najmanje jednaka proizvodu propisane gornje granice tečenja armature ($R_{eH,spec}$) i odnosa stvarne i propisane vrednosti napona tečenja za armaturu $((R_m/R_{eH})_{spec.}$ Ukupno izduženje pri

najvećoj sili $A_{gt}$ ne sme biti manje od 70% propisanog ukupnog izduženja pri maksimalnoj sili za armaturu, ali ne manje od 3% u apsolutnom iznosu.
- *Proklizavanje (slip) pri statičkom opterećenju:* proklizavanje ne sme biti veći od 0.1 mm.
- *Zamor pri cikličnom opterećenju u zoni elastičnosti*: mehanički nastavak mora da izdrži opterećenje na zamor od najmanje 2 megaciklusa, sa obimom opterećenja $2\sigma_a$ od 60 MPa.
- *Ponašanje pri niskocikličnom opterećenju u elastoplastičnoj oblast:* propisuje se maksimalno opterećenje i maksimalna zaostala deformacija za dva tipa niskocikličnog opterećenja kojima se modeliraju zemljotresi srednjeg i velikog intenziteta.

Sve navedene osobine mehaničkog spoja armature se odnose na aksijalno optrećenje. Treba napomenuti da ISO 15835-1 u tački 3.4 definiše mehaničke spojnice kao čaure ili narezane spojnice čija je namena da prenesu silu zatezanja ili pritiska sa jedne na drugu šipku armature. Dakle, smicanje se u ovom standardu ne razmatra.

Osim napred navedenih internacionalnih standarda iz grupe ISO 15835, u pojedinim zemljama na snazi su i domaći pravilnici i/ili standardi koji tretiraju oblast primene i ispitivanja mehaničkih spojeva armature. Ovom prilikom navodimo samo neke od njih: ACI 318 (SAD), DIN 1045 (Nemačka), Önorm B4700 (Austrija), BS 8110 (Velika Britanija), NF A 35-020-1 (Francuska), itd.

Aktuelna domaća tehnička regulativa – Pravilnik BAB-87 nema mnogo članova koji tretiraju problematiku mehaničkih sredstava za ankerovanje i nastavljanje armature. U okviru ovog pravilnika samo sa navodi da "... *primenjeni nastavak* (a to sigurno važi i za mehaničko sredstvo za ankerovanje) *mora da ima sigurnost propisanu ovim pravilnikom*". U članu 255. BAB-a 87, navodi se i sledeće: "Nosivost i deformabilnost spojnica za mehaničko nastavljanje (a to sigurno važi i za mehanička sredstva za ankerovanje armature) *proveravaju se prethodnim ispitivanjem".*

## 3 ISPITIVANJE NOSIVOSTI SPOJNICA

U cilju provere nosivosti elemenata sistema *Lenton* za mehaničko nastavljanje rebraste čelične armature, u okviru Laboratorije za materijale Građevinskog fakulteta u Beogradu sprovedeno je laboratorijsko ispitivanje tri tipa mehaničkih spojnica sa navojem proizvođača Erico Europe B.V. (Holandija). Osnovna karakteristika svih elemenata predmetnog sistema su konusni navoji, pri čemu proizvođač deklariše da primena ovih elemenata u okviru armiranobetonskih konstrukcija garantuje njihov kontinuitet i strukturnu celovitost.

Ispitivanje nosivosti obavljeno je u skladu sa važećim opštim standardima za metalne materijale, odnosno za čelik koji se primenjuje u armiranobetonskim konstrukcijama: SRPS EN 10020:2003 ("Definicija i klasifikacija vrsta čelika"), SRPS EN 10080:2008 ("Betonski čelik - Zavarivi betonski čelik - Opšti deo") i SRPS EN 10002-1:1997 ("Metalni materijali - Ispitivanje zatezanjem - Deo 1: Metoda ispitivanja - na sobnoj temperaturi").

Osim na uzorcima - epruvetama u okviru kojih su za spajanje armaturnih šipki primenjene odgovarajuće mehaničke spojnice sistema *Lenton*, ispitivanje je sprovedeno i na uzorcima-epruvetama bez spojnica, tj. na samim šipkama rebraste armature prečnika: 10, 12, 14, 16, 20, 25 i 28 mm.

Rezultati sprovedenih ispitivanja prikazani su u tabeli 1, pri čemu se napominje da sile loma uzoraka-epruveta date u ovoj tabeli predstavljaju srednje vrednosti dobijene na bazi po 3 ispitivanja. Oznake šipki sa spojnicama date u tabeli 1, predstavljaju u stvari oznake tipa upotrebljenih mehaničkih spojnica sa navojem sistema *Lenton*.

Kao što se iz prikazane tabele 1 može videti, elementi sistema *Lenton* omogućavaju pouzdano spajanje i ankerisanje praktično celokupnog asortimana rebraste armature koja se danas primenjuje u okviru armiranobetonskih konstrukcija. Ovakav zaključak proizilazi na bazi rezultata ispitivanja nosivosti, gde se vidi da taj sistem nastavljanja zategnute armature daje zadovoljavajuću sigurnost nastavcima, pošto se na mestima nastavaka nosivost smanjuje za najviše 5% u odnosu na nosivost samih armaturnih šipki.

***Tabela 1 – Prikaz rezultata ispitivanja nosivosti spojnica***

| Redni broj | Uzorci-epruvete: armaturne šipke i šipke sa spojnicama | Nominalna površina armaturne šipke ($cm^2$) | Sila loma uzorka-epruvete (kN) | Zatezna čvrstoća armature (MPa) | Stepen slabljenja armature pri primeni spojnice (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | RØ10 | 0,785 | 49,6 | 632 | 4,84 |
| | EL10**A12**N | - | 47,2 | - | |
| 2 | RØ12 | 1,130 | 73,8 | 653 | 1,63 |
| | EL12**A12**N | - | 72,6 | - | |
| 3 | RØ14 | 1,539 | 100,6 | 654 | 2,58 |
| | EL14**A12**N | - | 98,0 | - | |
| 4 | RØ16 | 2,000 | 132,5 | 662 | 1,89 |
| | EL16**A12**N | - | 130,0 | - | |
| 5 | RØ20 | 3,142 | 203,2 | 647 | 2,36 |
| | EL20**A12**N | - | 198,4 | - | |
| 6 | RØ25 | 4,906 | 321,8 | 656 | 2,08 |
| | EL25**A12**N | - | 315,1 | - | |
| 7 | RØ28 | 6,154 | 394,1 | 640 | 2,38 |
| | EL28**A12**N | - | 384,7 | - | |
| 8 | RØ12 | 1,130 | 74,6 | 660 | 4,16 |
| | EL12**P13L**N3 | - | 71,5 | - | |
| 9 | RØ14 | 1,539 | 101,5 | 659 | 4,24 |
| | EL14**P13L**N4 | - | 97,2 | - | |
| 10 | RØ16 | 2,000 | 133,0 | 665 | 1,35 |
| | EL16**P13L**N5 | - | 131,2 | - | |
| 11 | RØ20 | 3,142 | 197,5 | 628 | 2,68 |
| | EL20**P13L**N6 | - | 192,2 | - | |
| 12 | RØ25 | 4,906 | 322,0 | 656 | 2,95 |
| | EL25**P13L**N7 | - | 312,5 | - | |
| 13 | RØ28 | 6,154 | 400,5 | 651 | 2,40 |
| | EL28**P13L**N8 | - | 390,9 | - | |

Na slikama 2 i 3 prikazane su fotografije ispitanih uzoraka, kod kojih su za spajanje armaturnih šipki primenjene odgovarajuće mehaničke spojnice sistema *Lenton.*



Slika 2 - Uzorci (epruvete) različitih prečnika u okviru kojih su za spajanje armaturnih šipki primenjene odgovarajuće spojnice sistema *Lenton* (nakon ispitivanja na zatezanje)



Slika 3 - Detalj loma uzorka koji je nastupio po koničnom navoju – ″izvlačenjem″ armaturne šipke iz mehaničke spojnice

# 4 ZAKLJUČAK

Uzimajući u obzir sve što je napred navedeno, proizilazi da spojnice za mehaničko nastavljanje armature koje se u savremenom građevinarstvu sve češće primenjuju u okviru armiranobetonskih konstrukcija, imaju niz pozitivnih karakteristika:

- omogućavaju visok stepen sigurnosti nastavljanja i ankerisanja armature, što znači da omogućavaju i visok stepen iskorišćenja armature u presecima armiranobetonskih konstrukcija,
- omogućavaju nastavljanje armature i u područjima visokih naprezanja,
- smanjuju gustinu armature u najopterećenijim presecima konstrukcija i poboljšavaju uslove za kompaktiranje betona,
- ne iziskuju posebnu stručnost u primeni, smanjuju troškove rada i povećavaju radne učinke,
- smanjuju troškove materijala zbog manjeg utroška armaturnog čelika.

Mehaničke armaturne spojnice su dizajnirane posebno za situacije kada klasični način nastavljanja armature – putem preklapanja ili zavarivanja, nije moguće primeniti - na primer:

- kod nastavljanja armature sa visokim procentima armature u preseku, i velikim profilima armature,
- kod nastavljanja maksimalno napregnute zategnute armature u elementima male širine (zidni nosači) ili malih dimenzija (zatege),
- kada, iz tehnoloških razloga, na prekidima betoniranja nije moguće prepustiti armaturu za preklop u potrebnoj dužini,
- kada je potrebno nastaviti više od 50% armature, a to propisima za nastavljanje preklapanjem nije dopušteno,
- kod specifičnih metoda građenja (metod gradnje “top-down”, na primer).

Posebna pogodnost primene mehaničkih spojnica je mogućnost formiranja nastavaka armiranobetonskih elemenata bez prekidanja oplate u prvoj fazi betoniranja, odnosno bez prepuštanja ankera kroz oplatu. Na taj način se omogućava upotreba velikih inventarskih komada oplate, klizne oplate i sl., bez njihovog oštećenja.

Na kraju, može se zaključiti da intenzivan razvoj proizvodnje i primene mehaničkog nastavljanja armature u svetu, istraživanja u ovoj oblasti, kao i internacionalni standardi koji propisuju zahteve vezane za kvalitet i procedure dokaza kvaliteta, predstavlaju dobru osnovu za razvoj odgovarajuće tehničke regulative u ovoj oblasti i u Srbiji. Usvajanje standarda i propisa iz predmetne oblasti bi ubrzalo procedure dokaza kvaliteta i izdavanja atesta i odobrenja za pojedine sisteme mehaničkog nastavljanja armature, čime bi se proširila primena ovih sistema u svim situacijama kada oni predstavljaju bolje rešenje u odnosu na klasične načine nastavljanja armature.

Kao potvrda aktuelnosti razmatrane problematike, mogu se navesti doduše malobrojni, ali ipak značajni primeri primene mehaničkog nastavljanja armature u našoj zemlji. Tako na primer, na ovaj način urađena je veza pilona i grede Mosta na Adi u Beogradu, a predviđeno je i korišćenje mehaničkih spojnica sa navojem za nastavljanje armature na mostu Zemun-Borča preko Dunava.

## LITERATURA


[1] Brungraber G. R. *Long-Term Performance of Epoxy-Bonded Rebar-Couplers*. PhD thesis,University of California, San Diego 2009.

[2] EN1992-1-1: Eurocode 2 - *Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization (CEN), 2004.

[3] Fallon J. *Testing of reinforcing bar couplers*. CONCRETE, April 2005; pp. 24-25.

[4] ISO 15835-1:2009(E). *Steels for the reinforcement of concrete — Reinforcement couplers for mechanical splices of bars. Part 1: Requirements*.

[5] ISO 15835-2:2009(E). *Steels for the reinforcement of concrete — Reinforcement couplers for mechanical splices of bars. Part 2: Test methods.*

[6] Lenton katalog: *Sustavi spajanja armature spojnicama s koničnim navojem*. ERICO International Corporation 2008.

[7] Rowell S., Grey C., Woodson S., Hager K. *High Strain-Rate Testing of Mechanical Couplers*. FInal report. Naval Facilities Engineering Service Center Port Hueneme, USA 2009.

[8] Sanada Y. Konishi D. Khanh N. Adachi T. *Experimental study on intensive shear reinforcement for RC beams with mechanical couplers*. fib Symposium Prague 2011. Proceedings ISBN 978-80-87158-29-6.

[9] Milosavljević B. *Mehaničko nastavljanje armature*. Građevinski materijali i konstrukcije 57 (2014) 2, str. 19-28. UDK 624.012.45.078.4.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Vedran Carević[1], Janko Radovanović[2]*

# MODELIRANJE NELINEARNOG PONAŠANJA ZIDANE ISPUNE U AB SKELETNIM KONSTRUKCIJAMA

***Rezime:***

Zidovi ispune unutar AB skeletnih konstrukcija obično se posmatraju kao nekonstruktivni elementi i zbog toga se njihov doprinos zanemaruje pri proračunu konstrukcija. Istraživanja u novije vreme pokazala su da zidana ispuna može značajno izmeniti ponašanje konstrukcije. U ovom radu sprovedena je analiza ponašanja AB ramovske konstrukcije sa ispunom pri dejstvu zemljotresnog opterećenja. Ispuna je modelirana prema preporukama FEMA koristeći softverski paket SAP 2000. Za definisanje histerezisnog ponašanja ispune izabran je Pivot model. Rezultati proračuna upoređivani su sa rezultatima proračuna korišćenjem Kinematic modela na osnovu čega su usvojeni zaključci koji su prikazani u radu.

*Ključne reči: zidana ispuna, SAP2000, FEMA, Pivot, Kinematic*

# MODELING OF NONLINEAR BEHAVIOR OF MASONRY INFILL IN RC FRAMES

***Summary:***

Infill walls within frame buildings have been considered as non-structural elements and thus have been typically neglected in the construction design process. Research in recent years has shown that masonry infill can significantly alter the behavior of the structure. In the present paper an analysis has been made to study the behavior of RC frames with infill when subjected to dynamic earthquake load. Infill has been modelled according to FEMA using software package SAP 2000. Hysteresis behavior of infill was defined with Pivot model. The results of the calculations are compared with the results made using Kinematic model, based on this conclusions are presented.

*Keywords: masonry infill, SAP2000, FEMA, Pivot, Kinematic*

[1] mast.inž.građ. – student doktorskih studija, GP Krajina, Banja Luka, vecacarevic@gmail.com
[2] mast.inž.građ., V.d.o.o Morava, Čačak, jankoradovanovic87@gmail.com

# 1 UVOD

U savremenom građevinarstvu opekarski proizvodi ne primenjuju se u velikoj meri za izradu nosećih konstruktivnih elemenata pogotovo u seizmički aktivnim oblastima. Njihovu upotrebu zamenjuju beton, čelik i drugi savremeni materijali sa velikim čvrstoćama na savijanje i velikom duktilnošću. Međutim, opeka predstavlja nezaobilazan materijal kada je u pitanju izrada pregradnih elemenata i fasada, zahvaljujući osobinama kao što su:

- jeftina i jednostavna proizvodnja,
- ekološke sirovine za proizvodnju,
- jednostavna gradnja,
- dobre toplotne karakteristike.

Zidana ispuna izvodi se nakon izrade armirano-betonske konstrukcije i samim tim u pogledu prenosa vertikalnog opterećenja predstavlja nenoseće elemente, odnosno dodatno opterećenje. Shodno tome uobičajena je inženjerska praksa da se zanemari nosivost ispune pri dejstvu seizmičkih uticaja. Brojna istraživanja objekata izloženih zemljotresnom dejstvu pokazali su da se uticaj zidane ispune u armirano-betonskim ramovskim konstrukcijama ne treba zanemariti. Najvažniji uticaj zidane ispune predstavlja smanjenje deformacija konstrukcije pri dejstvu zemljotresa, a samim tim i promenu dinamičkih karakteristika sistema.

Cilj ovog rada je pokazati način na koji se modelira zidana ispuna ramovskih konstrukcija koristeći preporuke koje daje FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) za ponašanje zidane ispune. Pristup problemu je drugačiji od do sada opšte prihvaćenog proračuna u inženjerskoj praksi. Strogo posmatrajući, problem je složen sa naglašenim nelinearnim ponašanjem. Iako za prikaz ispune postoji čitav niz modela ovde se predlaže primena pojednostavljenog modela sa zamenjujućim štapom (ekvivalentnim linijskim elementom). Modeliranje je izvršeno u programskom paketu SAP 2000, gde je ispuna modelirana „*Link*“ elementom. Na ovaj način u obzir se uzima histerezisno ponašanje zidane ispune koje je karakteristično za njen odgovor pri seizmičkom opterećenju. Ovo predstavlja bitan faktor za određivanje dinamičkih karakteristika kako ispune tako i celog objekta. Analiza upotrebe ovih elemenata izvršena je na jednoj postojećoj armirano-betonskoj skeletnoj konstrukciji lociranoj u Banjaluci.

# 2 UTICAJ ZIDANE ISPUNE U AB SKELETNIM KONSTRUKCIJAMA

Krutost neispucale ispune u horizontalnom pravcu uveliko doprinosi nosivosti sistema pri dejstvu horizontalnih sila. Pri većim deformacijama dolazi do pojave prslina na zidu koje uslovljavaju pad njegove horizontalne krutosti. Određivanje karakteristika zidane ispune kao celine nije uvek tako jednostavno, prevashodno zbog velikog broja parametara koje je teško kvantifikovati. To se odnosi na kvalitet izvođenja radova i veliku razliku u karakteristikama komponentnih materijala koji se koriste za izradu zidova ispune.

Ponašanje zidane ispune pri dejstvu seizmičkih sila opisuje se histerezisnim dijagramom. Te krive predstavljaju najbolji način opisivanja stvarnog ponašanja zodova izloženih svim mogućim uticajima. Na osnovu ovih histerezisnih krivih mogu se definisati karakteristike zida kao što su nosivost, krutost i duktilnost.

Uticaj zidane ispune ogleda se pre svega u promeni dinamičkih karakteristika sistema. Ispuna sprečava deformacije nosećeg sistema, periodi oscilovanja se smanjuju a usled toga dolazi do preraspodele sile u sistemu u odnosu na stanje kada se uticaji ispune zanemaruju. Pri

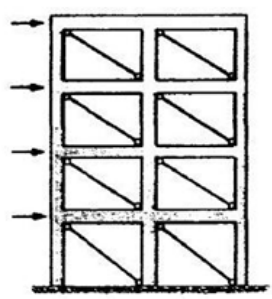
malim deformacijama, kada nije došlo do degradacije krutosti, sile preuzima ispuna zbog velike krutosti zidova naspram fleksibilne ramovske konstrukcije. Daljim povećavanjem deformacija dolazi do pojave prslina u zidu i pada krutosti. Sile se od tog trenutka raspoređuju na glavnu noseću konstrukciju koja deluje zajedno sa zidanom ispunom. Kako deformacije nastavljaju da rastu dolazi do propagacije prslina u zidovima sve do loma istih kada sile u potpunosti preuzima skeletna konstrukcija. Ovaj fenomen prenosa opterećenja u toku odgovora konstrukcije teorijski je poznat, ali njegovo modeliranje je složeno. U ovom radu detaljno je opisan način modeliranja ispune kako bi se omogućilo njeno realnije ponašanje u toku odgovora konstrukcije.

Bez obzira na to što usled preraspodele krutosti dolazi do lokalnog povećanja opterećenja u konstrukciji, može se reći da zidana ispuna povoljno utiče na skeletne konstrukcije [1]. Pomaže pri apsorpciji i disipaciji energije u toku zemljotresa, a pri malim pomeranjima i opterećenjima, kakva izazivaju blaži potresi, u potpunosti prihvata seizmička opterećenja.

Sa druge strane postoji i negativan uticaj zidane ispune na skeletnu konstrukciju koji dovodi do oštećenja konstrukcije ili čak do njenog kolapsa. To se manifestuje na kontaktnim mestima ispune i skeleta, gde dolazi do pojave koncentracije opterećenja i uticaja koje mogu dovesti do oštećenja nosećih elemenata konstrukcije. Usled dejstva ispune u stubovima i gredama mogu se generisati velike sile o kojima se najčešće ne vodi računa pri projektovanju.

## 3 MODELIRANJE ZIDANE ISPUNE

Za kvalitetno modeliranje zidane ispune neophodno je modelom obuhvatiti histerezisno ponašanje ispune pri dinamičkom opetrećenju. Jedan od najzastupljenijih pristupa modeliranja zidane ispune je metoda ekvivalentnog štapa (*Strut element*). Primena ove metode detaljno je objašnjena u velikom braju radova [2,3]. S namerom da se ustanovi jednostavan model ispune od opeke ili bloka, potrebno je obratiti pažnju na definisanje odgovarajućih svojstava zamenjujućeg štapa kao i na način postizanja histerezisnog ponašanja ispune. Na Slici 1 prikazan je princip modeliranja ispune metodom ekvivalentnog štapa.

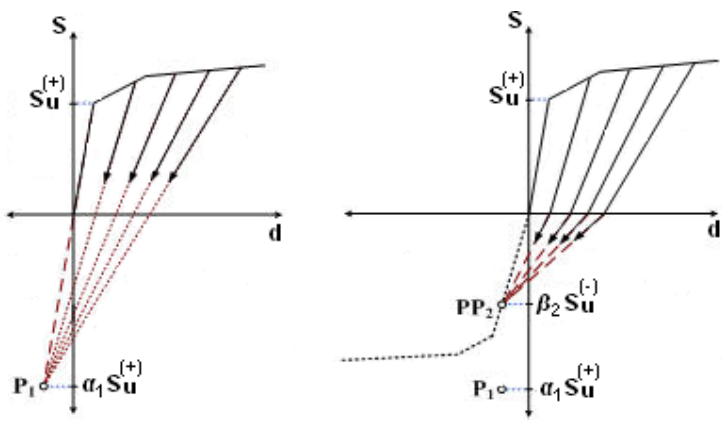


*Slika 1 – Metoda ekvivalentnog štapa*
*Figure 1 – Equivalent strut method*

Pritisnuta dijagonala koja se formira u ispuni pri dejstvu horizontalnog opterećenja najjednostavnije se modelira jednim ekvivalentnim prostim štapom između čvorova ramovske konstrukcije. Ovaj pristup je prikladan za potrebe određivanja dinamičkih karakteristika

sistema. Međutim, na ovaj način nije moguće detaljno odrediti uticaj ispune na elemente nosivog sistema prouzrokovane lokalnim efektima [4]. Ekvivalentni prosti štap se u programu SAP 2000 definiše *Link* elementom [5]. *MultiLinear Plastic Link* element, koji je korišćen u ovom radu, može se zadati dijagram nosivosti koji opisuje nelinearno ponašanje ispune.

Za definisanje histerezisnog ponašanja elementa izabran je *Pivot* model [6]. Pokazuje se da kontinualna promena krutosti zidane ispune pri cikličnom opterećenju proizvodi manje prigušenja po ciklusu nego klasičan elasto-plastičan odgovor. Izborom *Pivot* modela moguće je obuhvatiti degradaciju krutosti ispune tokom dejstva cikličnog opterećenja i na taj način omogućiti realističnije modeliranje nelinearnog ponašanja ispune. Eksperimentalna zapažanja pokazala su da svako rasterećenje sile, bez obzira na veličinu pomeranja, uglavnom teži jednoj tački u ravni sila-pomeranje koju nazivamo *Pivot* tačkom ($P_1$) [6]. Takođe pokazuje se da sve linije opterećenja u ravni sila-pomeranje imaju tendenciju da preseku elastičnu liniju opterećenja na približno istom mestu. Ovu tačku nazivamo *Pinching Pivot* tačkom ($PP_2$) (Slika 2). Vrednosti *Pivot* tačke i *Pinching Pivo*t tačke u programu SAP 2000 definisane su koeficijentima $\alpha$ i $\beta$ , koji su faktori kojima se multiplikuje vrednost sile nosivosti ispune $S_u$.

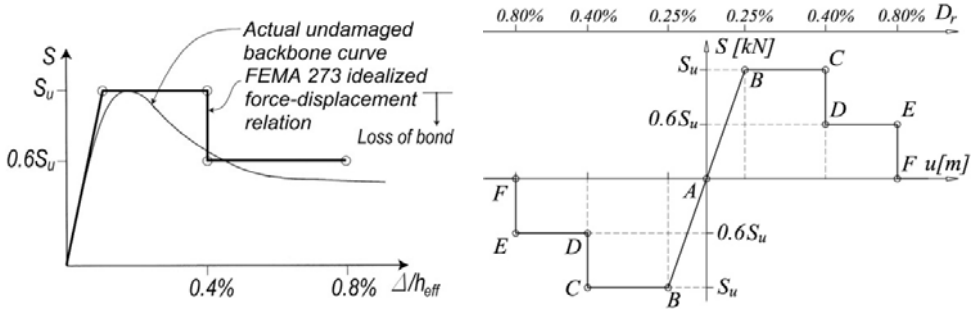



*Slika 2 – Pivot histerezis*
*Figure 2 – Pivot hysteresis*

Vrednosti koeficijenata $\alpha$ i $\beta$ dobijaju se na osnovu rezultata eksperimentalnih istraživanja sprovedenih na ramovima sa ispunom pri dejstvu cikličnog opterećenja i iznose u konkretnom slučaju 1,5 i 0,15 respektivno. Grafičkim putem očitavaju se vrednosti koeficijenata sa dobijenih histerezisnih dijagrama [1]. Izborom *Pivot* modela omogućeno je preciznije modeliranje ponašanja ispune u odnosu na druga dva modela koja SAP 2000 omogućava. *Kinematic* modelom nije obuhvaćena degradacija krutosti tokom dejstva cikličnog opterećenja dok je *Takeda* model prelazno rešenje između modela *Pivot* i *Kinematic*.

Karakteristike ispune zadaju se u programu direktno preko ulaznih podataka, kao karakteristike *Link* elementa. U radu je predložen postupak definisanja karakteristika ispune prema preporukama koje daje FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) [7]. Prema ovim preporukama i rezultatima eksperimentalnih istraživanja, prsline na ispuni javljaju se već pri relativnom spratnom pomeranju od 0,25%. Do spajanja ovih prslina (od ugla do ugla) i formiranja dijagonalne pukotine dolazi pri relativnom spratnom pomeranju od 0,4%. Pri ovom

pomeranju dolazi do pada nosivosti ispune i ispuna od tog trenutka nosi isključivo trenjem po spojnicama pukotine, što se može uočiti padom krutosti na dijagramu (Slika 3-levo). Gubitka nosivosti nastaje pri relativnom spratnom pomeranju od 0,8% i ispuna više nije u mogućnosti da prihvati silu. Sa druge strane eksperimentalna istraživanja pokazuju da se granice relativnih spratnih pomeranja pri kojima dolazi do rušenja zidova kreću između 1,0÷ 2,0% [8]. Na Slici 3 (levo) nalazi se prikaz dijagrama sila-pomeranje prema preporukama FEMA-e.




*Slika 3 – Dijagram sila-pomeranje zidane ispune prema preporukama FEMA-e [7] (levo) i idealizovan dijagram (desno)*
*Figure 3 – Force-Deflection relation for infill panels according to FEMA [7] (left) and idealized diagram (right)*

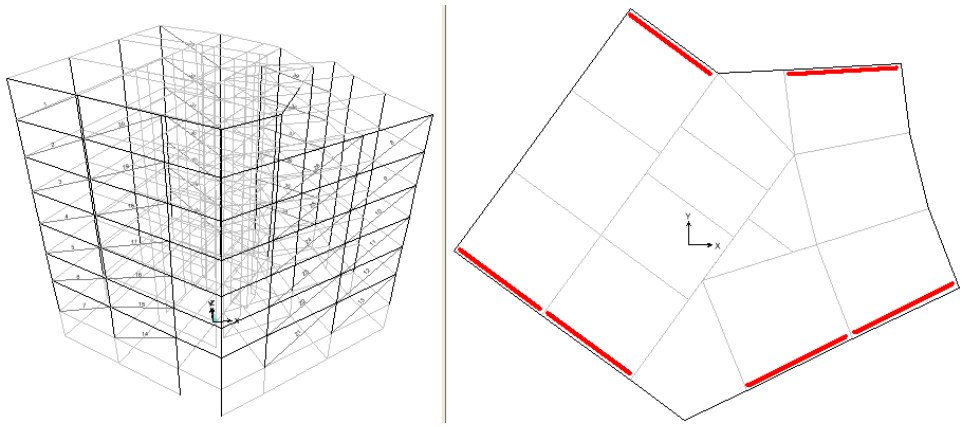
Na dijagramu se uočava granica elastičnosti ispune (tačka B) nakon koje nastupa plastično ponašanje (linija B-C). Tačkom C definisan je gubitak nosivosti ispune nakon koje dolazi do trenutnog pada nosivosti (linija C-D). Ispuna od tog trenutka poseduje samo rezidualnu nosivost definisanu kao nosivost trenjem između spojnica pukotine (linija D-E). Ova nosivost je prema FEMA-i definisana kao 60% ukupne nosivosti ispune $S_u$. Nakon relativnog spratnog pomeranja od 0,8% dolazi do potpunog gubitka nosivosti ispune i njenog kolapsa (tačka F).

Definisanje krutosti *Link* elementa kao i vrednosti granične sile nosivosti $S_u$ detaljno je razmatrano u nekim radovima a što u ovom radu nije posebno analizirano [9,10]. U programu SAP 2000 omogućeno je zadavanje kompletnog dijagrama sila – pomeranje kao na Slici 3 (desno). Važno je naglasiti da program ne dozvoljava da se za različite vrednosti sile unese isto pomeranje, pa je potrebno tačke C i D razdvojiti na apscisi, tako što se za tačku D unosi nešto veće pomeranje.

## 4 OPIS KONSTRUKCIJE

U ovom radu prikazana je upotreba *Link* elementa za modeliranje zidane ispune na jednoj realnoj konstrukciji u programskom paketu SAP 2000. Objekat je lociran u Banjaluci. Reč je o poslovnom objektu visine Po+Pr+5/6 spratova. Konstrukcija je armirano-betonska sa stubovima dimenzija 45/45 cm i gredama dimenzija 45/90 cm. Svi elementi izvedeni su od betona MB 40. Podrumska etaža ima betonske zidove po obimu. Debljina podrumskih zidova je 20 cm. Unutar objekta nalaze se dva liftovska jezgra sa zidovima debljine 20 cm. Ploče su armirano-betonske debljine 20 cm. Poslednja etaža razlikuje se od prethodnih jer jedan deo objekta ima 5, a drugi deo 6 spratova. Međuspratna visina tipskih etaža je 3,4 m dok su visine

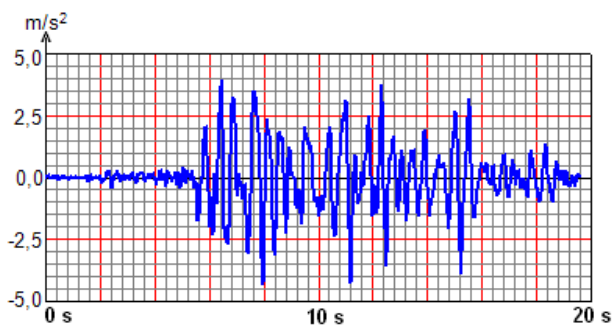
podruma i prizemlja 3,6 i 4,0 m respektivno. Na Slici 4 nalazi se prikaz konstrukcije ovog objekta kao i prikaz položaja *Link* elemenata u osnovi.



*Slika 4 – Konstrukcija objekta, prostorni prikaz (levo) i prikaz osnove (desno)*
*Figure 4 – Construction of the building, the spatial representation (left) and base (right)*

Ispuna je zidana od blokova dimenzija 29x19x19 cm, tako da se uzima da je debljina zidova ispune 20 cm (omalterisan zid). S obzirom na različite visine i širine ispune postoje četiri vrste *Link* elemenata sa različitim karakteristikama. Vrednosti modula klizanja G i modula elastičnosti E uzimaju se prema preporukama koje daje FEMA i za definisani blok iznose 1320 MPa i 3300 MPa respektivno.

Na konstrukciju deluje seizmičko opterećenje zadato preko horizontalnog ubrzanja oslonaca konstrukcije u dva ortogonalna pravca. Zemljotresni zapis koji je korišćen je Petrovac 1979. godine. Na Slici 5 prikazan je zapis ubrzanja ovog zemljotresa. S obzirom da cilj rada nije bio prikazati seizmički proračun postojećeg objekta već isključivo prikazivanje mogućnosti upotrebe odgovorajućeg *Link* elementa za modeliranje ispune i njen uticaj na ponašanje konstrukcije, zapis sa lokaliteta Petrovac iz 1979. godine je poslužio svrsi.




*Slika 5 – Zapis ubrzanja zemljotresa Petrovac 1979. godine*
*Figure 5 – Petrovac earthquake acceleration record in 1979.*

# 5 ANALIZA REZULTATA

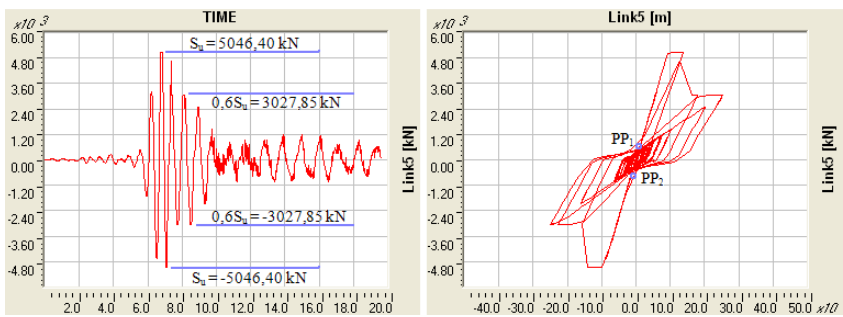
U Tabeli 1 prikazane su vrednosti perioda oscilovanja nakon sprovedenog proračuna dinamičkih karakteristika konstrukcije za slučaj sa ispunom i bez nje.

***Tabela 1 - Periodi oscilovanja***
***Table 1 - Natural periods***

| | Sa ispunom [s] | Bez ispune [s] | Razlika [%] |
|---|---|---|---|
| $T_1$ | 0,9213 | 1,2273 | 24,93 |
| $T_2$ | 0,7874 | 1,1200 | 29,70 |
| $T_3$ | 0,5605 | 0,9343 | 40,01 |

Na slikama koje slede biće prikazani ispisi programa SAP 2000 koji se odnose na *Link* elemente u konstrukciji. Prikazaće se samo karakteristični dijagrami promene aksijalne sile u toku vremena i odgovarajuće histerezisne petlje.

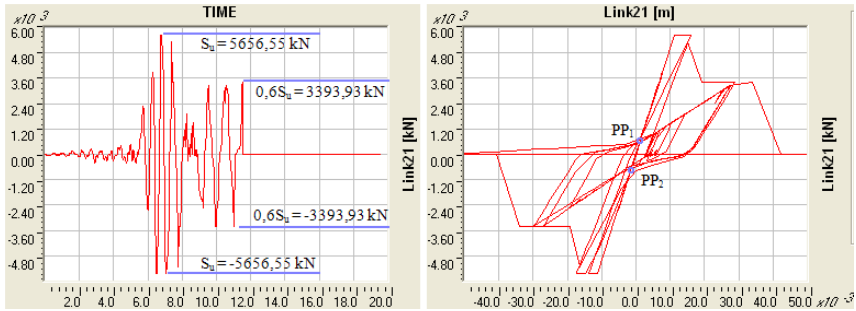
Slika 6 prikazuje dijagrame za *Link* 5 koji se nalazi na drugom spratu konstrukcije. Prvi dijagram prikazuje vrednosti aksijalne sile u toku delovanja cikličnog opterećenja. Prikazan je trenutak dostizanja granice nosivosti $S_u$=5046,40 kN i trenutak pada nosivosti na 0,6$S_u$=3027,85 kN, kada se ostvaruje nosivost trenjem po spojnicama pukotina. Drugi dijagram predstavlja histerezisnu krivu, odnosno zavisnost između aksijalne sile i pomeranja unutar ispune (link elemenata). Primarne *Pivot* tačke nalaze se u preseku produžetaka svih linija rasterećenja. Može se uočiti linija početne krutosti kao i *Pinching Pivot* tačke ($PP_1$ i $PP_2$) na mestu gde sve linije opterećenja seku elastičnu liniju opterećenja. Sa slike se vidi da nije došlo do gubitka nosivosti *Link* elementa, već samo do njegove plastifikacije. Važno je napomenuti da *Pivot* histerezisni dijagram proizvodi manje prigušenja u odnosu na klasičan elasto-plastičan odgovor, pa je samim tim na slici vidljivo takozvano „uštinuće“ histerezisnog dijagrama.




*Slika 6 – Dijagram sila-vreme (levo) i sila-pomeranje (desno) Link 5 (drugi sprat)*
*Figure 6 – Diagram force-time (left) and force-displacement (right) Link 5 (second floor)*

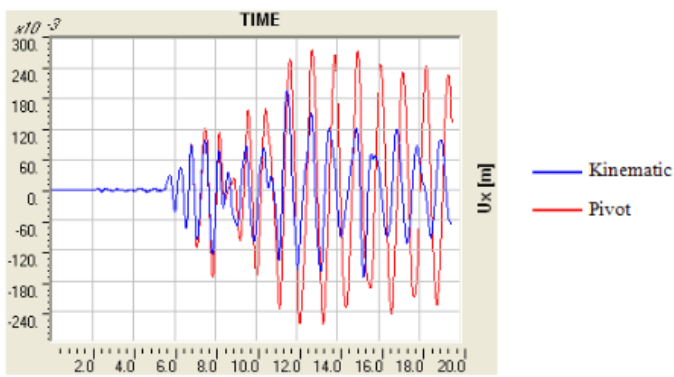
Na Slici 7 prikazani su dijagrami za *Link* 21 koji se nalazi u prizemlju objekta. Može se primetiti da je kod ovog *Link* elementa došlo do pucanja nakon 11,6 s i da od tog trenutka element više ne prima silu. Pomeranje koje je izazvalo lom u ispuni iznosi 36 mm, što se može videti na histerezisnom dijagramu. Bitno je uočiti važne karakteristike *Pivot* modela koji je korišćen u ovom radu. To se pre svega odnosi na mogućnost realnijeg opisivanja histerezisnih

krivih, odnosno pada krutosti u toku dejstva seizmičkog opterećenja, kao i obvojnicu histerezisnih dijagrama koja je opisana *MultiLinear Plastic* ponašanjem.




*Slika 7 – Dijagram sila-vreme (levo) i sila-pomeranje (desno) Link 21 (prizemlje)*
*Figure 7 – Diagram force-time (left) and force-displacement (right) Link 21 (ground floor)*

Slika 8 prikazuje pomeranje čvora br.1 koji se nalazi na vrhu objekta. Pomeranja su data u funkciji od vremena za vremenski interval delovanja seizmičkog opterećenja. Upoređeni su rezultati za slučaj modeliranja pomoću *Pivot* i *Kinematic* modela *Link* elementa. Način modeliranja pomoću *Kinematic* modela detaljno je opisan u radu [10] i ovde nije posebno razmatran. Maksimalno pomeranje *Pivot* modela javlja se na 12,7 s od početka delovanja zapisa, dok se maksimalno pomeranje *Kinematic* modela javlja na 11,3 s od početka delovanja seizimičkog zapisa. Evidentno je da se korišćenjem *Pivot* modela dobijaju dosta veća pomeranja konstrukcije. Ovakav efekat je posledica primene *Pivot* modela koji bolje opisuje opadanje krutosti u toku delovanja cikličnog opterećenja od *Kinematic* modela koji ne poseduje tu mogućnost. Takođe, na osnovu ovog dijagrama se može zaključiti da je primenom *Pivot* modela odgovor celokupne konstrukcije izmenjen u odnosu na *Kinematic* model. Maksimalno pomeranje odloženo je za 1,6 s, što potvrđuje činjenicu da se u slučaju primene *Kinematic* modela celokupni objekat ponaša kruće, te se maksimalne vrednosti javljaju ranije.




*Slika 9 – Dijagram pomeranja vrha konstrukcije u toku vremena*
*Figure 9 – Diagram of displacement at the top of the construction during the time*

# 6 ZAKLJUČAK

Problem modeliranja zidane ispune svodi se na problem obuhvatanja histerezisnog ponašanja ispune tokom dinamičkog opterećenja. Upotreba *Pivot* modela za *Link* element omogućava nam da izvršimo realnije modeliranje nelinearnog ponašanja zidane ispune pri dinamičkom opterećenju, pri tome uzimajući u obzir stalnu degradaciju krutosti ispune tokom dejstva cikličnog opterećenja.

U ovom radu prikazan je način modeliranja ispune u programskom paketu SAP 2000, ali će tačnost rezultata pre svega zavisiti od odabira karakterističnih vrednosti na dijagramu sila-pomeranje. To se prevashodno odnosi na izbor graničnih pomeranja pri kojima dolazi do tečenja ispune, odnosno gubitka nosivosti, ali i na odabir samog oblika ovog dijagrama. Postoje brojne preporuke za izbor ovih vrednosti ali su ovde korišćene one koje preporučuje FEMA.

Pokazano je u konkretnom slučaju da zidana ispuna na fasadi konstrukcije smanjuje period oscilovanja prvog tona za približno 25% u odnosu na konstrukciju bez ispune. Samim tim uticaj ispune na promenu dinamičkih karakteristika sistema je značajan.

Upoređujući dva modela histerezisnog ponašanja koje nudi program SAP 2000 može se uočiti da postoji razlika u pogledu pomeranja konstrukcije, kao i u pogledu odgovora konstrukcije tokom dejstva dinamičkog opterećenja. Upotreba *Pivot* modela u ovom slučaju povećava pomeranja konstrukcije proizvodeći manje prigušenja u odnosu na klasičan elasto-plastičan odgovor. Može se zaključiti da se upotrebom Pivot modela znatno bolje opisuje ponašanje ispune i konstrukcije pri dejstvu seizmičkih uticaja.

**LITERATURA**


[1] Aničić D., Fajfar P., Petrović B., Szavits-Nossan A., Tomažević M.: *Zemljotresno inženjerstvo – visokogradnja.* DIP „Građevinska knjiga“, Beograd, 1990, strana 399-408.

[2] Paulay T., Priestley M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, Inc., 1992.

[3] Tomažević M., *Lateral load distribution in masonary buildings, Proceedings*. 6 – IBMaC, Rim, 1982.

[4] Hak S., Morandi P., Magenes G.: *Local effects in the seismic design of RC frame structures with masonry infills*. 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island, 2013.

[5] Computers and Structures, Inc: *CSI Analysis Reference Manual*. Berkeley, California, 2010.

[6] Dowell R.K., Seible F., Wilson E.L.: *Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members*. ACI Structural Journal, 1998, strana 608-611.

[7] FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) publikacije 273, 306, 308, 356; 2000.

[8] Hak S., Morandi P., Magenes G.: *Evaluation of infill strut properties based on in-plane cyclic tests*. Građevinar, 2013, strana 509-521.

[9] Korčinski I. L., Poljakov S. V., Duzinkevčič S. J., Pavlik V. S.: *Osnovi seizmičkog projektovanja zgrada u zemljotresnim oblastima*. Građevinska knjiga, Beograd, 1964.

[10] Salatić R., Mandić R., Marinković M., Carević V.: *Modeliranje zidane ispune primjenom komercijalnog računarskog programa*. X Međunarodni naučno-stručni skup „Savremena teorija i praksa u graditeljstvu“, Banja Luka, 2014, strana 133-136.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Danijel Nježić*[1], *Đorđe Pavkov*[2]

# DINAMIČKA ANALIZA PEŠAČKOG MOSTA PREKO DUNAVCA (NOVI SAD) USLED POBUDE IZAZVANE PEŠACIMA

***Rezime:***

Ovaj rad prikazuje detalje dinamičke analize usled pobude izazvane pešacima na čeličnom grednom mostu dužine 206 m, sa šest polja. Noseći korpus gornjeg stroja se sastoji od tri glavna nosača (visine 1.0m), na međusobnom razmaku od 2.0m, i ortotropne ploče. Most ima konstantnu širinu od 7.0m, osim u glavnom rasponu gde se širina parabolično povećava sa 7.0m do 11.0m u temenu. Dinamička analiza je sprovedena u skladu sa savremenom praksom i tretira sledeće vidove dinamičkog opterećenja: kontinualan protok pešačke navale i prolazak grupe pešaka. U svrhu sprečavanja lock-in fenomena projektovan je prigušivač vibracija (TMD).

*Ključne reči: dinamička analiza, pešačka pobuda, pokretno opterećenje, TMD*

# DYNAMIC ANALYSIS OF A FOOTBRIDGE OVER DANUBE BAY (NOVI SAD) UNDER PEDESTRIAN EXCITATION

***Summary:***

This paper presents details of dynamic analysis due to pedestrian excitation performed on a 206m long, six-span steel beam type pedestrian bridge. The bridge has an orthotropic deck, supported by three longitudinal plate girders (1.0m height), with a constant width of 7.0m, except in the main span where width has a parabolic increase to 11m in the middle. The dynamic analysis was conducted in accordance with modern practice, predicting response under following dynamic load scenarios: continuous stream of pedestrians and passage of a group of pedestrians. In order to prevent the lock-in phenomenon a Tuned Mass Damper was designed.

*Key words: dynamic analysis, pedestrian excitation, moving pulsating load, TMD*

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

# 1 UVOD

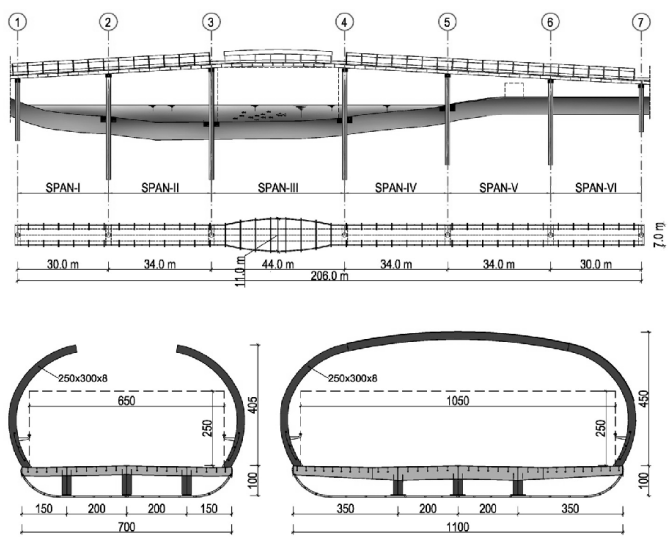
Predmetni objekat se izvodi preko rukavca reke Dunav – Dunavca u Novom Sadu, od rekreativne staze na Sunčanom keju (Liman IV) do rekreativne zone na Ribarskom ostrvu i u sklopu nje predviđenih saobraćajnica. Predviđeni most i saobraćajnica predstavljaju nastavak šetališne zone grada, formirane uz obalu reke Dunav, koja se pruža od mesta uliva Kanala DTD u reku, do objekta mornarice na Limanu. Cilj izvođenja saobraćajnice i mosta je da se građanima sa šetališne zone uz Dunav, obezbedi kontinualan pešački prelaz u rekreativnu zonu na Ribarskom ostrvu.



*Slika 1- 3D Vizualizacija pešačkog mosta preko Dunavca u Novom Sadu*

# 2 OPIS KONSTRUKCIJE

Za prelaz preko obalnog- suvozemnog dela i vodene površine Dunavca projektovana je čelična konstrukcija, statičkog sistema kontinualne grede na šest polja, otvorenog preseka, konstantne visine 1.0m, sa rasponima: 30.0 + 34.0 + 44.0 (centralni raspon) + 2x34.0 + 30.0. Ukupne dužine 206m (Slika 2).




*Slika 2- Dispozicija čeličnog mosta sa poprečnim presecima*

Širina mosta iznosi 7.0m, dok se u centralnom rasponu na dužini od 35.0m parabolično proširuje sa 7.0m na 11.0m, gde se ujedno nalazi i odmorišna zona sa nadstrešnicom prekrivenom PVC membranom. Noseći korpus gornjeg stroja se sastoji od tri glavna nosača, na međusobnom razmaku od 2.0m, i orpotropne ploče. Rebra glavnih nosača su debljine 10mm dok su dimenzije donje flaše 300x20 (polja I, II, IV, V, VI) i 500x30 (polje III). Orto- ploču formira flanša (debljine 10mm i 12mm), podužna ukrućenja (120x12 i 150x12 na međusobnom razmaku od 330mm) i poprečni nosači (300 i 450mm visine na razmacima 3300 i 3400mm). Konstrukcija se izvodi kao zavarena. Stubovi su kružnog poprečnog preseka prečnika Ø1.5m sa ležišnom gredom na vrhu. Svako stubno mesto je fundirano na jednom šipu Ø1.5m. Stubna mesta 2, 3 i 4 se izvode u čeličnoj oplati i čelični plašt stuba ostaje kao ugrađen element. Usvojena su nepomerljiva ležišta u svim pravcima na stubnim mestima 3 i 4, dok su ležišta na ostalim stubnim mestima pomerljiva u podužnom i nepomerljiva u poprečnom pravcu [4].

# 3 DINAMIČKA ANALIZA NA PEŠAČKU POBUDU

Dinamička analiza konstrukcije na pešačku pobudu je sprovedena da bi se utvrdilo da li odgovor konstrukcije, izražen u vidu ubrzanja tačaka konstrukcije, zadovoljava uslove upotrebljivosti definisane klasama komfora. Dinamička pobuda je definisana prema preporukama koje daju UK National Annex to EN 1991-2:2003 (BSI 2008) [**1**] i Sétra (2006) Technical Guide: Footbridges [**2**], čime su simulirani sledeći scenariji pobude:

-Kontinualan protok pešačke navale

-Kretanje grupe pešaka duž konstrukcije

Prvi scenario služi za određivanje ubrzanja usled vertikalnih, torzionih i horizontalnih oscilacija, dok drugi scenario služi za određivanje ubrzanja samo usled vertikalnih oscilacija konstrukcije. U zavisnosti od lokacije i namene objekta definisane su sledeće klase opterećenja TC 2 (d=0.2 pešaka/$m^2$), TC 3 (d=0.5 pešaka /$m^2$), TC 4 (d=1.0 pešaka /$m^2$) prema [**3**] za prvi scenario pobude i klasa C (N=8) prema [**1**] za drugi scenario pobude (prilikom određivanja sopstvenih frekvencija težina pešaka je dodata na ukupnu masu konstrukcije, pri čemu težina jednog pešaka iznosi 0.7 kN). Klase komfora su određene prema Tabeli 4.4 iz [**3**] i iznose CL 1 ( maksimum), CL2 (srednji nivo), CL3 (minimum).

Dinamička analiza je sprovedena u softverskom paketu SAP2000 koristeći linearnu modalnu vremensku analizu (LMTHA) sa konstantnim prigušenjem za sve modove, pri čemu je konstrukcija modelirana koristeći površinske (shell) elemente za gornju flanšu i gredne (beam) elemente za glavne nosače, poprečne nosače, podužna ukrućenja i stubove/šipove. Karakteristike tla su predstavljene elastičnim oprugama. Korišten je količnik prigušenja $\xi$=0.4% za vertikalne i torzione oscilacije i $\xi$=0.6% za horizontalne oscilacije (Tabela 4-5 [**3**]).

## 3.1 POBUDA USLED KONTINUALNOG PROTOKA PEŠAČKE NAVALE- ODREĐIVANJE VERTIKALNIH UBRZANJA

Prema preporukama [**1**] koristi se sledeći izraz za određivanje pešačke pobude:

$$w(t) = 1.8\ (F_o/A)\ k(f_v)\ \sqrt{(\gamma N/\lambda)}\ \sin(2\pi f_v t)\ \ (\mathrm{kN/m^2}) \qquad (1)$$

gde je: $F_o$- referentna amplituda vremenski promenjive sile (kN), $A$- opterećenja površina mosta ($m^2$) $f_v$- posmatrana frekvencija (Hz), $k(f_v)$- faktor koji uzima u obzir uticaje realnijeg broja pešaka, harmonijski odgovor i osetljivost pešaka na odgovor konstrukcije, $N$- broj pešaka, $\gamma$- faktor redukcije koji uzima u obzir nesinhronizovano ponašanje pešaka, $S_{eff}$- efektivi

raspon (m), $S$- raspon konstrukcije (m), $\lambda$- faktor kojim se redukuje efektivni broj pešaka $\lambda=0.634(S_{eff}/S)$, ρ- gustina pešaka ($P/m^2$), $t$- vreme (s).

Za dodatno objašnjenje navedenih parametar pogledati pod [1].

U Tabeli 1 prikazane su vrednosti parametara iz jednačine (1) za prva dva vertikalna moda oscilovanja $f_{v,1}$, $f_{v,2}$, respektivno, i za torzioni mod oscilovanja $f_t$. Opterećenje je zadato kao površinsko sa amplitudom $w$ i smerom koji prati oblik oscilovanja posmatranog tona [1], Slika 3.7 i 3.8 [2]. Isti princip nanošenja opterećenja se primenjuje i za slučaj određivanja horizontalnih ubrzanja.

***Tabela 1 – Opterećenje za određivanje vertikalnih ubrzanja***

| | $\rho(P/m^2)$ | | |
|---|---|---|---|
| | *1* | *0.5* | *0.2* |
| $F_o(kN)$ | 0.28 | 0.28 | 0.28 |
| $N$ | 1560 | 780 | 312 |
| $S_{eff}=S(m)$ | 206 | 206 | 206 |
| $A(m^2)$ | 1560 | 1560 | 1560 |
| $\delta=2\pi\xi$ | 0.025 | 0.025 | 0.025 |
| $\gamma$ | 0.03 | 0.03 | 0.03 |
| $\lambda$ | 0.634 | 0.634 | 0.634 |
| $f_{v,1}(Hz)$ | 1.407 | 1.47 | 1.52 |
| $f_{v,2}$ $(Hz)$ | 2.09 | 2.215 | 2.3 |
| $f_t$ $(Hz)$ | 1.66 | 1.73 | 1.82 |
| $k_1(f_v)$ | 0.72 | 0.8 | 0.82 |
| $k_2(f_v)$ | 0.96 | 0.8 | 0.76 |
| $k_t(f_v)$ | 0.84 | 0.84 | 0.8 |
| **$w_1(kN/m^2)$** | **0.002** | **0.00157** | **0.00102** |
| **$w_2(kN/m^2)$** | **0.00266** | **0.00157** | **0.00094** |
| **$w_t(kN/m^2)$** | **0.00233** | **0.00165** | **0.00093** |

## 3.2 POBUDA USLED KONTINUALNOG PROTOKA PEŠAČKE NAVALE- ODREĐIVANJE HORIZONTALNIH UBRZANJA

Prema preporukama iz [**2**] koristi se sledeći izraz za određivanje pešačke pobude:

$$w(t)= d \times (35\ N) \times \cos(2\pi f_h t) \times 10.8 \times (\xi/n)^{1/2} \times \psi \quad (N/m^2) \qquad (2)$$

gde je: $f_h$-frekvencija horizontalnog oblika oscilovanja (Hz), $d$- gustina pešačke navale ($P/m^2$), $n$- broj pešaka, $S$- opterećena površina ($m^2$), $\xi$- količnik prigušenja, $\psi$- koeficijent redukcije, N- Newton., $t$- vreme (s).

Za dodatno objašnjenje navedenih parametar pogledati pod [2].

U Tabeli 2 prikazane su vrednosti parametara iz jednačine (2).

***Tabela 2 – Opterećenje za određivanje horizontalnih ubrzanja***

| | $d(P/m^2)$ | | |
|---|---|---|---|
| | *1* | *0.5* | *0.2* |
| $S(m^2)$ | 1560 | 1560 | 1560 |
| $n=Sxd$ | 1560 | 780 | 312 |
| $\xi(\%)$ | 0.6 | 0.6 | 0.6 |
| $f_h$ *(Hz)* | 0.552 | 0.576 | 0.592 |
| $\psi$ | 1 | 1 | 1 |
| ***w (kN/m²)*** | **0.00074** | **0.00052** | **0.0003** |

## 3.3 POBUDA USLED GRUPE PEŠAKA- ODREĐIVANJE VERTIKALNIH UBRZANJA

Opterećenje usled pešačke pobude izazvane jednim ili grupom pešaka se predstavlja vertikalnom pulsirajućom silom F(t), koja se kreće preko mostovske konstrukcije konstantnom brzinom $v_t$ [1] :

$$F(t)=F_o k(f_v)\sqrt{(1+\gamma(N-1))}\ sin(2\pi f_v\ t) \quad (3)$$

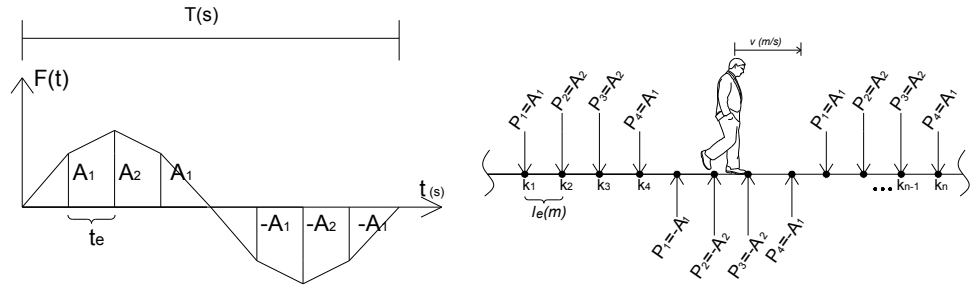
gde je: $v_t$(m/s)- brzina kretanja pešaka, dok su ostali parametri definisani u poglavlju 3.1. U Tabeli 3 prikazane su vrednosti amplituda funkcije F(t) za frekvencije $f_{v,1}$ i $f_{v,2}$ čiji oblici oscilovanja imaju najveće svojstvene vrednosti na mestima koja odgovaraju sredini glavnog raspona (L=44m) i sredini polja V (L=34m), respektivno.

***Tabela 3 – Opterećenje usled grupe pešaka***

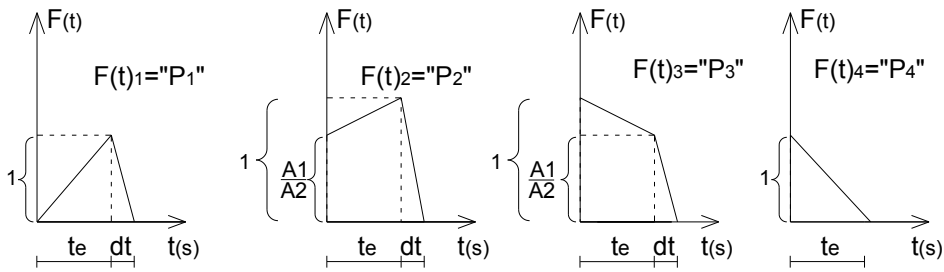
| | ***N*** | $F_o$***(kN)*** | $v_t$***(m/s)*** | $k(f_v)$ | $\delta=2\pi\ \xi$ | $S_{eff}$***=S (m)*** | $\gamma$ | ***F(t)(kN)*** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{v,1}=1.57$ *Hz* | 8 | 0.28 | 1.7 | 0.92 | 0.025 | 44 | 0.18 | **0.39** |
| $f_{v,2}=2.33$*Hz* | 8 | 0.28 | 1.7 | 0.64 | 0.025 | 34 | 0.225 | **0.29** |

### 3.3.1 Numeričko modeliranje pobude usled grupe pešaka

Numeričko modeliranje je izvršeno u programskom paketu SAP2000 na način opisan u daljem tekstu. Ordinate ($A_j$, $_{j=1\div n}$) harmonijske funkcije pobude (3) se zadaju u vidu koncentrisanih sila ($P_m$, $_{m=1\div n}$) u tačkama ($k_i$, $_{i=1\div n}$) konstrukcije mosta, pri čemu je razmak tačaka (le) u kojima deluju koncentrisane sile ($P_m$) definisan u zavisnosti od brzine kretanja opterećenja ($v_t$) i vremenskog intervala ($t_e$) između dva uzastopna zapisa funkcije pobude F(t). Na Slici 3 je prikazan primer u kojem je period harmonijske funkcije pobude zapisan u osam diskretnih tačaka. Nakon definisanja koncentrisanih sila ($P_m$) i njihovog međusobnog razmaka ($l_e$), potrebno je u okviru vremenske anlize (LMTHA) putem opcije "Arrival Time" svakoj koncentrisanoj sili ($P_m$) pridružiti funkciju koja definiše način na koji se ta sila nanosi (Slika 4). Zbog tačnosti rezultata treba voditi računa o tome da vremenski korak ($t_e$) u kojem se zadaje opterećenje bude dovoljno mali tj. da njegovo dalje smanjivanje ne utiče na rezultate. Isto važi i za korak u kojem se ispisuju rezultati (output time step) koji je usvojen kao 0.01. dt na Slici 4 predstavlja interval rasterećenja funkcije (dt=0.01).



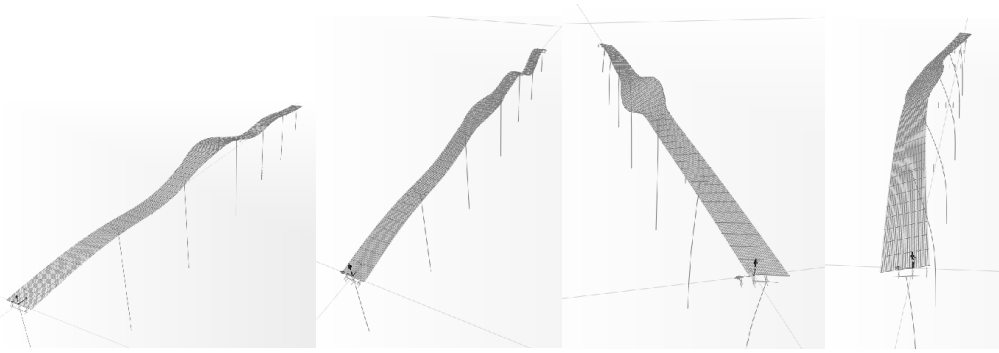

*Slika 3 – Zapis harmonijske sile pobude (levo), shema zadatih koncentrisanih sila (desno)*




*Slika 4 – Funkcije koje se dodeljuju koncentrisanim silama*

### 3.4 REZULTATI DINAMIČKE ANALIZE

U Tabeli 4 i Slici 6 prikazani su rezultati dinamičke analize usled opterećenja od kontinualnog protoka pešačke navale, za tri klase opterećenja TC 2, TC 3, TC 4 prema [**3**], dok su na Slici 7 prikazani rezultati analize usled opterećenja od grupe pešaka, za klasu opterećenja C prema [1] Prilikom određivanja vertikalnih ubrzanja korištena su dva moda vertikalnih oscilacija: prvi mod ($f_{v,1}$) sa maksimalnom amplitudom u glavnom rasponu i drugi mod ($f_{v,2}$) sa maksimalnom amplitudom u polju V. Tačke sa kojih su očitana ubrzanja se nalaze: za vertikalne oscilacije u središtu glavnog raspona i središtu polja V, za torzione oscilacije na rubu središta glavnog raspona (pri čemu je očitano vertikalno ubrzanje), i za horizontalne oscilacije u središtu glavnog raspona. Vreme trajanja vremenske analize (LMTHA) za opterećenje od kontinualnog protoka pešačke navale jednako je vremenu koje je potrebno da se postigne stacionarni odgovor konstrukcije (steady state) (Slika 6) dok je vreme trajanja vremenske analize za opterećenje od grupe pešaka jednako vremenu potrebnom da pešaci pređu mostovsku konstrukciju (Slika 7). Na Slici 5 prikazani su modovi oscilovanja konstrukcije. Slika 7 pokazuje ubrzanja tačaka u središtu glavnog raspona (na slici levo) i u središtu polja V (na slici desno). Pošto se ubrzanja nalaze ispod 0.5m/s$^2$ zadovoljen je maksimalni kriterijum komfora (CL1) prema [3].

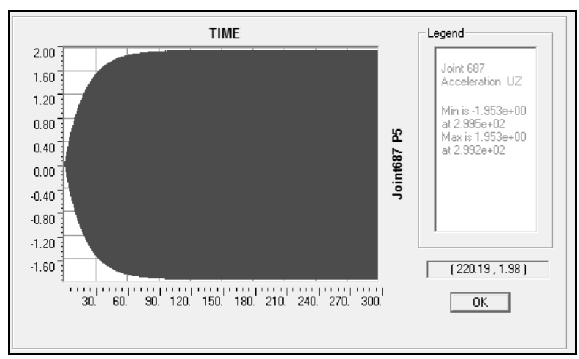


*a)* *b)* *c)* *d)*

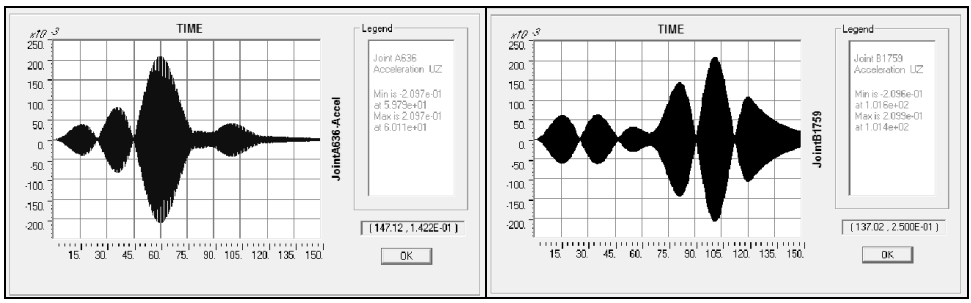
*Slika 5 – Modovi oscilovanja: a) Vertikalni mod $f_{v,1}$=1.40 Hz, b) Vertiklani mod $f_{v,2}$=2.09 Hz, c) Torzioni mod $f_t$=1.66 Hz, d) Horizontalni mod $f_h$=0.55 Hz*

***Tabela 4 – Rezultati dinamičke analize- kontinualan protok***

| | $\rho(P/m^2)$ | | |
|---|---|---|---|
| | *1* | *0.5* | *0.2* |
| $f_{v,1}$*(Hz)* | 1.407 | 1.47 | 1.52 |
| $f_{v,2}$ *(Hz)* | 2.09 | 2.215 | 2.3 |
| $f_t$ *(Hz)* | 1.66 | 1.73 | 1.82 |
| $f_h$ *(Hz)* | 0.552 | 0.576 | 0.592 |
| $a_{v,1}(m/s^2)$ | 1.06 | 0.92 | 0.64 |
| $a_{v,2}(m/s^2)$ | 1.953 | 1.05 | 0.76 |
| $a_t(m/s^2)$ | 0.79 | 0.62 | 0.36 |
| $a_h(m/s^2)$ | 0.16 | 0.12 | 0.06 |
| ***CL1-vertik.*** | **CL2/CL3** | **CL2/CL3** | **CL2** |
| ***CL1-vertik.*** | **CL3** | **CL2/CL3** | **CL2** |
| ***CL1-torz.*** | **CL2** | **CL2** | **CL1** |
| ***CL1-horiz.*** | **CL2** | **CL2** | **CL1** |




*Slika 6 – Ubrzanja tačke u središtu polja V (desno)- kontinualan protok*




*Slika 7 – Ubrzanja tačke u središtu glavnog raspona (levo) i u središtu polja V (desno) - grupa pešaka*

Rezultati dinamičke analize ukazuju da pri gustini pešačkog opterećenja od 1 P/m$^2$ konstrukcija za vertikalne oscilacije ima ubrzanja koja spadaju u minimalnu klasu komfora (CL3), kako za srednje polje tako i za polje V. S obzirom da je učestalost pobude ovog intenziteta veoma retka, tj. odgovara scenariju poput inauguracije mosta koja se karakteriše kao incidentalna situacija, može se tolerisati činjenica da most tada zadovoljava minimalnu klasu komfora (CL 3). Za gustinu pešačkog opterećenja od 0.5 P/m$^2$, koja odgovara situacijama kada se pešaci npr. vraćaju sa nekog sportskog događaja ili slično, vertikalna ubrzanja se nalaze na granici domena umerenog i minimalnog komfora (CL 2/CL 3) za glavni raspona i polje V, takođe zbog pretpostavke da ovakve situacije neće biti učestale, klasa komfora CL 2/CL 3 je prihvatljiva. Što se tiče komfora za svakodnevno opterećenje koje iznosi 0.2 P/m$^2$ (TC 2), konstrukcija se nalazi na granici umerenog i maksimalnog komfora (CL 1/CL 2) za vertikalne oscilacije i klasi maksimalnog komfora (CL 1) za torzione i horizontalne oscilacije.

Zbog prekoračenja granice lock-in efekta od 0.1 m/s$^2$ za horizontalna ubrzanja, prema [**3**], za nivo opterećenja TC 3 i TC 4, u sledećem poglavlju razmatran je način smanjenja horizontalnih ubrzanja uz pomoć prigušivača vibracija.

## 3.5 DINAMIČKI ODGOVOR SA PRISUSTVOM PRIGUŠIVAČA VIBRACIJA

Usled prekoračenja granice lock-in efekta od 0.1m/s$^2$ prema [**3**], za nivo opterećenja TC 3 i TC 4, javila se potreba za razmatranjem načina kojim bi se sprečilo pomenuto prekoračenje. Jedan od mogućih načina je uvođenje prigušivača vibracija. Izabran je TMD (Tuned Mass Damper) sistem prigušenja, koji se sastoji od mase, opruge i viskoznog prigušivača. Sistem se vezuje za konstrukciju na mestima na kojima se očekuju najveće amplitude vibracija. Da bi sistem bio što efektivniji potrebno ga je uskladiti sa ciljnom frekvencijom konstrukcije tako da po aktiviranju ciljne frekvencije TMD počinje da osciluje sa različitim faznim uglom u odnosu na frekvenciju konstrukcije što ima za posledicu da se ciljna frekvencija deli na dve frekvencije (jedna ispod, druga iznad ciljne). Prilikom definisanja parametara TMD korišten je pristup koji je ponudio Den Hartog, a koji je prikazan u daljem tekstu:

$$\mu = \frac{m_d}{m_s};\ \alpha_{opt} = \frac{1}{1+\mu};\ \omega_d = \alpha_{opt}\omega_s;\ \xi_{d,opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}};\ k_d = m_d\omega_d^2;$$

$$c_d = 2m_d\omega_d\xi_{d,opt}$$

gde je: $m_d$- masa TMD, $m_s$- modalna masa konstrukcije (oblik oscilovanja normiran tako da je najveća svojstvena vrednost oblika oscilovanja jednaka 1), $\omega_d$- kružna frekvencija TMD, $\omega_s$- kružna frekvencija konstrukcije, $\alpha_{opt}$- optimalni odnos kružnih frekvencija, $\xi_{d,opt}$- optimalni količnik prigušenja TMD, $k_d$- krutost opruge TMD, $c_d$- konstanta prigušenja TMD

***Tabela 5 – Vrednosti parametara TMD-a***

| | $\omega_s$ (rad/s) | $m_s$ (kNs$^2$/m) | $\mu$ | $m_d$ (kNs$^2$/m) | $\alpha_{opt}$ | $\omega_s$ (rad/s) | $\xi$ | $k_d$ (kN/m) | $c_d$ (kNs/m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $f_{h,TC4}$**=0.55 (Hz)** | 3.48 | 330 | 0.003 | 1 | 0.99 | 3.47 | 0.03 | 12.28 | 0.236 |

### 3.5.1 Numeričko modeliranje TMD-a

Numeričko modeliranje je izvršeno u programskom paketu SAP2000. Na već postojeći model konstrukcije koji je korišćen za određivanje horizontalnih ubrzanja za nivo opterećenja TC4, modeliran je TMD koristeći Link element (tip Damper). Link element se nalazi 0.5 m ispod gornje flanše i postavljen je horizontalno u pravcu oscilovanja konstrukcije. Jednim krajem je povezan sa čvorom koji je putem opcije "Body constraint" povezan sa gornjom flanšom te se na taj način čvor i gornja flaša ponašaju kao kruto telo, drugim krajem link element je povezan sa masom ($m_d$). Karakteristike TMD-a $k_d$ i $c_d$ zadate su link elementu u pravcu oscilovanja konstrukcije ($u_1$- stepen slobode link elementa) dok su svi ostali stepeni slobode link elementa fiksirani. Postavljanjem TMD-a 0.5 m ispod gornje flanše omogućen je lakši pristup TMD-u kroz predviđen otvor na gornjoj flanši mostovske konstrukcije.

### 3.5.2 Rezultati odgovora konstrukcije sa TMD-om

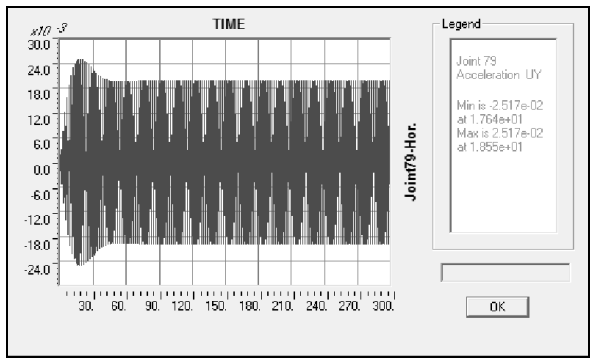
U Tabeli 6 su prikazani rezultati odgovora konstrukcije sa TMD-om, gde se može videti da TMD uspeva da zadrži ubrzanja konstrukcije ispod 0.1 m/s$^2$. Bitan kriterijum o kojem se takođe vodilo računa prilikom određivanja TMD-a bio je ograničavanje pomeranja TMD-a. Pomeranja TMD-a su ograničena na ±40mm . Nakon izvođenja konstrukcije potrebno je ponovo izvršiti usklađivanje TMD-a sa frekvencijom konstrukcije. U fazi projektovanja moguće je sprovesti samo preliminarni proračun sa pretpostavljenim količnikom prigušenja i modalnim karakteristikama dobijenim iz numeričkog modela. Konačan proračun, nakon izgradnje objekta, pokazaće uostalom i da li je uvođenje TMD-a uopšte potrebno.

***Tabela 6 – Horizontalna ubrzanja konstrukcije sa TMD-om***

| | $f_{h,TC4}$ **=0.55 Hz** | $f_{h,1}$ **=0.53 Hz** | $f_{h,2}$ **=0.567 Hz** | $f_{h,TC3}$**= 0.576 Hz** |
|---|---|---|---|---|
| $a$**(m/s$^2$)** | 0.0257 | 0.0258 | 0.00285 | 0.00259 |

gde je: *fh,TC4 i fh,TC3*- horizontalna frekvencija konstrukcije (bez TMD-a) za TC4 i TC3 nivo opterećenja respektivno, $f_{h,1}$ i $f_{h,2}$ – frekvencije konstrukcije sa TMD-om.

Nakon uvođenja TMD-a količnik prigušenja konstrukcije se povećao sa 0.6% na 4.4%.




*Slika 8 – Horizontalno uzbrzanje tačke u središtu glavnog raspona sa TMD-om ($f_{h,TC4}$ =0.55 Hz)*

# 4 ZAKLJUČAK

Na osnovu rezultata dinamičke analize na pešačku pobudu stekao se uvid u odgovor mostovske konstrukcije. U vertikalnom pravcu odgovor konstrukcije za nivoe opterećenja u ospegu od 0.5-1 P/m$^2$ spada u klasu srednjeg do minimalnog komfora, dok se za opterećenja od 0.2 P/m$^2$, za koja se smatra da će predstavljati svakodnevni nivo opterećenja, konstrukcija nalazi u opsegu umerenog do maksimalnog nivoa komfora za vertikalane, torzione i horizontalne vibracije, što se smatra prihvatljivim. Pomenuti rezultati takođe ukazuju na mogućnos pojave lock-in efekta pri opterećenjima od 0.5-1 P/m$^2$. Iz preventivnih razloga je u fazi projektovanja razmotren slučaj uvođenja prigušivača vibracija (TMD) u svrhe sprečavanja pojave lock-in efekta.

Na kraju treba napomenuti da je u fazi projektovanja moguće sprovesti samo preliminarni dinamički proračun sa pretpostavljenim količnikom prigušenja i modalnim karakteristikama dobijenim iz numeričkog modela. Precizniji proračun će biti moguće sprovesti tek nakon izgradnje konstrukcije. Tada će se utvrditi uostalom i da li je uvođenje TMD-a uopšte potrebno.

# 5 REFERENCE

[1] UK National Annex to EN 1991-2:2003 (BSI 2008)

[2] *Assesment of vibrational behavior of footbridges under pedestrian loading*, Guidelines, Sétra, March 2006

[3] Heinemeyer C., Butz C., Keil A., Mark S., Goldack A., Trometer S., Lukić M., Chabrolin B., Lemaire A., Martin P., Cunha Á., Caetano E., (2009). *Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations. Background document in support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes*, JRC European Commission, Luxembourg

[4] Bratislav Stipanić, Zoran Florić, Đorđe Pavkov, Danijel Nježić, *Design of Footbridge over Danube Bay in Novi Sad*, Footbridge 2014, 5th International Conference, London UK, 16-18 July 2014., pp. 194-195, ISBN 978-0-7079-7139-1

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Miloš Lazović[1], Marija Lazović [2], Janko Radovanović[3]*

# ANALIZA NOSIVOSTI PRIVREMENIH STUBOVA KOD "TOP DOWN" METODA GRADNJE

***Rezime***

Jedna od metoda gradnje koja se sve više primenjuje u gradskim uslovima jeste "Top Down" metoda. Ovakav način gradnje je pogodan kada se izvode objekti sa većim brojem podzemnih etaža. Konstrukcija objekta izvodi se odozgo na dole pri čemu se tavanicama objekta vrši razupiranje zaštitne konstrukcije temeljne jame. Jedan od bitnih elemenata kod ove metode jesu unutrašnji oslonci tavanica. Pri projektovanju teži se da koštanje, odnosno dimenzije ovih oslonaca budu minimalne. To dovodi do problema njihove stabilnosti i nosivosti. U radu se prikazuje analiza nosivosti stuba od čeličnih cevi ispunjenih betonom koji su sa donje strane elastično uklješteni u šip, a sa gornje strane u izvedenu konstrukciju objekta.

*Ključne reči: ''top down'' gradnja, stabilnost i nosivost CFT stubova*

# ANALYSIS OF BEARING CAPACITY OF TEMPORARY COLUMNS IN TOP DOWN CONSTRUCTION METHODS

***Summary***

One of the methods of construction which are increasingly used in urban conditions is a "Top Down" method. This method of construction is suitable when constructing buildings with a larger number of underground floors. Construction of the building is done from top to bottom where the ceilings of a structure are used for shoring of the structure for pit protection. One of the important elements in this method are internal ceiling supports. In the design engineers tend to minimise the costs and dimensions of these supports. This leads to the problem of their stability and capacity. This paper presents the analysis of bearing capacity of steel pipe filled with concrete which is on the bottom end elastically wedged in a pile and on the upper end in a constructed cealing of the building.

*Key words: top down construction, stability and bearing capacity CFT columns*

[1] Dr,dipl.inž.građ., profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd
[2] dipl.inž.građ., asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd
[3] dipl.inž.građ., tehnički direktor, V.D.O.O. ''Morava'', Ljubićska 8, Čačak

# 1 UVOD

Pri izvođenju radova na zaštiti dubokih temeljnih jama i podzemnih delova konstrukcija objekata sve više se primenjuje "Top Down" metod izvođenja radova. Ovakav način izvođenja radova je veoma racionalan, jer se samom konstrukcijom objekta, koja se gradi fazno odozgo na dole, vrši razupiranje bočnih strana temeljne jame. Pri tome, bočna pomeranja zaštitne konstrukcije su veoma mala, pa ne dolazi do oštećenja i ugrožavanja stabilnosti objekata pored temeljne jame. Jedan od važnih konstruktivnih elemenata kod ovakvog načina izvođenja radova jesu privremeni unutrasnji oslonci tavanica. Ovi elementi najčešće se izvode na mestima stubova objekta kao privremeni stubovi, a koji se kasnije pretvaraju u prave stubove.

Sa površine terena ili sa nivoa -1 izvode se bušeni šipovi u koje se ugrađuju čelični elementi kao privremeni oslonci. Šipovi se betoniraju do kote dna iskopa temeljne jame, a na gore stubovi se najčešće izvode kao čelične cevi ispunjene betonom. Prostor između bušotine šipa i čelične cevi ispunjava se sitnozrnim šljunkom. Na taj način sprečava se moguće izvijanje privremenog stuba. Nadalje vrši se iskop za po dve etaže i sukcesivno izvode tavanice podzemnog dela konstrukcije objekta. Paralelno sa izvođenjem ovih radova na dole, moguće je i izvođenje radova na konstrukciji objekta na gore.

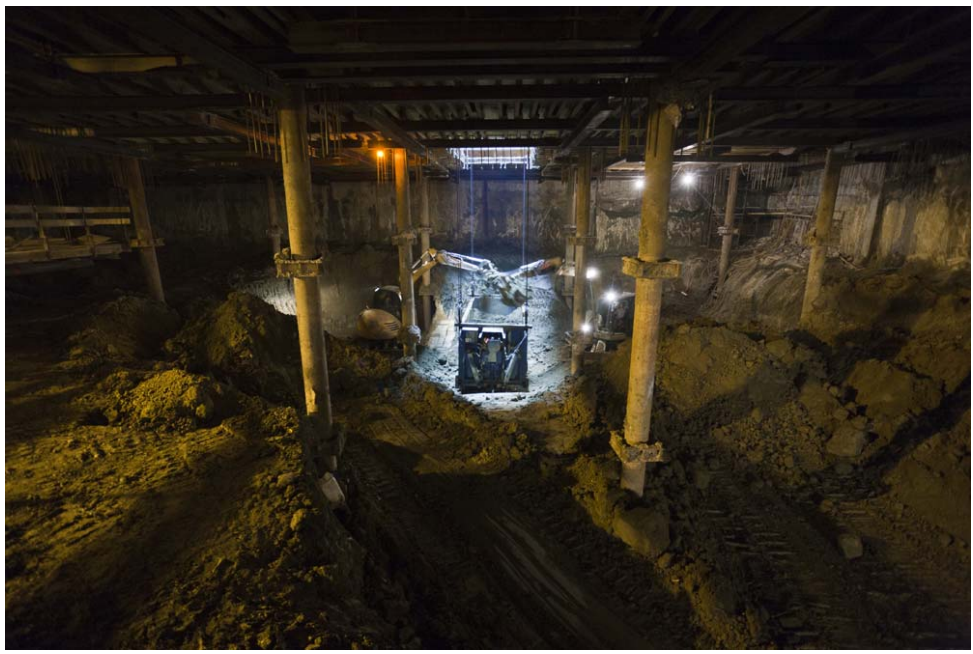
Što se tiče nosivosti ovih stubova, kritičan moment nastaje kada se sa iskopom stigne do konačne dubine. U tom trenutku na privremeni stub deluje najveće opterećenje od izvedene konstrukcije objekta, a i slobodna dužina stuba je najveća. Obično je ova dužina stuba kroz dve etaže uvećana za debljinu temeljne ploče i slojeva ispod nje, a što u konkretnim uslovima iznosi od 7.00 do 9.00m. S obzirom na male dimenzije privremenog stuba i veliko opterećenje, postavlja se pitanje njegove nosivosti, uzimajući u obzir nosivost materijala od kojih je privremen stub izveden, kao mogućnosti pojave izvijanja ovakvih elemenata.

Na slici br. 1 prikazana je unutrašnjost temeljne jame jednog poslovnog objekta u Zagrebu koji ima 6 podzemnnih etaža. U prikazanoj fazi radova bilo je izvedeno i 6 nadzemnih etaža konstrukcije objekta. Privremeni oslonci izvedeni su od čeličnih cevi Φ355mm koje su ispunjene betonom. Ove cevi elastično su uklještene u bušene šipove Φ1200mm, čije su dubine 8.00 do 10.00m ispod kote iskopa.

U okviru ovoga rada dat je predlog postupka proračuna kritične sile izvijanja privremenog stuba koji je sa gornje strane elastično uklješten u izvedenu konstrukciju objekta, a sa donje strane elastično uklješten u bušeni šip. U stručnoj literature mogu se naći radovi koji se bave problematikom izvijanja šipova [1, 2, 3, 4, 5]. Konkretno u radu se nismo bavili problemom izvijanja šipova, jer se radi o šipovima velikog prečnika u dobrom tlu, pa nema uslova za njihovo izvijanje. U radu je analiziran uticaj krutosti šipa na veličinu kritične sile u privremenom stubu.

Navedeni problem rešen je primenom MKE, dok je čvorna matrica krutosti vrha šipa određena primenom postupka proračuna ekvivalentnog rama i *p-y* krivih za tlo.

Pored ovoga, u radu je izvršena i analiza proračuna nosivosti čelične cevi ispunjene betonom uzimajući u obzir sprezanje ovih materijala. Ove analize urađene su prema preporukama Evrokoda 4 [6]. Na kraju rada urađen je broji primer i izvršena analiza dobijenih rezultata proračuna. Na osnovu ovoga doneti su i odgovarajući zaključci.



*Slika 1. Privremeni oslonci objekta u Zagrebu*

# 2 ODREĐIVANJE KRITIČNOG OPTEREĆENJA STUBA

## 2.1 FORMULACIJA PROBLEMA STABILNOSTI PO MKE

Kao što je u uvodnom delu rečeno, određivanje nosivosti privremenih stubova svodi se na određivanje veličine kritičnog opterećenja štapa koji je u gornjem delu uklješten elastično u deo stuba iznad i izvedenu tavanicu, a sa donje strane u izvedeni bušeni šip. U teorijskom smislu problem se svodi na problem stabilnosti, odnosno određivanje kritičnog opterećenja sistema. U analizi stabilnosti nosača, problem se svodi na iznalaženje opterećenja pri kome pored prvobitnog ravnotežnog položaja postoji i drugi ravnotežni položaj, tj. stanje bifurkacije. U narednom delu i u kratkim crtama biće prikazan način određivanja kritičnog opterećenja korišćenjem MKE. Problemi stabilnosti konstrukcija, po svojoj prirodi su nelinearni problemi. U ovom delu ćemo se zadržati na problemu bifurkacijone stabilnosti kod koje se određivanje kritičnog opterećenja svodi na problem određivanja svojstvenih vrednosti sistema. Najmanja svojstvena vrednost određuje nivo opterećenja pri kome je sistem stabilan. Kritično opterećenje odgovara tački račvanja (bifurkacije) na krivoj zavisnosti opterećenja i pomeranja. U MKE uz uvođenje određenih uprošćenja, problem bifurkacijone stabilnosti može se opisati na sledeći način, polazeći od funkcionala potecijalne energije, koji se prikazuje kao:

$$\Pi = A + U \tag{1}$$

gde su:

$$A = \frac{1}{2} \cdot \int_V \sigma_{ij} \cdot \varepsilon_{ij} \cdot dV$$ energija deformacije (2)

$$U = -\int_V F_i \cdot u_i \cdot dV - \int_{S_c} p_i \cdot u_i \cdot ds$$ potencijal konzervativnih sila (3)

*Lagrange-Green –ov* tenzor deformacije može se rastaviti na svoj linearni i nelinearni deo, tako da je:

$$\epsilon_{ij} = \varepsilon_{ij} + \eta_{ij}$$ (4)

gde su:

$$\varepsilon_{ij} - \frac{1}{2} \cdot (u_{i,j} + u_{j,i})$$ (5)

$$\eta_{ij} = \frac{1}{2} \cdot u_{k,i} \cdot u_{k,j}$$ (6)

*Cauchy-ev* tenzor napona $\sigma_{ij}$ prikazuje se preko tenzora deformacije i matrice krutosti materijala na sledeći način:

$$\sigma_{ij} - D_{ijkl} \cdot \epsilon_{kl}$$ (7)

Posle smene izraza za tenzore napona i deformacija u izraz za deformacioni rad, uz zanemarivanje nelinearnih članova dobija se:

$$A = \frac{1}{2} \cdot \int_V (D_{ijkl} \cdot \varepsilon_{ij} \cdot \varepsilon_{kl} + \sigma_{ij} \cdot \eta_{ij}) \cdot dV$$ (8)

Primenom stava o stacionarnosti potencijalne energije $\delta\Pi = 0$ dobija se:

$$(K_0 + K_g) \cdot q = R$$ (9)

gde su $K_g$ geometrijska matrica krutosti i ona je nepoznata, jer zavisi od napona koji su nepoznati. Kod bifurkacijone stabilnosti pretpostavlja se da je raspored napona proporcionalan intezitetu opterećenja i da se može sračunati prema linearnoj teoriji.
Dvostrukom varijacijom izraza za potencijalnu energiju uz vođenje računa da je $\delta^2\Pi = 0$, dobija se sledeći sistem jednačina kojima se definiše problem bifurkacijone stabilnosti po MKE:

$$|K_0 + \lambda \cdot K_g| = 0 \tag{10}$$

pri čemu je $\lambda$ faktor proporcionalnosti između veličina napona i opterećenja.

Za štap konstantnog poprečnog preseka, posle usvajanja funkcija oblika i izvršenih integracija matrice krutosti elementa štapa i geometrijska matrica krutosti elementa štapa mogu se prikazti u sledećem obliku:

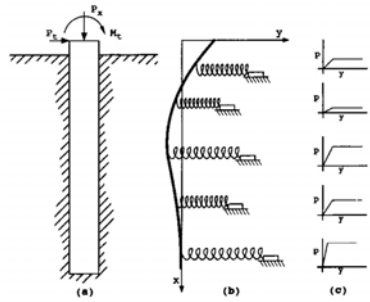
$$K_0 = \frac{EI}{l^3} \cdot \begin{bmatrix} 12 & 6l & -12 & 6l \\ 6l & 4l^2 & -6l & 2l^2 \\ -12 & -6l & 12 & -6l \\ 6l & 2l^2 & -6l & 4l^2 \end{bmatrix} \tag{11}$$

$$K_g = \frac{1}{30 \cdot l} \cdot \begin{bmatrix} 36 & -3l & -36 & -3l \\ -3l & 4l^2 & 3l & -l^2 \\ -36 & 3l & 36 & 3l \\ -3l & -l^2 & 3l & 4l^2 \end{bmatrix} \tag{12}$$

Spajanjem pojedinačnih matrica krutosti elemenata na koje je podeljen stub, dobija se matrica krutosti sistema. Da bi se odredila kritična sila izvijanja stuba, potrebno je uneti i granične uslove na krajevima stuba. Ovi uslovi unose se kao čvorne matrice krutosti na krajevima štapa. Sa gornje strane, potrebno je odrediti čvornu matricu krutosti usled postojanja privremenog stuba iznad gornje ploče i same ploče. Ovu matricu nije teško odrediti, jer se njeni članovi sračunavaju inverzijom matrice felksibilnosti čvora, a čiji se članovi određuju proračunom pomeranja čvora usled dejstva jediničnih generalisanih sila.
Znatno veći problem javlja se sa donje strane stuba, gde je on elastično uklješten u izvedeni bušeni šip. U narednom delu će se prikazati detaljniji opis postupka određivanja čvorne matrice krutosti sa donje strane stuba, tj. matruce krutosti vrha šipa.

## 2.2 FORMIRANJE ČVORNE MATRICE KRUTOSTI VRHA ŠIPA

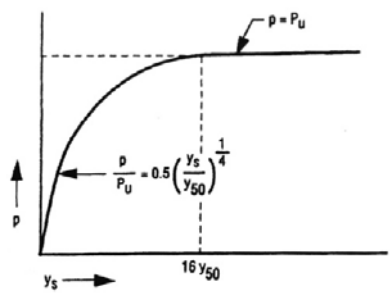
Čvorna matrica krutosti vrha šipa daje zavisnosti između poprečih sila na vrhu šipa *(T, M)* i pomeranja vrha šipa *(u,φ )*. Elementi ove matrice mogu se dobiti inverzijom matrice fleksibilnosti vrha šipa, čiji elementi pretstavljaju pomeranja vrha usled dejstva jediničnih sila. Postoji veliki broj analitičkih i numeričkih postupaka za proračun pomeranja šipova opterećenih poprečnim opterećenjem. U ovom radu smo se opredelili za proračun šipa opterećenog porečnim opterećenjem korišćenjem postupka ekvivalentnog rama. Pri ovome vrši se podela šipa na konačne štapne elemente, a uticaj tla se zamenjuje oprugama odgovarajućih krutosti. Zavisnosti između bočnog opterećenja tla i horizontalnih pomeranja mogu se kvalitetno definisati korišćenjem *p-y* krivih.
Na slici 2. prikazan je računski model za proračun poprečno opterećenog šipa koji je oslonjen na sistem nelinearnih opruga.




*Slika 2. Model horizontalno opterećenog šipa*

### 2.2.1 *P-Y* KRIVE

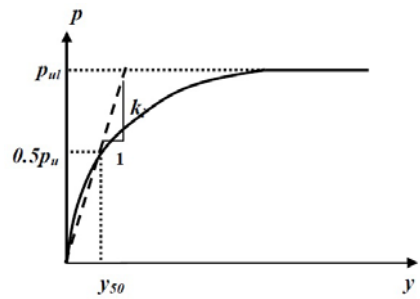
Kao što je predhodno rečeno, korišćenjem *p-y* krivih uspostavljaju se zavisnosti između veličina poprečnog opterećenja (reakcije tla) i veličine horizontalnog pmeranja. Oblik ovih krivih zavisi od karakteristika tla i vrste opterećenja, pa se tako posebno definišu krive za koherentna tla, a posebno za nekoherentna tla. Parametri kojima se definišu ove krive najčešće se određuju eksperimentalno.
Za opisivanje nelinearnog ponašanja tla može se koristiti modifikovana *p-y* kriva koju su prvobitno predložili naučnici *Reese i Welch* [7]. Ova kriva formirana je na osnovu velikog broja eksperimentalnih ispitivanja šipova u srednje krutoj glini. Oblik krive definisan je jednačinom koja je prikazana na slici br.3. Zbog svoje jednostavnosti ova kriva se često primenjuje kod proračuna šipova u glinovitom tlu. Posle određenog broja godina, isti autori su predložili njene modifikacije [8].




*Slika 3. Predložena p-y kriva*

Odgovor tla u nelinearnoj oblasti je dobro opisan sa prvobitnom jednačinom. Međutim, uočeno je da se tlo ponaša suviše kruto za opterećenja u linearnoj oblasti, što je posledica malog broja

parametara koji su korišćeni za formiranje jednačine krive. Ovaj problem prevaziđen je uvođenjem novog parametra inicijalne krutosti označen sa *k*, koji pretstavlja nagib tangente krive u prvom delu dijagrama. Na slici br.4 prikazana je modifikovana *p-y* kriva.




*Slika 4. Modifikovana p-y kriva*

### 2.2.2 FORMORANJE ČVORNE MATRICE KRUTOSTI

Pošto je ponašanje tla opisano *p-y* krivima, koje su nelinearne, proračun uticaja u šipu ne može se uraditi u jednom koraku. Veličine pomeranja vrha šipa zavise od inteziteta opterećenja. Za određivanje kritične sile izvijanja stuba iznad šipa, potrebno je sračunati pomeranja šipa usled malih početnih opterećenja. U radu se prelaže da se pomeranja šipa računaju sa sekantnim vrednostima krutosti opruga. Kod modifikovane *p-y* krive, predlaže se da se njena krutost odredi za veličinu opterećenja $0.50 \cdot p_u$, odnodno pomeranje $y_{50}$. Na ovaj način, problem postaje linearan, pa se elementi fleksibillnosti vrha šipa mogu sračunati u jednom koraku proračunom uticaja u zamenjujućem ekivalentnom ramu.

### 2.3 ODREĐIVANJE KRITIČNE SILE IZVIJANJA STUBA

Pošto su formirane matrice krutosti konačnih elemenata štapa na savijanje i geometrijska matrica krutosti konačnog elementa štapa, može se pristupiti formiranju matrice krutosti sistema konačnih elemenata. Diskretizacija stuba vrši se na željeni broj konačnih elemenata. Pošto su dimenzije poprečnog preseka konstantne po dužini i pošto se aksijalna sila ne menja po dužini stuba, usvaja se podela na konačne elemente istih dužina. Na taj način potrebno je formirati samo za jedan konačni element navedene matrice. Na uobičajeni način preklapanjem ovih matrica u zajedničkim čvorovima može se formirati matrica sistema konačnih elemenata stuba. Da bi ovaj sistem bio potpuno definisan potrebno je uneti i odgovarajuće granične uslove. Ovi uslovi definišu se preko čvornih matrica krutosti na krajevima stuba.
Sa gornje strane postoje delovi stuba sa viših etaža kao i izvedene tavanice. Za praktične proračune dovoljno je razmatrati samo deo stuba etaže iznad kao i tavanicu iznad stuba koji analiziramo. Čvorna matrica krutosti na vrhu stuba može se dobiti inverzijom matrice fleksibilnosti. Elementi matrice fleksibilnosti se dobijaju na uobičajeni način proračunom pomeranja usled jediničnih generalisanih sila u čvoru. Pri ovome može se koristiti bilo koji od programa za proračun konstrukcija objekata. U radu je primenjen programski paket Tower 7 i LPILE 2012.

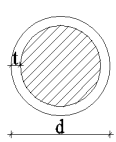
Pošto su tavanice relativno krute u svojim ravnima, može se zanemariti njihova deformacija u horizontalnom pravcu, a što je ekvivalentno formiranju fiksnog oslonca u horizontalnom pravcu. Na taj način čvorna matrica se prevodi u jedan broj kojim se definiše krutost na rotaciju.
Sa donje strane stub je uklješten u bušeni šip. U predhodnom delu prikazan je način formiranja čvorne matrice krutosti vrha šipa primenom *p-y* krivih.
Ova matrica se jednostavno sabira sa matricom krutosti konačnih elemenata stuba i na taj način konačno je formiran sistem jednačina za određivanje kritične sile u stubu. Problem se svodi na određivanje veličine aksijalne sile koja dovodi do toga da je vrednost determinante sistema jednaka nuli.
Za potrebe rešavanja ovog problema, urađen je program u paketu Excel kojim se, primenom iterativnog postupka, veoma brzo određuje vrednost kritične sile izvijanja stuba, a što u stvari predstavlja najnižu sopstvenu vrednost posmatranog sistema jednačina.

## 3 ANALIZA NOSIVOSTI SPREGNUTOG STUBA

Spregnuti stubovi poprečnog preseka u obliku kružnog kružnr cevi ispunjene betonom se sve više primenjuju u građevinarstvu. Ispunjavanjem čelične cevi betonom značajno se povćava nosivost preseka, pri čemu se dobija ušteda u prostoru i ceni. Čelik ima visoku čvrstoću na zatezanje i duktilnost, dok beton ima visoku čvrstoću na pritisak i krutost. Sprezanjem ova dva materijala se postiže veća čvrstoća, veća duktilnost i krutost preseka. Čelična cev zamenjuje podužnu i poprečnu armaturu i uteže betonsku ispunu, tako da se beton nalazi u troosnom naponskom stanju. Sa druge strane, betonska ispuna značajno ili u potpunosti eliminiše lokalno izvijanje. Takođe, značajno se smanjuje vreme građenja, jer čelična cev ima i funkciju spoljašne oplate.
Prema Evrokodu 4 [6] proračun nosivosti spregnutih stubova poprečnog preseka u obliku kružnog šupljeg čeličnog profila ispunjenog betonom (CFT stubova) moguće je sprovesti primenom uprošćene metode proračuna. Ova metoda se zasniva na primeni evropskih krivih izvijanja [9], a primenljiva je kod spregnutih stubova čiji su poprečni preseci dvostrano simetrični i konstantni po čitavoj dužini stuba. Takođe, relativna vitkost treba da zadovolji uslov $\overline{\lambda} \leq 2{,}0$ , dok maksimalna površina poprečnog preseka podužne armature treba da se kreće u sledećim granicama: $0{,}3\% < \rho_s < 6\%$ . Pri proračunu CFT stubova neophodno je dokazati njihovu stabilnost, kako opštu, tako i lokalnu. U zavisnosti od klase čelika uticaji lokalnog izbočavanja mogu da se zanemare ako su zadovoljeni sledeći uslovi dati u Tabeli 1.

*Tabela .1 Uslovi za zanemarivanje uticaja lokalnog izbočavanja*

| Klasa čelika | S235 | S275 | S355 | S460 |
|---|---|---|---|---|
| | d/t≤90 | d/t≤77 | d/t≤60 | d/t≤46 |

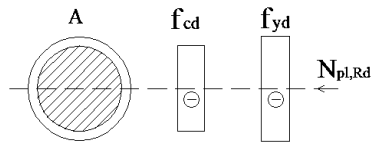



*Slika 5. Poprečni presek stuba*

Da bi se posmatrani stub računao kao spregnuti potrebno je da $\delta$ bude u sledećim granicama $0.2 \leq \delta \leq 0.9$ , gde je $\delta$ koeficijent doprinosa čelika koji se računa na sledeći način:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \tag{13}$$

gde su: $A_a$ površina poprečnog preseka čeličnog profila; $f_{yd}$ proračunska vrednost granice razvlačenja za čelik; $N_{pl,Rd}$ nosivost potpuno plastifikovanog poprečnog preseka pri aksijalnom pritisku.
Pretpostavlja se pravougaoni dijagram napona kao što je prikazan na slici 6.




*Slika 6. Raspodela napona u poprečnom preseku stuba*

### 3.1 NOSIVOST POTPUNO PLASTIFIKOVANOG CFT POPREČNOG PRESEKA PRI AKSIJALNOM PRITISKU

Nosivost potpuno plastifikovanog CFT poprečnog preseka pri aksijalnom pritisku $N_{pl,Rd}$ jednaka je zbiru nosivosti čeličnog profila (a), betona (c) i armature (s) [6]:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \tag{14}$$

gde su $A_a$, $A_c$ i $A_s$ površine poprečnog preseka čeličnog profila, betona i armature, a $f_{yd} = f_y / \gamma_a$ , $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ , $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$ odgovarajuće proračunske vrednosti napona za čelik, beton i armaturu; $f_y, f_{ck}, f_{sk}$ su njihove odgovarajuće karakteristične vrednosti u skladu sa EC3 i EC2; $\gamma_a = 1$ , $\gamma_c = 1.5$ , $\gamma_s = 1.15$ su odgovarajući koeficijenti sigurnosti.

Kod kružnih šupljih profila ispunjenih betonom može se uzeti u obzir povećanje čvrstoće betona pri pritisku nastalo usled utezanja betona čeličnom cevi ukoliko su ispunjeni sledeći uslovi [10]:
- relativna vitkost $\bar{\lambda} \leq 0.5$,
- $e/d < 0.1$ gde je *e* ekscentricitet opterećenja koji je jednak odnosu $\frac{M_{ed}}{N_{ed}}$ , a *d* je spoljni prečnik šupljeg profila.

U tom slučaju nosivost potpuno plastifikovanog poprečnog preseka pri aksijalnom pritisku

može se izračunati na sledeći način [10]:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd}\left[1 + \eta_c \frac{t}{d}\frac{f_y}{f_{ck}}\right] + A_s f_{sd} \quad (15)$$

gde je *t* debljina zida. Koeficijentima $\eta_c$ i $\eta_a$ se uvode efekti utezanja betona i oni zavise od relativne vitkosti $\bar{\lambda}$ i odnosa $e/d$ [6]:

$$\eta_c = \eta_{c0}\left(1 - \frac{10e}{d}\right) \quad (16)$$

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0})\frac{10e}{d} \quad (17)$$

$$\eta_{c0} = 4.9 - 18.5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \qquad (\text{ali } \eta_1 c0 \geq 0.0) \quad (18)$$

$$\eta_{a0} = 0.25(3 + 2\bar{\lambda}) \qquad (\text{ali } \eta_1 a0 \leq 1.0) \quad (19)$$

gde je $\bar{\lambda}$ relativna vitkost za ravan savijanja koja se razmatra i koja se računa prema sledećem izrazu:

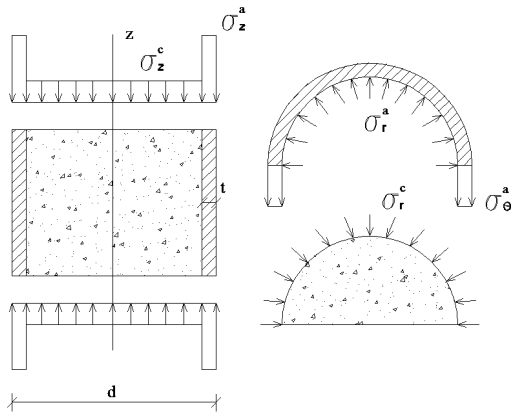
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (20)$$

gde su $N_{pl,Rk}$ karakteristična vrednost plastične nosivosti na pritisak dobijena iz (14) ako se umesto proračunskih čvrstoća koriste karakteristične čvrstoće; $N_{cr}$ elastična kritična aksijalna sila za posmatrani model izvijanja.

*Tabela 2.Zavisnost između koeficijenata $\eta_{c0}$ , $\eta_{a0}$ i relativne vitkosti $\bar{\lambda}$*

| $\bar{\lambda}$ | 0.0 | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\eta_{co}$ | 4.90 | 3.22 | 1.88 | 0.88 | 0.22 | 0.00 |
| $\eta_{ao}$ | 0.75 | 0.80 | 0.85 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |

Utezanje betona čeličnom cevi opada sa porastom odnosa $D/t$, povećanjem klase betona, vitkosti stuba, ekscentricitetom opterećenja, a raste sa porastom klase čelika. Pri početnom nivou opterećenja interakcija čeličnog dela preseka na betonski je mala s obzirom da je *Poisson-ov* koeficijent za čelika veći nego za beton. Pri dilataciji od približno 0.001 u betonu počinju da se javljaju mikroprsline, pri čemu poprečne dilatacije u betonu brzo rastu [11]. Pri daljem porastu opterećenja dolazi do utezanja betona čeličnom cevi, tako da se čelični deo preseka nalazi u dvoosnom naponskom stanju, dok se beton nalazi u troosnom naponskom stanju prema slici 7.




*Slika 7. Naponi u CFT stubu*

### 3.2 EFEKTIVNA KRUTOST POPREČNOG PRESEKA SPREGNUTOG STUBA

Efektivna krutost na savijanje $(EI)_{eff}$ poprečnog preseka spregnutog stuba na savijanje po teoriji prvog reda računa se na sledeći način [6]:

$$([EI)]_{eff} = E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_e \cdot E_{cm} \cdot I_c \tag{21}$$

gde su $K_e$ korekcioni faktor kojim se uzimaju u obzir pukotine u betonu i koji treba uzeti kao 0.6; $E_a, E_s, E_{cm}$ moduli elastičnosti čelika, armature i betona; $I_a, I_s, I_c$ momenti inercije čeličnog preseka, armature i betonskog preseka bez prslina za ravan savijanja koja se razmatra. Delovanje dugotrajnih uticaja na efektivnu krutost na savijanje uzima se u obzir smanjenjem modula elastičnosti betona prema sledećem izrazu [12]:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}}\right) \cdot \varphi_t} \tag{22}$$

gde su $\varphi_t$ koeficijent tečenja; $N_{Ed}$ ukupna proračunska aksijalna sila; $N_{G,Ed}$ stalni deo ove aksijalne sile. Brojna eksperimentalna iztraživanja [13,14,15] pokazuju da se skupljanje betona

kod CTF stubova može zanemariti, s obzirom da beton nije izložen uticaju spoljašne sredine, dok koeficijent tečenja betona $\varphi_t$ iznosi 40%-60% koeficijenta tečenja betonskog stuba.
Uticaje drugog reda treba uzeti u obzir u sledećem slučaju [6]:

$$N_{cr,eff} < 10 \cdot N_{Ed} \tag{23}$$

pri tome je $N_{cr}$ elastično kritično opterećenje sračunato sa krutočću na savijanje po teoriji drugog reda $(EI)_{eff,II}$ koja se računa na sledeći način:

$$(EI)_{eff,II} = K_0 \cdot \left(E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_{e,II} \cdot E_{cm} \cdot I_c\right) \tag{24}$$

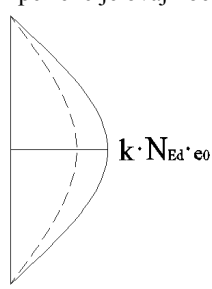
gde su $K_0$ kalibracioni koeficijent koji treba uzeti kao 0.9; $K_{e,II}$ korekcioni koeficijent koji treba uzeti kao 0.5.
Uticaj geometrijskih i konstrukcijskih imperfekcija mogu se uzeti u obzir preko ekvivalentnih geometrijskih imperfekcija. Kod spregnutih stubova poprečnog preseka u obliku kružnog šupljeg čeličnog profila ispunjenog betonom ekvivalentna imperfekcija iznosi $e_0 = L/300$ za $\rho_s \leq 3\%$ , odnosno $e_0 = L/200$ za $3\% < \rho_s \leq 6\%$ , tako da se moment savijanja po teoriji prvog reda usled imperfekcije može sračunati prema sledećem izrazu:

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_0 \tag{25}$$

U okviru dužine stuba, uticaji drugog reda mogu se uzeti u obzir množenjem najvećeg proračunskog momenta savijanja po teoriji prvog reda $M_{Ed}$ koeficijentom *k*, koji se određuje kao:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} \geq 1.0 \tag{26}$$

gde je $\beta$ koeficijent ekvivalentnog momenta, koji zavisi od oblika dijagrama momenta savijanja. Za moment savijanja usled imperfekcije ovaj koeficijent iznosi $\beta = 1.0$.




*Slika 8. Povećanje imperfekcijskog momenta usled uticaja drugog reda*

### 3.3 PROVERA NOSIVOSTI STUBA

Nosivost potpuno plastifikovanog poprečnog preseka pri aksijalnom pritisku je zadovoljena ako je ispunjen sledeći uslov:

$$N_{Ed} \leq \chi \cdot N_{pl,Rd} \tag{27}$$

gde je $\chi$ koeficijent redukcije za relevantni model izvijanja za relevantnu relativnu vitkosti $\overline{\lambda}$ koji se računa prema sledećem izrazu [9]:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \overline{\lambda}^2}} \leq 1.0 \tag{28}$$

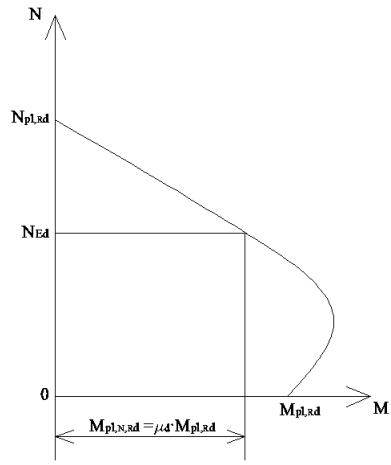
pri čemu je $\Phi$ jednak:

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\overline{\lambda} - 0.2) + \overline{\lambda}^2] \tag{29}$$

gde je $\alpha$ kriva izvijanja. Za spregnute stubove poprečnog preseka u obliku kružnog šupljeg čeličnog profila ispunjenog betonom usvaja se kriva izvijanja *a*.
Da bi nosivost elementa na kombinovani pritisak i jednoosno savijanje bila zadovoljena sledeći uslov, koji se zasniva na interakcionoj krivoj, mora biti zadovoljen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \tag{30}$$

gde su $M_{Ed}$ najveći od momenata na krajevima i maksimalnog momenta savijanja duž stuba uključujući, ukoliko je potrebno, i imperfekcije i uticaje drugog reda; $M_{pl,N,Rd}$ plastični moment nosivosti, uzimajući u obzir aksijalnu silu $N_{Ed}$ određenu preko $\mu_d \cdot M_{pl,Rd}$; $M_{pl,Rd}$ plastična nosivost na savijanje.
Za čelike kvaliteta od S235 zaključno sa S355, koeficijent $\alpha_M$ treba uzeti kao 0.9, dok za kvalitete S420 i S460 iznosi 0.8.
Vrednost $\mu_d$ odnosi se na proračunski plastični moment nosivosti $M_{pl,Rd}$ za ravan savijanja koja se razmatra. Vrednosti $\mu_d$ veće od 1.0 treba koristiti samo onda kada moment savijanja $M_{Ed}$ direktno zavisi od dejstva aksijalne sile $N_{Ed}$.




*Slika 9. Proračun za pritisak i savijanje*

## 4 BROJNI PRIMERI

Radi ilustracije predloženog postupka urađena su dva brojna prirmera proračuna kritične sile izvijanja za privremene stubove, čelične cevi ispunjene betonom, za objekte kod kojih je prirmenjena "top down" metoda gradnje [16,17].
Za objekat " HOHO " grupe iz Zagreba, kao privremeni oslonci primenjene su čelične cevi Φ355.6mm δ=25mm, koje su ugrađene u bušene šipove φ1200mm. Rezultati proračuna krititčne sile prikazani su tabelarno na sledeći način:

**HOTO ZAGREB**

| | | |
|---|---|---|
| H= | 8.400 | m |
| Φ= | 355.6 | mm |
| δ= | 25 | mm |

| | Pcr (kN) | L(m) |
|---|---|---|
| Slob. osl. | 11.737 | 8.400 |
| Račun. | 40.822 | 4.504 |
| Uklješten | 46.948 | 4.200 |

Za objekte "SAVOGRAD" u Beogradu, kao privremeni oslonci primenjene su čelične cevi Φ273.1mm δ=7.1mm, koje su ugrađene u bušene šipove φ600mm. Rezultati proračuna krititčne sile prikazani su tabelarno na sledeći način:

**SAVOGRAD BEOGRAD**

| | | |
|---|---|---|
| H= | 7.800 | m |
| Φ= | 271.3 | mm |
| δ= | 7.1 | mm |

| | Pcr (kN) | L(m) |
|---|---|---|
| Slob. osl. | 2.540 | 7.800 |
| Račun. | 7.368 | 4.580 |
| Uklješten | 10.161 | 3.900 |

U oba slučaja dobijeni su rezultati koji više odgovaraju stubovima koi su uklješteni na oba kraja. Ovo je više izraženo u prvom primru, jer se privremeni stubovi ugrađuju u šipove većeg prečnika koji su izvedeni u tlu boljih karakteristika.

# 5 ZAKLJUČCI

Na osnovu predhodno prikazanog u ovome radu, mogu se doneti sledeći zaključci:

a) Predolženim postupkom iterativnog proračuna moguće je dovoljno tačno odrediti veličinu kritične elastične sile privremenog stuba, uzimajući u obzir granične uslove na njegovim krajevima.
b) Krive *p-y* su pogodne za opisivanje ponašanja tla oko šipova. Njihovim korišćenjem, mogu se sračunati elementi čvorne matrice krutosti vrha šipa, kojom se definišu granični uslovi stuba sa donje strane.
c) Primrnom procedura iz Evrokoda 4, moguće je odrediti nosivost spregnutih stubova (čelične cevi ispunjene betonom) i izvršiti verifikaciju dobijenih rezultata.

**LITERATURA**


[1] Poulos, H. G. and Davis, E. H.:*Pile foundation analysis and design*, John Wiley & Sons, 1980. New York.

[2] Mehrab J., Seyede Hoda N., Mehrad K.: Numerical analysis of buckling behavior of concrete piles under axial load embedded in sand, Arab. J. Sci. Eng. February 2014, 39:2683–2693.

[3] Baghery, S.: *Buckling of linear structures above the surface and/or underground*. Journal of Structural Engineering, 2004, ASCE, Vol. 130(11): 1748- 1755.

[4] P. Senthil Kumar, K. Babu Karuppaiah and P. Parameswaran: *Buckling behavior of partially embedded reinforced concrete piles in sand,* ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, *vol*. 2, no. 4, august 2007.

[5] Gabr, M.A., Wang, J. J. and Zhao, M.: *Buckling of piles with general power distribution of lateral subgrade reaction.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997. ASCE, Vol. 123(2): 123-130.

[6] Evrokod 4: EN 1994-1-1:2004 *Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona,* Beograd, februar 2006.

[7] Reed L. Mosher and William P. Dawkins: *Theoretical Manual for Pile Foundations*, November 2000.

[8] Jin-Wei H.: *Development of modified p-y curves for Winkler Analysis to characterize the lateral load behavior of a single pile embedded in improved soft clay*, Iowa State University, 2011.

[9] Evrokod 3: *EN 1993-1-1:2005 Proračun čeličnih konstrukcija Beograd, februar 2006.*

[10] Bergmann R., Matsui C., Meinsma C., Dutta D.: *Design guide for concrete filled hollow section columns under static and seismic loading*, Verlag TÜV Rheinland, 1995.

[11] Brett C. Gourley, Cenk Tort, Mark D. Denavit, Paul H. Schiller, Jerome F. Hajjar: *A Synopsis of Studies of the Monotonic and Cyclic Behavior of Concrete-Filled Steel Tube Members, Connections, and Frames,* Department of Civil and Environmental Engineering University of Illinois at Urbana-Champaign, april 2008.

[12] Evrokod 2: *EN 1992-1-1:2004 Proračun betonskih konstrukcija, Beograd, februar 2006.*

[13] Ichinose LH., Watanabe E., Nakai H.: *An experimental study on creep of concrete filled steel pipes*. Journal of Constructional Steel Research 2001; 57(4):453–66.

[14] Naguib W., Mirmiran A. :*Creep modelling for concrete-filled steel tubes*. J Constr Steel Res 2003; 59:1327-44.

[15] Bradford MA., Pi YL,, Qu WL.: Time-*dependent in-plane behaviour and buckling of concrete-filled steel tubular arches*. Eng. Struct. 2011; 33(5):1781-95.

[16] Lazović M. Canić, B.: *Rešenja i tehnička razrada karakterističnih detalja za potrebe izvođenja podzemnog dela konstrukcije objekta u Varšavskoj ulici u Zagrebu po sistemu TOP DOWN gradnje (šest podzemnih etaža),* Zagreb, 2010. god.

[17] Lazović M., Canić, B. ,Lazović M.,Radovanović J.:*Izgradnja podzemnog dela konstrukcije poslovnog objekta u Podgorici*, Simpozijum 2012. Vrnjačka Banja, Društvo građevinskih konstruktera Srbije, Beograd, septembar 2012.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

14. KONGRES NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR 2014.

*Saad Al-Wazni[1], Ahmed Alalikhan [2], Zoran Mišković[3], Ratko Salatić[4]*

# NUMERIČKI EKSPERIMENT DETEKCIJE OŠTEĆENJA PRIMENOM *SIMULATED ANNEALING* METODE

***Rezime:***

U radu se prikazuje procedura detekcije oštećenja modela čelične slobodno oslonjene grede. *Simulated Annealing* metoda optimizacije primenjena je za određivanje elementa sa oštećenjem kao i nivoa oštećenja. Metoda detekcije oštećenja bazira se na promeni dinamičkih karakteristika konstrukcije uključivanjem karakteristika prvih pet modova za formirnje funkcije cilja. Procedura je sprovedena programa za proračun konstrukcija primenom konačnih elemenata ANSYS, sa glavnom optimizacionom rutinom razvijenom u *MATLAB* softveru. Dobijeni rezultati ukazuju na robusnost predloženog metoda.

*Ključne reči: detekcija oštećenja, dinamičke karakteristike, simulirano kaljenje*

# NUMERICAL TEST OF DAMAGE DETECTION USING *SIMULATED ANNEALING* METHOD

***Abstract:***

In the paper, procedure of structural damage detection with application to a simple supported steel beam model, is presented. *Simulated Annealing* optimization technique is used to determine damaged element by numerical simulation of different scenarios of damage location and severity. The method of damage detection based on changing of dynamics properties of first five natural modes by formulating new objective function. The procedure is done using ANSYS Finite Element Analysis Software, with main optimization routine developed in *MATLAB* software. The results indicated that the performance of proposed procedure is robust.

*Key words: Damage detection, Dynamic properties, Simulated annealing*

[1] Assistant Lecturer, al_wazni@yahoo.com
[2] Assistant Lecturer, ahmed.alikan@gmail.com
[3] Associate Professor, mzoran@imk.grf.bg.ac.rs
[4] Associate Professor, ratko@grf.bg.ac.rs
[1,2] Civil Eng. Dep., College of Engineering, University of Kufa, Iraq; Faculty of Civil Eng. University of Belgrade
[3,4] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Bul. kralja Aleksandra 73, Belgrade, Republic of Serbia

# 1 INTRODUCTION

In recent decades structural damage detection has attracted attention to estimate the reliability of structural systems during their service life. The changes of dynamic characteristics used in most of damage detection methods. Many researchers indicate that modal parameters, natural frequencies and mode shapes, of structure are very sensitive on structural stiffness properties, [1]. Therefore, multiple modes need to be considered for better estimation of severity and location of damage since each natural frequency and corresponding mode shape are affected by different extents depending on location of the damage and severity. *Simulated annealing* (SA) optimization method is applied for damage detection through minimization of objective function. *Simulated annealing* is a stochastic optimization method proposed by Kirkpatrick et al. (1983) to find the global minimum of a cost function [2]. The simulated annealing method has been widely used in different fields of engineering as a robust and promising technique, particularly for hard non-linear optimization problems.

# 2 DAMAGE DETECTION PROCEDURE

The adopted vibration based damage detection procedure consists of three main parts: (1) numerical analysis using Finite Element (FE) model of the structure; (2) scenarios of simulation of damage element position and severity; and (3) application of the designed SA algorithm for determination of damage severity and location. Numerical analysis implemented for extraction and selection of features from normal mode dynamic analysis, and it is performed by FEM of simple support steel beam model.

Different damage scenarios simulated by reduction of stiffness of selected elements, elements on different locations with different extents. The outputs from FE analysis are natural frequencies and corresponding normalized displacement mode shapes of first five modes of vibration. After performing optimization process, extracted modal properties and computed sum absolute differences between modal frequencies for particular scenario of damage and simulated damage during optimization, the natural frequencies are different respect to damaged scenario of structure respect to extents of damage. In addition, the sum of absolute difference between modal shapes of the particular scenario and the simulated damaged of structure are selected as input features.

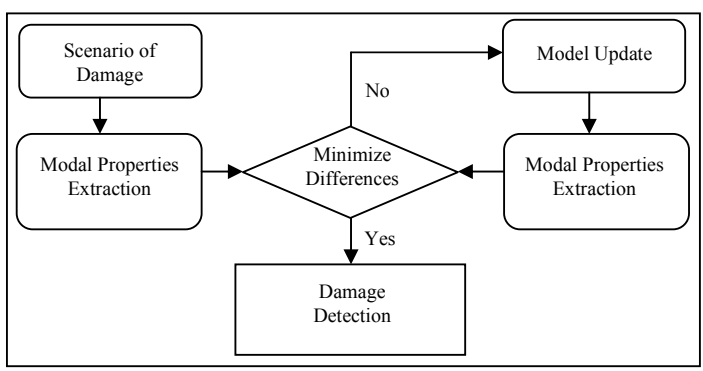



*Figure 1 – General procedure of structural damage detection*

Structural damage is typically related to change in the structural physical parameters. In damage detection, damage is usually represented by an elemental stiffness reduction factor (SRF) in order to preserve the structural connectivity and reduce the unknown variables [3]. The SRF is defined as the ratio of the elemental stiffness reduction respect to the initial stiffness. It ranges from 0 to 1, where 0 signifies no damage in the element and 1 means that the element loses its stiffness completely.

To represent damage severities, cross section second moment of inertia is reduced. In SA based damage detection techniques, structural damage is estimated from model update process using damage-induced changes in model properties. As shown figure 1, an FE model is continuously updated until the differences between modal fetures of the asumed scenario of damaged structure and simulated damaged structure during optimisation process, is minimized. This process is defined as the minimization problem and objective function have to be formulated for that purpose.

# 3 OPTIMIZATION USING *SIMULATED ANNEALING* METHOD

## 3.1 BASICS OF *SIMULATED ANNEALING* OPTIMIZATION PROCEDURE

*Simulated annealing* (SA) is the simulation of annealing of a physical many particle system to find the global optimum solutions of a large combinatorial optimization problem [2]. It uses a temperature parameter that controls the search. At each step the temperature is slowly lowered, system is "cooled", and a new point is generated using an annealing function. At each step, distance of the new points from the current point is proportional to the temperature. If the energy (cost) of this new point is lower than that of the old point, the new point is accepted. If the new energy is higher, the point is accepted probabilistically, with probability dependent on a "temperature" parameter. This unintuitive step sometime helps identify a new search region in hope of finding a better minimum.

In this paper, annealing function that takes random steps with size proportional to temperature and generates a point based on the current point and the current temperature is used. Also, the Boltzmann acceptance probability is used which is based on the chances of obtaining a new state $E_{K+1}$, relative to a previous state $E_K$, as shown in equation (1):

$$p = \begin{cases} 1 \ \ldots case\ \Delta E \le 0 \ldots E - energy \\ e^{\frac{-\Delta E}{T}} \ldots case\ \Delta E > 0 \ldots E - energy \end{cases} \tag{1}$$

Acceptance probability depends on internal energy level change $\Delta E = E_{K+1} - E_K$. Thus, if $E_{K+1}$ results $\Delta E \le 0$, it will be always accepted, whereas if $E_{K+1}$ results in $\Delta E > 0$, its acceptance depends on acceptance probability defined by equation (2):

$$p = e^{\frac{-\Delta E}{T}} \tag{2}$$

at particular annealing temperature $T$. Hence, if $P$ larger than random value of $r$ assumed to be from (0-1), then the $E_{K+1}$ will be accepted, otherwise will be rejected. According to acceptance probability, there is a high probability that the change of variable(s) will be accepted, while the annealing temperature $T$ is high, and vice versa. Thus, SA algorithm

accepts changes of variable(s) in the case that it increases objective function value, which is helpful to avoid that solution become trapped in local minima. In the case that $E_{K+1}$ is accepted, $E_{K+1}$ becomes $E_K$ in a new trail, and annealing temperature $T$ reduces, which decreases the acceptance probability $p$. Important issue of SA algorithm is an initial temperature $T_o$, from which the algorithm starts and decrement of temperature during optimization procedure. Number of authors, suggested different approaches for determination of initial temperature and so-called cooling-schedule (decreasing of temperature). The SA optimization procedure terminates when variables/uncertain parameters a certain level of convergence achieve or after a certain run-time limit reached.

In this study, the cooling-schedule is given:

$$T = \alpha . T_o \tag{3}$$

where are:

$T_o$ ….initial temp

$\alpha$ ….temperature reduction factor.

The Simulated annealing optimization algorithm stops when any of following situations occur: the number of itrations or evaluations of objective function reaches the max value; alteration in the improvement of objective function is less than the function tolerance. For this purpose, routine in *MATLAB*, was written to perform constrained minimization [4].

The SA used in the analysis are selected from the numerical work performed on simple supported steel beam model. This SA implemented by using numerically generated input data from FEM of the intact and damaged steel beams FE model solution. Assuming scenarios to obtain input data are introduced to the selected SA for severity and location prediction to simulate damage case. In SA based damage assessment, the accuracy of damage detection depends on the feasibility of modal features and a baseline analytical model that are selected for the test structure [3]. Also, the time consumed for damage detection process would be reduced by using optimization techniques.

### 3.2 OBJECTIVE FUNCTION

The aim of any optimization method is to maximize or minimize the objective (fitness) function. In the case of damage detection task, an objective function represents the error between the measured/simulated and numerical modal data. Fundamental objective functions relate with the damage detection process usually correspond, as it is defined in [5], to the error of frequencies, modal vector differences, MAC (Modal Assurance Criterion) values, strain energy residuals, between real (measured or for particular scenario assumed) and simulated damage. Each research contains a part or all these fundamental objectives.

In this study adopted objective function was related to the error in frequencies and modal displacements. The new objective function, improved from Au et al. (2003), replacing $Norm - matrix$ with $Absolute - values$, according to equation (6):

$$Obj_Func = W_f \times Freq + W_d \times Disp \tag{4}$$

where are :

$Freq$ , $Disp$ …….error in frequencies and normalized displacements, respectivelly.

$W_f$ , $W_d$ ……...weighting factors for frequencies and displacements, equal to 1000 and 0.001, respectivelly.

$$Freq = \sum_{i=1}^{n} \left( \frac{\text{Freq}_{\text{Exp}} - \text{Freq}_{\text{Num}}}{\text{Freq}_{\text{Exp}}} \right)^2 \tag{5}$$

where are:

$Freq_{Exp}$ , $Freq_{Num}$ …experemental/real and numerical/simulated natural frequencies, respectivelly.

$n$ ……..….number of frequencies.

$$Disp = \sum_{i=1}^{m} \frac{\left| Disp_{Exp} - Disp_{Num} \right|}{\left| Disp_{Exp} \right|} \tag{6}$$

where are:

$Disp_{Exp}, Disp_{Num} = Disp_y + Disp_z$ ..experemental/real and numerical/simulated displacements, respectivelly.

$Disp_y, Disp_z$ …normalized experemental and numerical displacment in $y$ (vertical axis of structure) and $z$ (transverse axis of structure) direction, respectivelly.

$m$ ……..number of nodes of structure.

Have to be recall that in our study, index $Exp$ corresponds to assumed particular scenario of damage.

## 4 NUMERICAL TEST OF DAMAGE DETECTION AND RESULTS

In this section, efficiency and effectiveness of the proposed procedure are evaluated through some simulated damage identification tests using modal data. A simply supported steel beam is chosen with two different scenarios of damage. Finite Element model of the beam is developed using the program for FE structural analysis ANSYS-ver.11 [6].

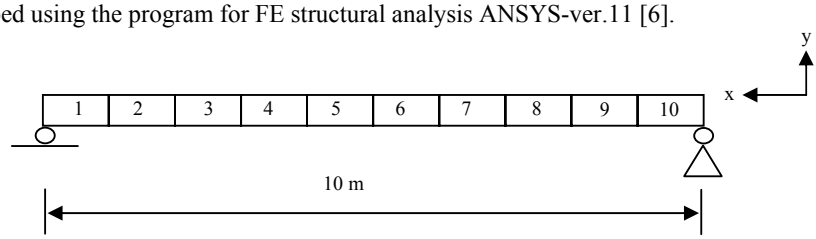



*Figure 2 - The simple supported beam with finite element model*

FE structural model is shown in figure 2, and it consists of 10 beam elements and 11 nodes, while the Beam4 finite element type used. For the considered steel beam of 10 m length, material properties include Young's modulus of E=200 GPa and mass density of ρ =7860 kg/m3.

***Table 1 - Natural frequencies and mode shapes of the intact model***

| | *Frequency* | *Mode shape* |
|---|---|---|
| **1** | 6.8595 | 1st bending |
| **2** | 13.7038 | 1st Lateral |
| **3** | 27.4077 | 2nd bending |
| **4** | 54.5742 | 2nd Lateral |
| **5** | 61.5538 | 3rd bending |

Cross-sectional area and second moment of area of the beam are A=0.18 $m^2$ and I=0.0054 $m^4$, respectively. The natural frequencies and mode shapes of the first five computed modes for the intact FE model are shown in table 1.

***Table 2 - Damage scenarios of the model***

| | *Scenario 1* | *Scenario 2* |
|---|---|---|
| **Element** | 3 | 5 |
| **Damage (%)** | 30% | 50% |

In this case study, two damage scenarios are applied with damage location and severity, as defined in table 2. The severity of damage is repersented as percent of reduction of (second moment of area /or) moment of inertia of the model cross section of chosen damaged element. The percent of reduction is defined as ration crack length and height of cross section.

***Table 3 - Input parameter for SA method***

| *Parameter* | *Value* |
|---|---|
| **Max iteration** | 500 |
| **Temp. update function** | Linear temperature update |
| **Initial temp.** $T_0$ | 20 |
| **Reduction factor** $\alpha$ | 0.7 |

During the proposed damage detection procedure, using SA algorithm, assumed the paramteters summarized in table 3. Therefore, it has been tried to prevent divergence of the proposed algorithm by defining two weighting factors $W_f$ and $W_d$ that are suitable enough for the new proposed objective function. The selection of these parameters is based on trial and error and depend on the values of frequencies and modal displacement of the structure. So, the selected values of the weighting factors $W_f$ and $W_d$ are 1000 and 0.001, respectively.

As it is mentioned above, the objective function is based on first five modal frequencies and mode shapes. Decreasing the objective function, during the iterations for both tested cases, are illustrated in figure 3. It is clear, from figure 3, that SA method has quick convergence and has avoided local trapping during the iterations and fast running with short time and iterations, which are the most advantage features of the applied optimisation procedure.

Figure 4 shows the results of damage identification of the simply supported steel beam for two damage scenarios with application of the proposed objective function. The results indicate that the proposed procedure is a robust and effective in detecting and quantifying various damage scenarios.

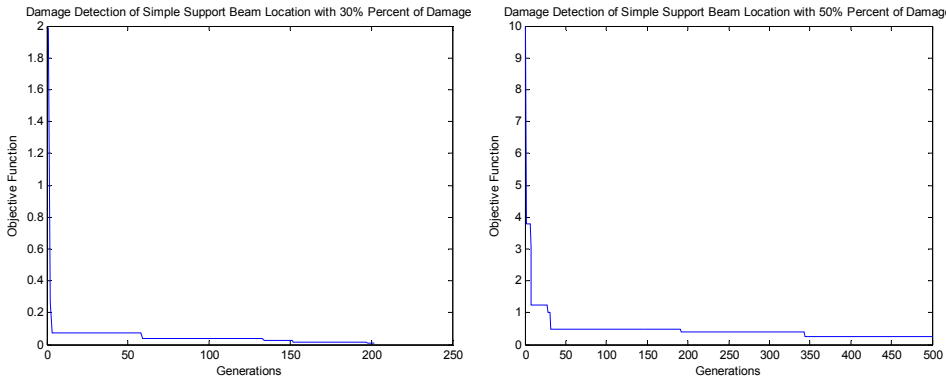



*Figure 3 - Variations of the objective function for applied two scenarious of damage*

As it is mentioned above, the objective function is based on first five modal frequencies and mode shapes. Lowering of the objective function, durring the iterations for both tested cases, are illustrated in figure 3. It is quite obvious from figures, that proposed procedure has got damaged element 3 and percent of damage equal to 31% for number of itrations is equal to 202, for first scenario. While for the second scenario, proposed procedure has got damaged element 5 and percent of damage equal to 52% for number of itrations is equal to 500.

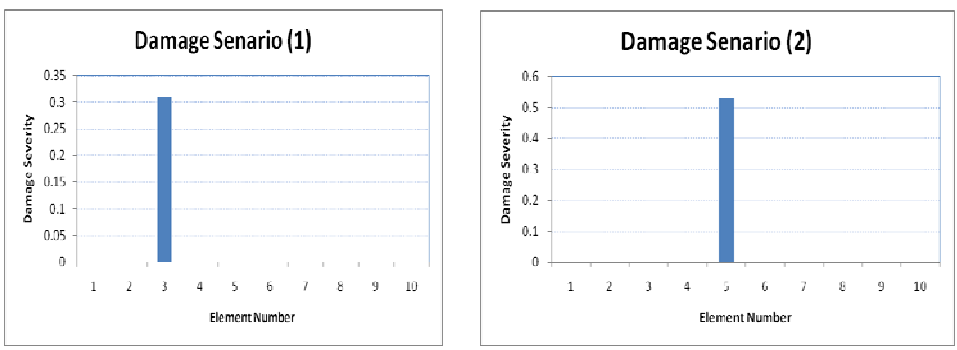



*Figure 4 - The obtained rsults for adopted objective function*

## 6 CONCLUSION

The presented study shows the possibililty of application structural damage detection method based vibration (or modal properties) with implemetation of simulated annealing algorithm using adopted new objective fuction for determination damage location and severity. High sensitivity is obvious, for structural modal properties, to presence of damage in structure. The proposed objective function includes composed of modal frequencies and modal displacement error. It exhibits an excellent performance to sense the decreasing objective function through the searching space. Numerical tests, performed on the simply supported beam model with two scenarios, show the efficiency and effectivness of the SA algorithm for damage detection in the structures by getting global without trapping local minimum value. The results indicate that the performance of proposed procedure shows strong capacity for damage identification, including location and severity of the damage, and could be applied and adopted for more complex structures.

**ACKNOWLEDGMENT**

Presented work in the paper is part of investigation within the research project TR-36048: *Research on condition assessment and improvement methods of civil engineering structures in view of their serviceability, load-bearing capacity, cost effectiveness and maintenance*, financed by the Ministry of Education, Science and Technology Development of Republic of Serbia. Authors will acknowledge to the Ministry of Science and Technology Development of Republic of Serbia for partial financial support through the Technology Development Project TR-36048 and Ministry of Higher Education and Scientific Research of Republic of Iraq and Republic of Serbia for PhD scholarship.

**REFERENCES**

[1] Sahin M., Shenoi R.: *Quantification and Localization of Damage in Beam-like Structures by Using Artificial Neural Networks with Experimental Validation*, Engineering Structural Journal, Elsevier, Vol.25, No.14, 2003, pp. 1785–1802

[2] Kourehli S. et al.: *Structural Damage Detection Using Incomplete Modal Data and Incomplete Static Response*, KSCE Journal of Civil Engineering , Springer, Vol.17, No.1, , 2014, pp 216-223

[3] Kim J. et al.: V.: *GA-based Damage Detection in Structures Using Frequency and Modal Strain-Energy*, Korea, Pukyong National University Conference: 2007 IMAC-XXV: Conference & Exposition on Structural Dynamics, Society for Experimental Mechanics, Inc., 2007, 11 pages

[4] MATLAB Version 7.11.0.584 (R2010b), Language of Technical Computing, 2010.

[5] Meruane V., Heylen W.:, *An hybrid real genetic algorithm to detect structural damage using modal properties*, Mechanical Systems and Signal Processing, Elsevier, Vol. 25, No.5, 2011, pp. 1559–1573

[6] ANSYS, Release 11.0.SP1, Inc - Company, Products ANSYS Multiphysics, 2011.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Danijel Kukaras[1], Slobodan Grković[2], Danica Goleš[3], Dragana Nadaški[4]*

## UTICAJ AB KOLOVOZNE PLOČE NA MOMENTE KONTINUALNIH POLUMONTAŽNIH MOSTOVA

***Rezime:***

Rad prikazuje uporednu analizu distribucije momenata kontinualnog polumontažnog betonskog mosta za dva načina računskog modeliranja. Za analizu je korišćen tipičan primer mosta čija se rasponska konstrukcija sastoji od niza prefabrikovanih nosača sistema proste grede i AB kolovozne ploče livene na licu mesta. Prvi proračun je sproveden na „klasičnom“ modelu rasponske konstrukcije konstantne krutosti dok je kod drugog modela usvojena pretpostavka da je kolovozna ploča isprskala u zonama iznad srednjih oslonaca i da ona u ovim zonama ne doprinosi krutosti nosača. Proračun je pokazao značajne razlike momenata savijanja za pojedinačna opterećenja duž celog nosača, dok su za merodavne kombinacije opterećenja te razlike značajne samo u zonama oslonaca.

*Ključne reči: polumontažni betonski most, kolovozna ploča, krutost, proračun, prerespodela momenata*

## THE EFFECT RC ROAD SLAB ON BENDING MOMENTS FOR "BULB TEE" BRIDGES

***Summary:***

The paper shows comparative analysis of bending moments for continuous beam girders of "Bulb Tee" bridges obtained from two numerical models. Analysis was conducted on typical highway "Bulb Tee" bridge. First numerical model is classical and is represented by continuous beam with constant cross sections while second model was defined with an assumption that cracked slab within negative bending moment regions do not contribute to longitudinal stiffness. Comparisons revealed significant differences for individual load cases while differences for design bending moments remain significant only for inner support regions.

*Key words: Bulb Tee bridge, road slab, stiffness, calculation, moment redistribution*

[1] Dr, vanredni profesor, Građ. fakultet Subotica, Kozaračka 2a, 24000 Subotica, 024-554-300, dkukaras@gmail.com

[2] Mr, asistent , Građ. fakultet Subotica, Kozaračka 2a, 24000 Subotica, 024-554-300

[3] Dr, docent, Građ. fakultet Subotica, Kozaračka 2a, 24000 Subotica, 024-554-300

[4] Stručni saradnik, Građ. fakultet Subotica, Kozaračka 2a, 24000 Subotica, 024-554-300

# 1 UVOD

Najzastupljeniji mostovi pri izgradnji putne infrastrukture su betonski mostovi manjih i srednjih raspona. Kod izgradnje autoputeva posebno su zastupljene polumontažne rasponske betonske konstrukcije sastavljene od montažnih prethodno napregnutih glavnih nosača i kolovozne ploče betonirane na licu mesta. Na prvi pogled, radi se o relativno jednostavnim konstrukcijama koje se često rutinski projektuju i izvode. Međutim, formiranje optimalnog numeričkog modela kojim bi se na adekvatan način simuliralo ponašanje ovih rasponskih konstrukcija mostova tokom eksploatacije može se pokazati zahtevnijim i relativno složenijim zadatakom.

Važan motiv za detaljniju analizu numeričkih modela koji se koriste prilikom proračuna uticaja i dimenzionisanja ovakvih konstrukcija je brojnost njihove primene i, sa tim u vezi, mogućnosti određenih ekonomskih ušteda. Osim toga, sofisticirani računarski programi i jednostavnost njihove primene nam omogućavaju i istovremeno nas obavezuju da modeliranju konstrukcija posvetimo veću pažnju.

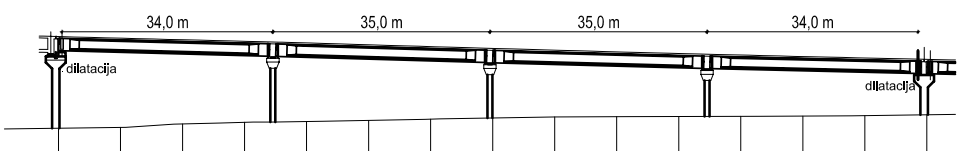
Od brojnih aspekata koji mogu uzrokovati nedoumice pri numeričkom modeliranju ovih konstrukcija, u ovom radu se izdvaja pitanje doprinosa kolovozne ploče krutosti rasponske konstrukcije u podužnom pravcu i u tom smislu su analizirana dva modela ove konstrukcije.

Oba modela se odnose na stanje konstrukcije nakon montaže prethodno napregnutih prefabrikovanih greda i betoniranja i očvršćavanja betona kolovozne ploče, dakle u trenutku kad je rasponska konstrukcija formirana i u statičkom smislu predstavlja kontinualnu gredu.

Prvi model je formiran pod pretpostavkom da rasponska konstrukcija mosta ima konstantan poprečni presek u podužnom pravcu, odnosno da u prijemu opterećenja učestvuju i montažne grede i kolovozna ploča shodno krutosti spregnutog preseka "stari-novi" beton. Drugi model se formira pod pretpostavkom da su se u kolovoznoj ploči, u zoni negativnih momenata, pojavile prsline i da tada ona ne doprinosi krutosti nosača u oslonačkim zonama.

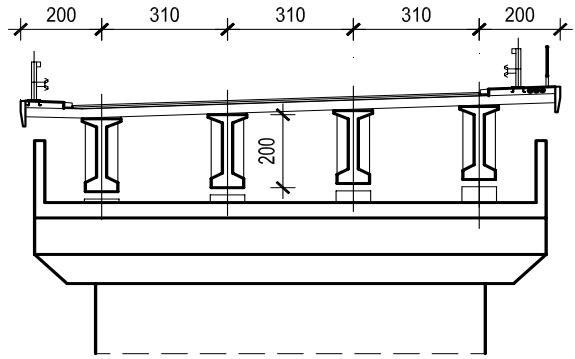
# 2 IZBOR DISPOZICIJE MOSTA

Za potrebe ove analize odabran je jedan tipičan most iz navedene kategorije sa rasponima $L_1=L_4=34$m i $L_2=L_3=35$m, Slika 1.




*Slika 1 - Podužni presek mosta*

Most je širine 13 m i čine ga saobraćajne trake i pešačke staze sa obe strane, Slika 2. Poprečni presek se formira od četiri montažna prethodno napregnuta nosača poprečnog preseka slova „I“ čija je ukupna visina 200 cm, Slika 3. Ovi nosači su utegnuti sa po četiri kabla za prethodno naprezanje 12Φ16 mm. Kolovozna ploča debljine 25 cm se izvodi betoniranjem na licu mesta iznad gornjih flaši montažnih nosača.



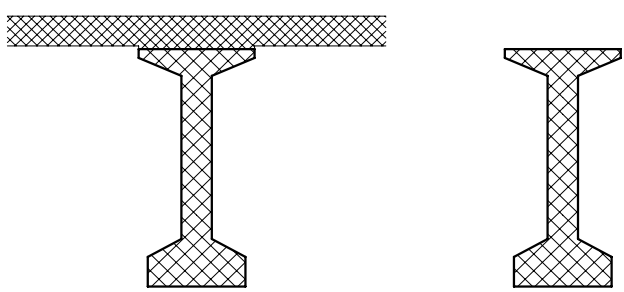

*Slika 2 - Poprečni presek mosta*

Sopstvenu težinu rasponske konstrukcije mosta preuzimaju prefabrikovani nosači sistema prostih greda u nizu, a za dodatno stalno, saobraćajno i druga opterećenja rasponska konstrukcija se ponaša kao kontinualna greda oslonjena na neoprenska ležišta iznad svakog stuba.

U ovom primeru su analizirana praktično sva opterećenja koja se mogu pojaviti tokom eksploatacije mosta: dodatno stalno opterećenje, saobraćajno opterećenje (šema V600 + V300), mogući uticaji gubitka sile prethodnog naprezanja usled relaksacije čelika, tečenja i skupljanja betona, temperaturne razlike gornjeg i donjeg vlakna - temperaturni gradijent ($\Delta T=\pm 10°C$) i mogući uticaji sleganja oslonaca, koji su analizirani za jediničnu vrednost sleganja krajnjeg, drugog i srednjeg oslonca rasponske konstrukcije.

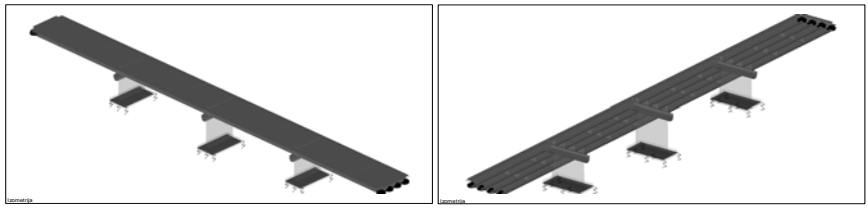
## 3 PRORAČUN PRESEČNIH SILA

Presečne sile su sračunate uobičajenim metodama linearne teorije konstrukcija za dva numerička modela kontinualnih greda. Jedan model ima konstantan poprečni presek duž nosača ("klasičan" proračun), a kod drugog modela je „isključen“ uticaj sadejstvujuće širine kolovozne ploče u zonama negativnih momenata savijanja greda, gde se očekuje pojava prslina u ploči. Šematski prikaz karakterističnih poprečnih preseka je dat na Slici 3.

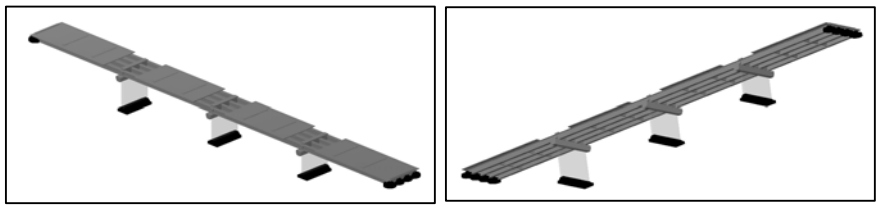


*Slika 3 - Proračunski preseci mosta*

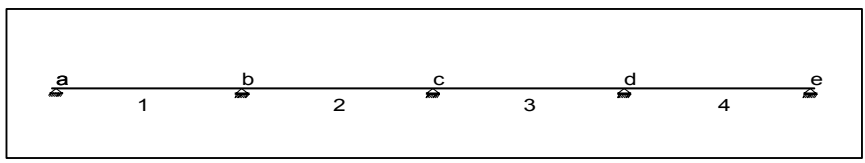
Numerički modeli, putem kojih su sračunate presečne sile i šema označavanja preseka su prikazani na slikama 4, 5 i 6.



*Slika 4 - Proračunski model rasponske konstrukcije za "klasičan" proračun sa konstantnim poprečnim presecima duž nosača (pogled odozgo i odozdo)*



*Slika 5 - Proračunski model rasponske konstrukcije mosta za model sa poprečnim presecima redukovanim u zonama negativnih momenata (pogled odozgo i odozdo)*




*Slika 6 - Šema označavanja karakterističnih preseka rasponske konstrukcije*

Rezultati numeričke analize za pojedine modele su dati u Tabelama 1, 2 i 3.

***Tabela 1 - Vrednosti momenata savijanja kod "klasičnog" proračuna***

| | $M_1$ [kNm] | $M_b$ [kNm] | $M_2$ [kNm] | $M_c$ [kNm] |
|---|---|---|---|---|
| $_{\Delta}g$ | 890.51 | -1368.85 | 508.86 | -1037.19 |
| V600+V300 | 4350.83 | -3731.23 | 3807.27 | -3375.66 |
| $\Delta N_k$ | 918.58 | -986.49 | 242.86 | -326.44 |
| $\Delta T(\pm)$ | 970.77 | 1757.9 | 1587.19 | 1180.42 |
| $\Delta s_a$(-1.0 cm) | -223.42 | -445.77 | -165.74 | 114.47 |
| $\Delta s_b$(-1.0 cm) | 496.37 | 990.26 | 154.68 | -679.44 |
| $\Delta s_c$(-1.0 cm) | -342.48 | -683.09 | 223.67 | 1130.39 |
| Merodavni moment | 7627.06 | -8527.56 | 6369.85 | -6599.15 |

***Tabela 2 - Vrednosti momenata savijanja kod modela sa presecima redukovanim u zoni negativnih momenata***

| | $M_1$ [kNm] | $M_b$ [kNm] | $M_2$ [kNm] | $M_c$ [kNm] |
|---|---|---|---|---|
| $_{\Delta}$g | 998.34 | -1132.87 | 641.57 | -927.17 |
| V600+V300 | 4606.43 | -2980.49 | 4113.45 | -2821.42 |
| $\Delta N_k$ | 1031.29 | -711.54 | 341.14 | -312.14 |
| $\Delta T(\pm)$ | 747.45 | 1316.87 | 1287.19 | 1033.07 |
| $\Delta s_a$(-1.0 cm) | -160.6 | -318.88 | -126.89 | 66.18 |
| $\Delta s_b$(-1.0 cm) | 349.28 | 693.42 | 121.95 | -449.11 |
| $\Delta s_c$(-1.0 cm) | -227.93 | -452.35 | 158.02 | 766.41 |
| Merodavni moment | 7732.79 | -6594.12 | 6541.37 | -5542.91 |

***Tabela 3 - Razlike u vrednostima momenata savijanja dva modela sračunate u odnosu na klasičan model***

| | $\Delta M_1$ [%] | $\Delta M_b$ [%] | $\Delta M_2$ [%] | $\Delta M_c$ [%] |
|---|---|---|---|---|
| $_{\Delta}$g | -12.11 | 17.24 | -26.08 | 10.61 |
| V600+V300 | -5.87 | 20.12 | -8.04 | 16.42 |
| $\Delta N_k$ | -12.27 | 27.87 | -40.47 | 4.38 |
| $\Delta T(\pm)$ | 23.00 | 25.09 | 18.90 | 12.48 |
| $\Delta s_a$(-1.0 cm) | 28.12 | 28.47 | 23.44 | 42.19 |
| $\Delta s_b$(-1.0 cm) | 29.63 | 29.98 | 21.16 | 33.90 |
| $\Delta s_c$(-1.0 cm) | 33.45 | 33.78 | 29.35 | 32.20 |
| Merodavni moment | -1.39 | 22.67 | -2.69 | 16.01 |

# 4 ZAKLJUČAK

U radu je dat prikaz rezultata proračuna dva različita pristupa numeričkom modeliranju polumontažne rasponske konstrukcije betonskog mosta sistema kontinualne grede. U jednom modelu je usvojena pretpostavka prema kojoj je poprečni presek konstantan duž cele rasponske konstrukcije shodno usvojenim geometrijskim karakteristikama. U drugom modelu je usvojena pretpostavka da se prsline neće pojaviti u montažnim prethodno napregnutim nosačima i u pritisnutim zonama kolovozne ploče, ali će se pojaviti u kolovoznoj ploči u zonama negativnih (oslonačkih) momenata, zbog čega se u ovim zonama može zanemariti doprinos kolovozne ploče krutosti mosta u podužnom pravcu.

Proračun presečnih sila je izvršen metodama linearne teorije konstrukcija. S obzirom na primenjenu pretpostavku o redukovanoj krutosti nosača u zonama srednjih oslonaca dobijeni su očekivani rezultati koji ukazuju da je relativno jednostavnim metodama moguće modelirati realnije ponašanje rasponske konstrukcije mosta tokom eksploatacije i tako je moguće postići određene uštede još prilikom projektovanja.

Uporedna analiza sračunatih uticaja usled sleganja oslonaca i temperaturnog gradijenta pokazuje 20 do 30 % manje vrednosti momenata savijanja kod modela sa redukovanom krutošću. Pad sile u kablovima za prethodno naprezanje, kao i uticaj dodatnog stalnog opterećenja pokazuju smanjenje negativnih momenata savijanja iznad oslonaca i povećanje pozitivnih momenata u poljima. Za saobraćajno opterećenje uočava se povećanje momenata savijanja u poljima za oko 7 %, dok su iznad oslonaca momenti savijanja manji za oko 18 %.

Analiza rezultata za pojedinačne slučajeve opterećenja pokazuje razlike u uticajima koje se kreću u širokom obimu, od smanjenja za 40,47 %, do povećanja od 42,19 %, zavisno od slučaja opterećenja i položaja posmatranog poprečnog preseka.

Ukoliko se posmatraju merodavne kombinacije opterećenja može se uočiti da oba modela rezultuju približno istim momentima savijanja u poljima, odnosno povećanje i smanjenje uticaja se međusobno anuliraju, dok momenti savijanja iznad srednjih oslonaca ostaju manji kod modela sa redukovanom krutošću, za oko 20 %. Ako se uzme u obzir da „klasičan“ proračun potrebne količine armature kolovozne ploče može rezultirati velikom količinom potrebne armature iznad oslonaca, onda se smanjenje uticaja za oko 20 % može shvatiti kao moguća ušteda kod izgradnje ovakvih rasponskih konstrukcija betonskih mostova.

**LITERATURA**


[1] Folić, R.: Saobraćajna opterećenja i stanje postojećih drumskih mostova, Put i saobraćaj 3-4, Beograd, str. 15-28, April 2003.

[2] *Pravilnik o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova*, Službeni list SFRJ, br. 1, Beograd, januar 1991.

[3] *Priručnik za projektovanje puteva u Republici Srbiji. 9. Projektovanje mostova. 9.7. Rasponske konstrukcije mostova*, Putevi Srbije, Beograd, 30.04.2012.

[4] Stipić Z., Grković S., Venečanin S.: *Differential settlement sensitivity of bridges designed as continuous RC beams according to loads prescribed by current codes.* 6th International Conference on Brideges across the Danube 2007. „Bridges in Danube Basin” Proceedings, Budapest 2007.

[5] Venečanin S., Venečanin M.: *Influence of newly calculated loads on structural design of beam concrete girders*, Zbornik radova, Građevinski fakultet Subotica, Univerzitet u Novom Sadu, 1995.

[6] Venečanin, S., Grković, S., Venečanin, M.: *Nov pristup projektovanju betonskih kolovoznih ploča drumskih mostova: Čvrstoća vs. trajnost*, II Kongres DGKS, Zbornik radova, Knjiga 2, Aranđelovac, 27-29. april 1992, str. 74-79.

[7] Venečanin, S., Venečanin, M.: *Dejstvo termičkog gradijenta na gredne drumske betonske mostove konstantnog preseka*, Izgradnja 51, mart 1997, str. 1-6.

[8] Venečanin, S.: *Early Deterioration of Concrete Bridge Slabs Due to the Effects of Concrete Strenght Reduction and Compressive Overstress*, Structural Engineering Review, Vol. 4, No. 3, 1992, pp. 203-209.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Snežana Marinković*[1], *Damjan Čekerevac*[2]

# GRANIČNA NOSIVOST NA PROBIJANJE PLOČA OSIGURANIH MOŽDANICIMA

***Rezime:***

U radu je analizirana upotreba moždanika za povećanje nosivosti na smicanje od probijanja. Oni uspešno prevazilaze probleme vezane za tradicionalne tipove smičuće armature i postaju standardanproizvod čiji je proračun dat mnogim nacionalnim standardima. Ovde se analizira njihova upotreba u ploči direktno oslonjenoj na unutrašnji stub. Rad tretira proračun prema standardima ACI 318- 11, ETA -13/0151 i SIA 262 (2013). Rezultati proračuna nosivosti i uticaja koji mogu dovesti do maksimalnih mogućih napona u ploči za usvojene karakteristike materijala i dimenzije preseka podvrgnuti su uporednoj analizi.

*Ključne reči: moždanici, smicanje od probijanja, veza, stub, ploča, proboj, uporedna analiza*

# PUNCHING STRENGTH OF FLAT SLABS REINFORCED WITH SHEAR STUDS

***Summary:***

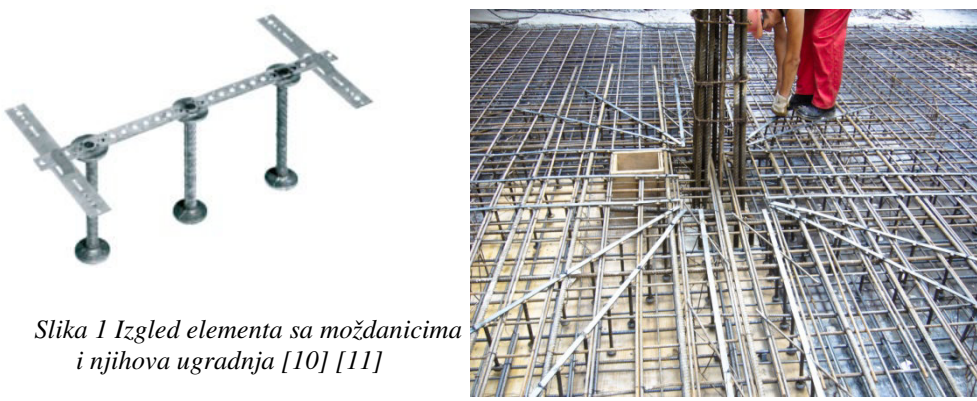
This article analyses the use of shear studs for improvement of punching shear resistance of the slab through comparative analysis of standards. They successfully overcome the problems related to traditional types of shear reinforcement and they are becoming standard product which design is defined by many standards. This article deals with the case of flat slab supported by internal column. Three standards were examined, ACI 318-11, ETA -13/0151 and SIA 262 (2013). The resistances and the effects that can lead to maximal shear stress in the slab are determined for chosen size and shape of the slab and column as well as for chosen material properties.

*Key words: studs, punching shear, connection, column, slab, comparative analysis*

[1]Profesor, dr., Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. Kralja Aleksandra 73, Beograd
[2]Diplomirani inženjer - Master, Univerzitet "Blaise Pascal", Clermont-Ferrand

# 1 UVOD

Ploče direktno oslonjene na stubove nude elegantna rešenja za mostove manjih raspona, kao i kod zgrada gde se ovakav sistem primenjuje u stambenim, administrativnim i industrijskim tipovima objekata. Ovakve konstrukcije su jednostavne i ekonomične za izradu. Međutim, njihova granična nosivost i upotrebljivost uslovljena je zadovoljenjem ugiba i smičućih napona od probijanja.Smičući napon javlja se usled gravitacionog opterećenja, ali se njegova vrednost može značajno povećati usled bočnih opterećenja od vetra i seizmike. Porast temperature usled požara takođe može dovesti do povećanja uticaja na stubove [1].Lom koji nastaje usled prekoračenja nosivosti je krt inenajavljen. Ovaj lom se može izbeći usvajanjem veće debljine ploče, upotrebom betona većih čvrstoća ili upotrebom smičuće armature. Poslednje rešenje je najbolje jer ono lokalno tretira problem probijanja. Međutim, problem predstavlja njena montaža i sidrenje. Smičuća armatura koja se tradicionalno koristi za osiguranje ploče u vidu uzengija je komplikovana za montažu jer, kako bi bila efikasna, neophodno je da obuhvata gornju i donju armaturu za savijanje. To je teško postići kod ploča manjih debljina i kada se kao armatura za savijanje primenjuju zavarene armaturne mreže. Ovaj rad se bavi jednim tipom smičuće armature koji postaje sve popularniji u svetu i čija je upotreba definisana mnogim standardima. Smičuća armatura u vidu moždanika sa dve glave koja je razvijana proteklih tridesetak godina, uspešno prevazilazi probleme karakteristične za druge metode osiguranja. Glave moždanika dozvoljavaju dobro sidrenje, što moždanicima daje prednost u odnosu na uzengije jer mogu dostići čvrstoće na granici tečenja čelika [2]. Rezultat je nosivost ploče, koja je do 40% veća nego u slučaju osiguranja uzengijama [3]. Moždanici montirani na šinu dati su slikom 1.Zbog različitog pristupa rešavanju problema proboja i različitih pravila za postavljanje moždanika, u ovom radu izvršiće se uporedna analiza proračuna prema tri vodeća svetska standarda. Rad će tretirati američki standard ACI 318-11 [4], evropski standard ETA - 13/0151 [5]i švajcarski standard SIA 262 (2013) [6].

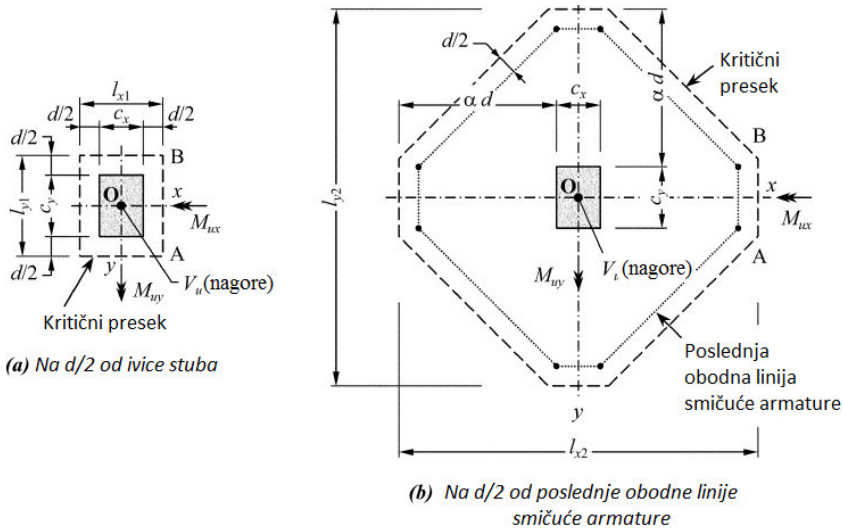


*Slika 1 Izgled elementa sa moždanicima i njihova ugradnja [10] [11]*

## 1.1 PRORAČUN PREMA STANDARDU ACI 318-11

Kontrola nosivosti na probijanje sprovodi se u kritičnim presecima. Kod pravougaonih stubova kritični presek definisan je pravim linijama, paralelnim ivicama stuba i na rastojanju *d/2* od ivica stuba (d – srednja statička visina ploče). Za ploče jednake debljine dovoljno je sprovesti kontrolu u jednom preseku. Kritični presek je upravan na ravan ploče i njegova

dužina se obeležava sa $b_0$.Ukoliko je potrebna armatura za osiguranje ploče od proboja, onda je neophodno proveriti i nosivost ploče na smicanje na $d/2$ od poslednjeg reda moždanika. Oblici ova dva kritična preseka dati su slikom 2 za unutrašnji stub pravougaonog poprečnog preseka. Nosivost u prvom kritičnom preseku određuje se u zavisnosti od vrednosti napona u njemu. U ovom radu smatraće se da je smičuća armatura za osiguranje od proboja neophodna, tako da će u ovom opisu biti zanemarena nosivost ploče bez smičuće armature.




*Slika 2 Karakteristični kritični preseci u ploči direktno oslonjenoj na unutrašnji stub (Izvor: Autorova obrada slike 4.1 [7])*

U opštem slučaju smičući napon u kritičnom preseku određuje se izrazom:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx} \cdot M_{ux} \cdot y}{J_x} + \frac{\gamma_{vy} \cdot M_{uy} \cdot x}{J_y}$$

gde je:

$V_u$ faktorisana smičuća sila

$A_c$ površina usvojenog kritičnog poprečnog preseka ploče

$M_{ux}$,$M_{uy}$ faktorisani neuravnoteženi momenti koji se prenose između ploče i stuba oko glavnih težišnih osa x i y usvojenog kritičnog preseka

$\gamma_{vx}$,$\gamma_{vy}$ faktor kojim se određuje deo neuravoteženog momenta oko osa x i y koji se smicanjem prenosi sa ploče na stub

$l_x$ i $l_y$ projekcije usvojenog kritičnog preseka na glavne ose x i y

Jx,Jy svojstvo usvojenog kritičnog preseka bilo kog oblika dato sledećim jednačinama [7]:

$$J_x = d \cdot \sum \left[ \frac{l}{3} \cdot \left( y_i^2 + y_i \cdot y_j + y_j^2 \right) \right]$$

$$J_y = d \cdot \sum \left[ \frac{l}{3} \cdot \left( x_i^2 + x_i \cdot x_j + x_j^2 \right) \right]$$

x, y koordinate tačaka kritičnog preseka u odnosu na težišne ose x i y

S obzirom na to da nosivost betona u kritičnom preseku na d/2 od oslonačke ivice nije dovoljna, potrebno je usvojiti smičuću armaturu:

$$\phi v_n < v_u$$

U ovom slučaju nosivost se sastoji od nosivostibetona i nosivostismičuće armature:

$$\mathrm{v_n = v_c + v_s}$$

Za ploču osiguranu moždanicima, nosivost betona je$v_c = \lambda \cdot \frac{\sqrt{f_c'}}{4}$, vrednost je data u MPa. U ovom izrazu $\lambda$ je modifikujući faktor koji uzima u obzir mehanička svojstva lakog betona.Smičući napon u ovom preseku ne sme biti veći od $\frac{2}{3}\sqrt{\mathrm{f_c'}}$. Ako smičući napon prekorači ovu vrednost, potrebno je povećati debljinu ploče ili usvojiti beton veće čvrstoće na pritisak. Nosivost smičuće armature $v_s$zavisi od čvrstoće na granici tečenja i od broja moždanika:

$$\mathrm{v_s = \frac{A_v \cdot f_{yt}}{b_0 \cdot s} \geq \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'}}$$

gde je:

$f_{yt}$ čvrstoća smičuće armature na granici tečenja

$A_v$ površina poprečnog preseka smičuće armature duž jedne obodne linije čiji oblik odgovara konturi stuba

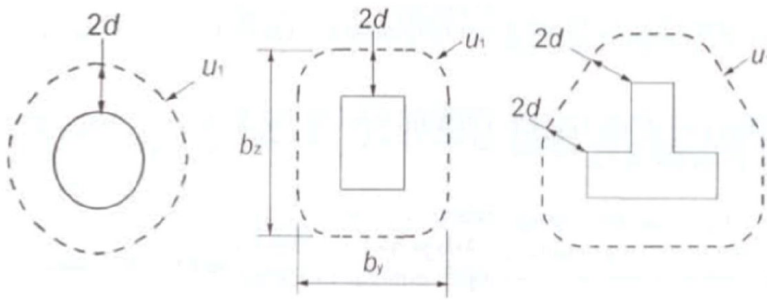
s rastojanje obodnih linija duž kojih je postavljena smičuća armatura u vidu moždanika sa glavama

Broj moždanika u elementu treba biti takav da smičući napon u preseku na rastojanju d/2 od poslednjeg reda moždanika ne bude veći od $\frac{1}{6}\phi\lambda\sqrt{f_c'}$:

$$\mathrm{v_u \leq \frac{1}{6}\phi\lambda\sqrt{f_c'}}$$

## 1.2 PRORAČUN PREMA STANDARDU ETA -13/0151

Ranije su u Evropi proračun moždanika sa dve glave tretirale nacionalne tehničke saglasnosti (NationalTechnicalApprovals), ali od 2012. godine njihova upotreba definiše se evropskim tehničkim saglasnostima (EuropeanTechnicalApproval, u nastavku teksta samo ETA). Njihove odredbe usklađene su sa EN 1992-1-1 [8]. EN 1992-1-1 ne predviđa upotrebu moždanika kao smičuće armature, ali odredbom 6.4.5.5 naglašava da je moguće primeniti bilo koji patentirani proizvod čija je nosivost određena u skladu sa odgovarajućim ETA. U ovom radu korišćen je ETA -13/0151.




*Slika 3 Oblici kritičnih preseka za različite oblike poprečnih preseka unutrašnjeg stuba [9]*

Granično stanje nosivosti na smicanje od probijanja razmatra se u kritičnim presecima. Nosivost na smicanje od proboja određuje se na unutrašnjem kritičnom preseku $u_1$ upravnom na površinu ploče na rastojanju 2d od ivice stuba kao i na kritičnom preseku na rastojanju 1,5d od poslednjeg reda moždanika. Primeri oblika kritičnih preseka za karakteristične poprečne preseke stubova dati su slikom 3.

Proračunska vrednost smičućeg napona u kritičnom preseku određuje se u skladu sa EN 1992-1-1 prema izrazu:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d}$$

gde je:

$v_{Ed}$ smičući napon duž kritičnog preseka $u_1$
$\beta$ koeficijent koji uvodi u proračun ekscentričnost opterećenja
$V_{Ed}$ proračunska vrednost smičuće sile
$u_1$ dužina obima kritičnog preseka na rastojanju 2*d* od ivice stuba

Preporučena vrednost koeficijenta $\beta$ za unutrašnji stub je 1,1. U primeru koji će biti prikazan, za određivanje ovog koeficijenta primenjen je tačan postupak.

Smičuća armatura se mora primeniti ukoliko je smičuća sila u ploči veća od nosivosti ploče bez smičuće armature. Nosivost se za ploču direktno oslonjenu na stubove računa sledećom jednačinom:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \text{ [MPa]}$$

gde je:

$C_{Rd,c}$ empirijski faktor
$k$ koeficijent koji uzima u obzir veličinu statičke visine ploče, d [mm]:
$\rho_l$ srednji procenat armiranja od armature u x i y pravcu
$f_{ck}$ karakteristična vrednost čvrstoće betona
$k_1$ empirijski faktor, preporučena vrednost
$\sigma_{cp}$ normalni napon u betonu u kritičnom preseku
$v_{min}$ minimalna nosivost betona

Ploča se mora osigurati moždanicima ukoliko je:

$v_{Rd,c} < v_{Ed}$

Maksimalna nosivost ploče na smicanje od proboja u kritičnom preseku mora biti veća od proračunske vrednosti napona:

$v_{Rd,max} > v_{Ed}$

$$v_{Rd,max} = 1{,}96 \cdot v_{Rd,c}$$

Nosivost ploče na smicanje u preseku osiguranom smičućom armaturom u obzir uzima samo nosivost moždanika, dok se udeo betona u nosivosti zanemaruje. Broj moždanika duž kritičnog preseka usvaja se tako da bude zadovoljen sledeći uslov:

$$\beta \cdot V_{Ed} \leq V_{Rd,sy} = m_c \cdot n_c \cdot \frac{d_A^2 \cdot \pi \cdot f_{yk}}{4 \cdot \gamma_s \cdot \eta}$$

gde je:

$m_c$ broj elemenata u zoniC [5], koja se prostire sve do 1,125d od ivice stuba
$n_c$ broj moždanika na svakom elementu u zoniC [5]
$d_A$ prečnik tela moždanika
$f_{yk}$ karakteristična čvrstoća moždanika na granici tečenja
$\gamma_s$ parcijalni koeficijent sigurnosti za čelik ($\gamma s$=1,15)
$\eta$ faktor kojiuzima u obzir statičku visinu [5]

Broj moždanika na elementu usvaja se tako da napon u kritičnom preseku izvan zone osigurane moždanicima bude manji od nosivosti betona. To se postiže ako se dužina kritičnog preseka odredi na sledeći način:

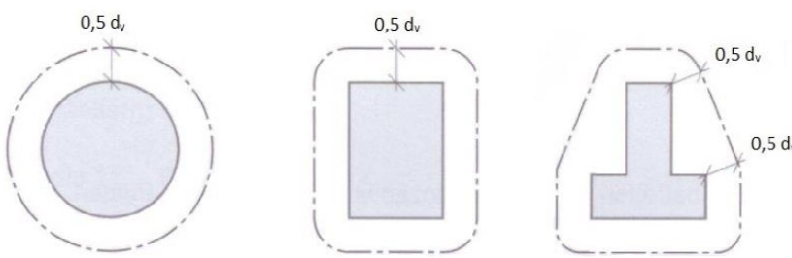
$$u_{out} \geq \frac{\beta_{red} \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d}$$

gde je:

$\beta_{red}$ redukovani faktor koji uzima u obzir ekscentricitet spoljašnjeg kritičnog preseka $u_{out}$

## 1.3 PRORAČUN PREMA STANDARDU SIA 262 (2013)

Granično stanjenosivosti na smicanje od probijanja razmatra se takođe u kritičnim presecima. Kritični presek obima u, upravan je na površinu ploče i nalazi se na $0{,}5 \cdot d_v$od ivice oslonca ($d_v$ – srednja statička visina ploče). Napon smicanja je potrebno proveriti i izvan zone osigurane moždanicima, na udaljenosti $0{,}5 \cdot d_v$od poslednjeg reda moždanika. Na slici 4 prikazani su primeri kritičnih preseka za karakteristične poprečne preseke unutrašnjih stubovakod ploče direktno oslonjene na stubove.




*Slika 4 Primeri kritičnih preseka za unutrašnji stub [6]*

Koeficijent redukcije kritičnog preseka $k_e$ može da se odredi na dva načina, tačnim postupkom ili preko preporučenih vrednosti. Preporučena vrednost ovog koeficijenta za

unutrašnji stub iznosi 0,9. U primeru koji će biti prikazan, za određivanje ovog koeficijenta primenjen je tačan postupak.

Kod ploča direktno oslonjenih na stubove i temeljnih ploča proračunska vrednost smičuće sile jednaka je reakciji stuba umanjenoj za dejstva koja deluju unutar kritičnog preseka:

$$V_d = \frac{R_d - \Delta V}{k_e}$$

gde je:

$R_d$ proračunska vrednost aksijalne sile u stubu

$\Delta V$ vrednost sile koja se odupire proboju

Proračunska vrednost smičućeg napona određuje se kao:

$$v_d = \frac{V_d}{u \cdot d_v}$$

Nosivost na smicanje od probijanja može se odrediti kao zbir nosivosti betona i armature:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$$

Nosivost betona bez armature za proboj data je sledećom formulom:

$$V_{Rd,c} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_V \cdot u$$

gde je:

$\tau_{cd}$ proračunska vrednost graničnog smičućeg napona u MPa

$k_r$ koeficijent koji uzima u obzir dimenziju ploče, njenu rotaciju, kao i maksimalnu veličinu zrna agregata

Smičuću armaturu za proboj potrebno je odrediti ako vrednost smičuće sile premašuje nosivost betona bez smičuće armature:

$$V_d > V_{Rd,c}$$

Neophodno je usvojiti armaturu tako da njena nosivost bude veća od razlike smičuće sile i nosivosti betona. Nosivost armature za smicanje data je izrazom:

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin\beta$$

gde je:

$\beta$ ugao koji smičuća armatura zaklapa sa ravni ploče

$\sum A_{sw}$ površina poprečnog preseka smičuće armature obuhvaćene zonom koja se prostire od $0{,}35d_v$ do $d_v$ od oslonačke ivice

$\sigma_{sd}$ proračunska vrednost napona zatezanja u vertikalnoj armaturi za proboj

Nosivost na smicanje od proboja ograničena je pojavom loma pritisnute dijagonale u blizini oslonačke zone, odnosno maksimalnom nosivošću betona na probijanje. Ona je za ploče armirane moždanicima određena sledećim izrazom:

$$V_{Rd,c,max} = 3 \cdot k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_V \cdot u \leq 3{,}5 \cdot \tau_{cd} \cdot d_V \cdot u$$

Potreban broj moždanika u elementu određuje se tako da smičući napon u preseku izvan zone armirane moždanicima bude manji od nosivosti betona. Ovaj uslov dat je sledećom relacijom:

$$V_d \leq V_{Rd,c,out} = k_r \cdot \tau_{cd} \cdot d_V \cdot u_{out}$$

gde je:

$u_{out}$ dužina kritičnog preseka izvan zone armiranja

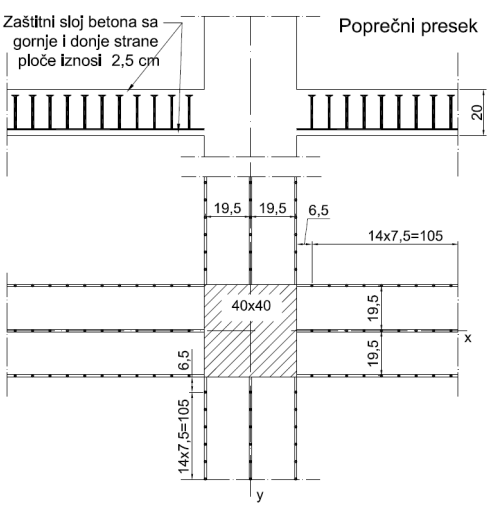
# 2 UPOREDNA ANALIZA STANDARDA NA PRIMERIMA

U ovom poglavlju biće predstavljeni računski primeri proračuna proboja ploče direktno oslonjene na unutrašnji stub i dati ulazni podaci za proračun čiji rezultati će biti analizirani u uporednoj analizi. Posebno su urađeni primeri za svaki od standarda.

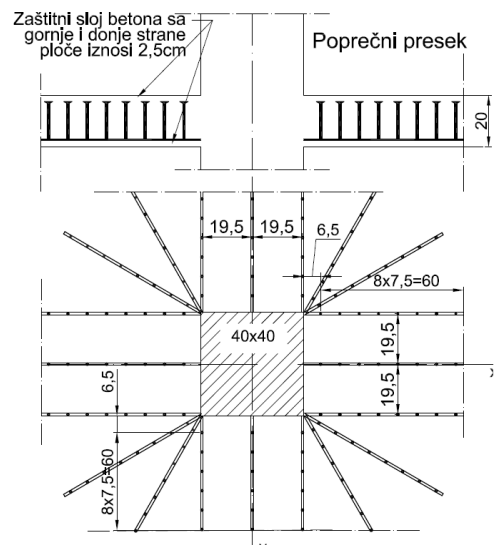
U primerima se pretpostavlja da na ploču deluje smičuća sila koja izaziva proboj, što zahteva usvajanje smičuće armature. Proračun je zasnovan na usvojenim karakteristikama preseka stuba, ploče i moždanika. Imajući u vidu različite zahteve standarda u pogledu rasporeda moždanika, kao i kvaliteta čelika od koga su napravljeni usvojeni su drugačiji polazni parametri, ali ukupan broj moždanika koji je upotrebljen za osiguranje ploče je isti u svim primerima.Za usvojen raspored moždanika određene su moguće kombinacije sile u stubu i momenta savijanja u ploči koji mogu dovesti do maksimalnog mogućeg napona u ploči uz zadovoljenje maksimalne nosivosti ovako armirane ploče. Za proračun nosivosti ploče i mogućih kombinacija uticaja razvijeni su novi alati za proračun u programu Microsoft Office Excel čiji će rezultati biti analizirani uporednoj analizi.

## 2.1 PRIMER ACI 318-11

Posmatra seploča debljine 20 cm oslonjena na stub kvadratnog poprečnog preseka dimenzija 40x40 cm. Usvojen je beton čvrstoće 40 MPa, čvrstoća na granici tečenja čelika za moždanike 400MPa i armatura za savijanje prečnika 16 mm. Sve oznake date su slikom 5. Kao što se može videti ploča je osigurana sa 12 elemenata na kojima se nalazi po 15 moždanika prečnika 10 mm. Prvi red je na rastojanju $s_0 = 65\text{mm}$, a preostali moždanici uzimani su na jednakom rastojanju od $s = 75\text{mm}$.




*Slika 5Unutrašnji stub, primer ACI 318-11*




*Slika 6Unutrašnji stub, primeri ETA -13/0151 iSIA 262 (2013)*

## 2.2 PRIMER ETA -13/0151

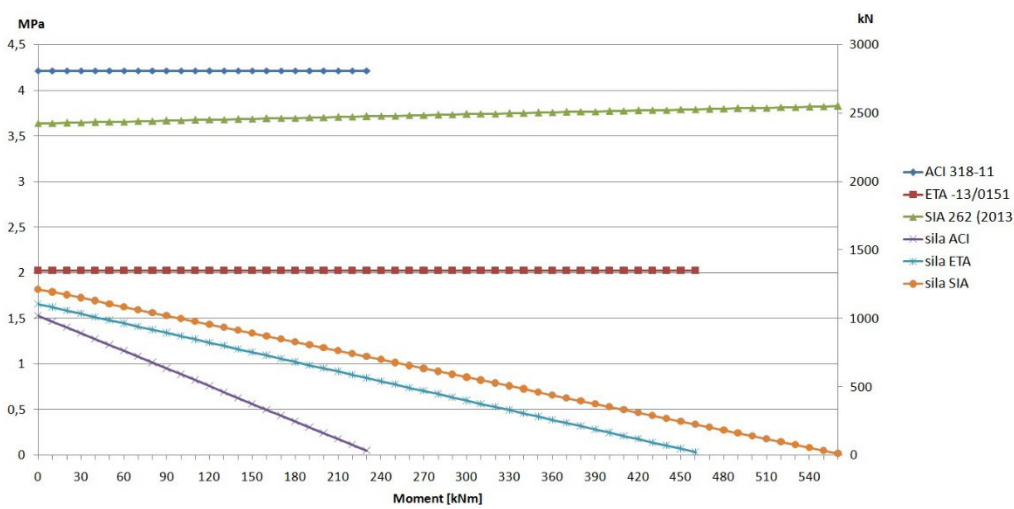
Posmatra se ploča debljine 20 cm oslonjena na stub kvadratnog poprečnog preseka dimenzija 40x40 cm. Usvojen je beton čvrstoće 40 MPa, čvrstoća na granici tečenja čelika za moždanike od 500 MPa i armatura za savijanje prečnika 16 mm.Sve oznake date su slikom 6.Ploča je osigurana jednakim brojem moždanika kao i u primeru ACI 318-11, ali je njihov raspored drugačiji usled različitih standardompropisanihmaksimalnih rastojanja. Kao što se može videti ploča je osigurana sa 20 kompletnih elemenata na kojima se nalazi po 9 moždanika prečnika 10 mm. Prvi red moždanika je na rastojanju$s_0 = 65\text{mm}$, a preostali moždanici uzimani su na konstantnom rastojanju$s = 75\text{mm}$.

## 2.3 PRIMER SIA 262 (2013)

Posmatra se takođeploča debljine 20 cm oslonjena na stub kvadratnog poprečnog preseka dimenzija 40x40 cm. Rastojanje između stubova jednako je u oba pravca i iznosi 6 m. Usvojen jebeton čvrstoće 40 MPa, čvrstoća na granici tečenja čelika za moždanike od 500 MPa i armatura za savijanje prečnika 16 mm. Veličina najvećeg zrna agregata u betonu $D_{max}$je 32 mm. Sve dimenzije i oznake odgovaraju primeru ETA -13/0151 i mogu se videti na slici 6. Ploča je osigurana jednakim brojem moždanika kao i u prethodna dva primera, a njihov raspored je isti kao u primeru ETA -13/0151.

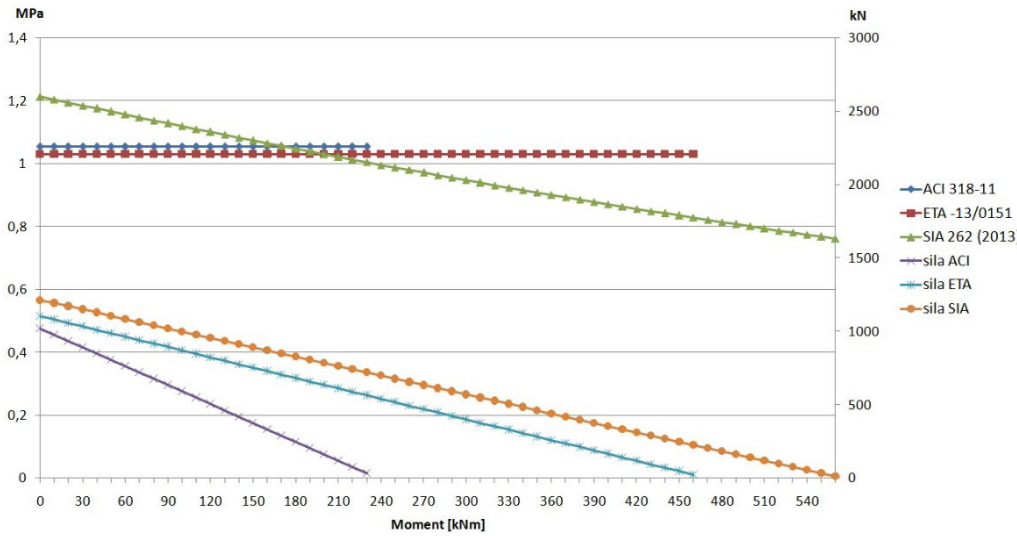
## 2.4 UPOREDNA ANALIZA REZULTATA

Na osnovu sprovedenog proračuna može se uočiti da standardi kojima se bavi ovaj rad imaju različite pristupe proračunu, što za posledicu ima različita rešenja. Kao što je već navedeno, vrednosti uticaja sračunate su tako da daju maksimalne moguće napone u ploči. Slikama 7 i 8 prikazane su vrednosti napona u kritičnom preseku unutar i izvan zone armiranja u zavisnosti od kombinacije momenta savijanja u ploči i odgovarajuće sile u stubu, koje su date posebnim krivama i čije se vrednosti mogu pročitati na desnoj vertikalnoj osi dijagrama.




*Slika 7 Naponi u preseku unutar zone armirane moždanicima za različite kombinacije uticaja*

Razlika u naponima se javlja kao posledica različitih dužina kritičnih preseka. Različite vrednosti sila u stubovima su posledica različitih nosivosti prema svakom od standarda. Važna razlika ACI 318-11 u odnosu na druga dva je ograničenje čvrstoće čelika na 60000 psi (oko 413 MPa). Do različitih rezultata dovodi i drugačije tretiranje nosivosti ploče osigurane moždanicima. Sa dijagrama sledi da standard SIA 262 (2013) omogućava najveće sile u stubu za isti moment savijanja. Imajući u vidu da su sile u ovim primerima uslovljene nosivošću ploče na smicanje od probijanja, sledi da se prema standardu SIA 262 (2013) dobija najveća nosivost.




*Slika 8 Naponi u preseku izvan zone osiguranja moždanicima za različite kombinacije uticaja*

# 3 ZAKLJUČAK

Ovim radom prikazana je upotreba moždanika sa dve glave kao smičuće armature za osiguranje ploče od proboja. Prikazane su osnovne jednačine za određivanje nosivosti, date su postavke računskih primera čiji su rezultati iskorišćeni za uporednu analizu. Na osnovu odredaba standarda i rezultata priloženih primera, analizom je zaključeno sledeće:

- Metodologija proračuna prema ovim standardima se razlikuje i nemoguće je izvršiti analizu na identičnim primerima, pa se i sama rešenja ovih primera razlikuju. Međutim, moguće je bilo odrediti vrednosti parametara nosivosti i njih uporediti.
- Standard ACI 318-11 daje najkonzervativnija rešenja. Ovo je bilo očekivano imajući u vidu da je najstariji od tri opisana standarda.
- Usled ograničenja nosivosti moždanika u standardu ACI 318-11, za istu nosivost preseka kao i prema druga dva standarda neophodno je usvojiti veći broj moždanika duž kritičnog preseka.
- Standard SIA 262 (2013) omogućava upotrebu manjeg broja moždanika u kritičnom preseku, jer za razliku od ETA -13/0151 uzima u obzir doprinos nosivosti betona ukupnoj nosivosti u kritičnom preseku.

- Standard SIA 262 (2013) omogućava upotrebu manjeg broja moždanika po elementu
- Za iste karakteristike poprečnog preseka i identičan raspored moždanika standard SIA 262 (2013) omogućava veće sile u kritičnom preseku od ETA -13/0151.
- Standard SIA 262 (2013) jedini uzima u obzir uticaj deformacije ploče na vrednost nosivosti na probijanje, što omogućava realističnji pristup problemu.

Zaključuje se da standard SIA 262 (2013) daje najekonomičnija rešenja u pogledu utroška čelika za osiguranje od proboja. Pojava novog američkog standarda će doneti najverovatnije i promenu u pristupu proračunu nosivosti veze stuba i ploče i mogla bi da bude predmet neke nove analize.

## LITERATURA


[1] *Shear Strength of Slabs with Double- Headed Shear Studs in Radial and Orthogonal Layouts.* **Birkle, G / Dilger, W.H.** SP-265-23, s.l. : American Concrete Institute, 2009, T. 265, стр. 499-510.

[2] **Birkle, G.***Punching of Flat Slabs: Influence of Slab Thickness and Stud Layout.* Calgary, AB, Canada : University of Calgary, 2004.

[3] **Peikko group.** PSB Reinforcement against punching failure of slabs. *materials.crasman.fi.* [Na mreži] jun 2013. [Citirano: 25 avgust 2014.] http://materials.crasman.fi/materials/public/619a39e33f08620b52806e0a9ceed2ac/download?link_id=13360&folder_id=1380.

[4] **ACI.***Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary.* farmington Hills, MI : American Concrete Institute, 2012. 978-0-87031-744-6.

[5] **DIBT.** European Technical Approval ETA-13/0151. *materials.crasman.fi.* [Na mreži] 30 maj 2013. [Citirano: 25 08 2014.] http://materials.crasman.fi/materials/extloader/?fid=43985&org=2&chk=185a5332.

[6] **SIA 262:2013.***SIA 262:2013 Betobau.* Zurich : SIA, 2013. str. 102. SN 505262:2013 de.

[7] **Joint ACI-ASCE Committee 421.***Guide to Shear Reinforcement for Slabs (ACI 421.1R-08).* Farmington Hills, MI : American Concrete Institute, 2008. 978-0-87031-280-9.

[8] *Europäische Bemessungsregeln für Doppelkopfanker als Durchstanzbewehrung.* **Ricker, Marcus / Häusler, Frank.** Berlin : Ernst & Sohn, 2014, Beton- und Stahlbetonbau, T. 1, str. 30-42. DOI: 10.1002/best.201300056.

[9] **Evrokod 2.***EN 1992-1-1:2004 Proračun betonskih konstrukcija Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade.* Beograd : CEN, 2006.

[10] **Halfen.** HDB - Shear reinforcement. *Halfen.* [Na mreži] 2014. [Citirano: 30 08 2014.] http://www.halfen.com/uk/777/products/reinforcement-systems/hdb-shear-reinforcement/introduction/.

[11] **Peikko group.** DSA Stud Rails. *Peikko group.* [Na mreži] 2014. [Citirano: 30 08 2014.] http://www.peikko.ca/product-en_ca/p=DSA+Stud+Rails.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Tatjana Isaković*[1] *i Matej Fischinger*[2]

## SEIZMIČKI ODGOVOR ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HALA

***Rezime:***

Seizmičkom odgovoru tipičnih montažnih hala dugo se nije posvećivalo puno pažnje, pre svega zbog njhovog naizgled vrlo jednostavnog konstrukcionog sistema. Vrlo oskudno znanje se odražavalo i u standardima, u kojima su mnogi zahtevi bili često vrlo konzervativni i nejasni. U članku su prikazana istraživanja sprovedena na građevinskom fakultetu Univerziteta u Ljubljani u okviru više evropskih projekata, na kojima su sarađivala različita evropska udruženja projektanata i izvođača montažnih konstrukcija, različiti univerziteti i instituti. Rezultati tih istraživanja su značajno doprineli unapređenju znanja na području seizmičkog odgovora montažnih konstrukcija, a imali su ili će tek imati i veliki uticaj na razvoj Evrokod standarda.

*Ključne reči: armiranbetonske montažne hale, seizmički odgovor, standardi*

## SEISMIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE PRECAST INDUSTRIAL BUILDINGS

***Summary:***

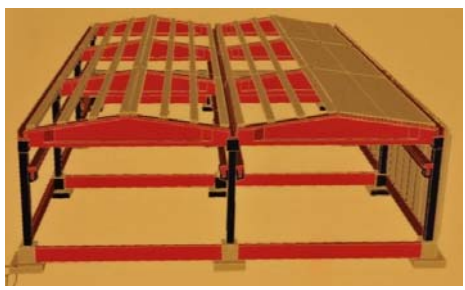
Due to the relatively simple structural system of reinforced concrete precast buildings, their seismic response was poorly understood. This was reflected in ambiguous and in many cases quite conservative code requirements. The paper includes the description of the research, conducted at the Faculty of Civil Engineering in Ljubljana in the frame of several European projects, were the cooperation of European associations of precast industry, universities and institutes was established. These researches have had an important impact to the improvement of the knowledge and the existing and future requirements of Eurocode standards.

*Key words: reinforced concrete precast buildings, seismic response, standards*

[1] Redovni profesor., dr, Univerzitet u Ljubljani, Fakultet za građevinarstvo i geodeziju, Ljubljana, Slovenija
[2] Redovni profesor., dr, Univerzitet u Ljubljani, Fakultet za građevinarstvo i geodeziju, Ljubljana, Slovenija

## 1 UVOD

Montažne konstrukcije možemo definisati kao konstrukcije sastavljene iz prefabrikovanih elemenata, koji se spajaju na mestu izgradnje konstrukcije. Evidentno je da njihov odgovor na uticaj različitih vrsta opterećenja prvenstveno zavisi od vrste i kvaliteta veza između konstrukcionih elemenata. To su potvrdili i događeni zemljotresi, tokom kojih je njihov odgovor varirao od veoma dobrog do potpune katastrofe [1]. Zato je teško donositi generalne zaključke o adekvatnosti montažnih konstrukcija za seizmička područja. Pri njihovom projektovanju moramo pre svega voditi računa o velikoj moralnoj odgovornosti, koju imamo pri zaštiti svakog pojedinog ljudskog života.



*Slika 1 - Konstrukcioni sistem tipične montažne hale*



*Slika 2 – Noseća konstrukcija je sastavljena od konzolnih stubova*

Još donedavno je znanje na području zemljotresnog odgovora montažnih konstrukcija bilo prilično oskudno. Kako bi to znanje barem delimično unapredili, veliki deo svojih istraživanja smo u proteklih dvadeset godina posvetili seizmičkom odgovoru jednog od najzastupljenijih tipova montažnih sistema, koji je sastavljen od konzolnih stubova međusobno povezanih gredama (slike 1 i 2). Grede i stubovi su najčešće zglobno povezani pomoću moždanika, od čijeg ponašanja u velikoj meri zavisi i celokupan seizmički odgovor konstrukcije. Na osnovu istraživanja ovog sistema promenjeni su i, nadamo se, unapređeni zahtevi standarda Evrokod 8.

Pri istraživanju seizmičkog odgovora se često oslanjamo na iskustva, koja smo stekli tokom događenih zemljotresa, koji nam obično ukažu na većinu neodstataka u konstrukcijama. Zato su u sledećem poglavju (2. poglavlje) prvo rezimirana najčešća oštećenja, koja su uticala i na plan istraživanja, sprovedenih u okviru nekoliko evropskih projekata, rezimiranih u 3. poglavlju. U okviru tih projekata je bila ostvarena dobra saradnja između različitih institucija, počevši od udruženja evropskih projektanata i izvođača montažnih konstrukcija, do nekoliko univerziteta i instituta. U 4. poglavlju su rezimirani rezultati istraživanja, koja su sporovedena na Fakultetu za građevinarstvo i geodeziju Univerziteta u Ljubljani, koji su već uticali ili će tek imati uticaja na različite zahteve u Evrokod 8 standardu, koji se odnose na montažne konstrukcije.

## 2 SEIZMIČKI ODGOVOR MONTAŽNIH HALA U DOGOĐENIM ZEMLJOTRESIMA

Uprkos tome da su montažni sistemi, prikazani na slikama 1 in 2, veoma zastupljeni u praksi, informacije o njihovom seizmičkom odgovoru još su donedavno bile relativno šture,

ponekad čak i kontraverzne. Tokom većine događenih zemljotresa ovi su se sistemi ponašali uglavnom dobro, ali je bilo i slučajeva, gde su bili potpuno sravnjeni sa zemljom.

Njihov odgovor je često zavisio i od karakterstika zemljotresa. Tako je npr. tokom zemljotresa Friuli odgovor montažnih industrijskih hala bio dobar [2]) između ostalog i zato što su konstrukcije bile izložene visokofrekventnim pomeranjima tla, koje je odlikovalo malo energije i relativno mala pomeranja u području predominantnih perioda oscilovanja montažnih konstrukcija. Nasuprot tome je tokom zemljotresa Emilia, koji se desio u blizini lokacije zemljotresa Friuli, bila na montažnim konstrukcijama ustanovljena prilično velika šteta (npr. [3]). Uglavnom su bile oštećene ili porušene konstrukcije, koje nisu ni bile projektovanje za uticaj zemljotresnih sila (naime, područje oko Bolonje je tek 2003 godine uvršteno u seizmički ugrožena područja). Među porušenim konstrukcijama su se, međutim, našle i novije konstrukcije. Zemljotres Emilia je (naročito komponenta N-S na dan 29. 5.) imao puno nepovoljnije karaktersitike za konstrukcije dugačkih perioda oscilovanja, što se može reći i za zemljotrese Vrancea [4] i neke od turskih zemljotresa.

Tokom italijanskog zemljotresa L'Aquila nisu primećena oštećenja glavnih konstrukcionih elemenata, ali su zato (kao i tokom zemljotresa Emilia) bila česta oštećenja nekonstrukcionih fasadnih panela. Prilikom zemljotresa u Crnoj Gori [5] su oštećenja montažnih konstrukcija bila mala i uglavnom prouzrokovana rotacijama temelja i lošim kvalitetom tla.

Kada se podvuče crta pod oštećenja, identifikovana tokom događenih zemljotresa, možemo reći da je, bez obzira na lokaciju i vrstu zemljotresa, najviše oštećenja prouzrokovano sledećim uzrocima:

- Rušenje cele konstrukcije je najčešće bilo prouzrokovano kolapsom veza između pojedinih konstrukcionih elemenata (slika 3); U dosta slučajeva nije između glavnih konstrukcionih elemenata ni bilo nikakvih veza, naročito u područjima, za koja se smatralo, da nisu ugrožena zemljotresom. To je dodatno ubrzalo rušenje cele konstrukcije.
- Ozbiljna oštećenja su često bila prouzrokovana nedovoljnom količinom nepravilno konstruisanih uzengija.
- Često su velika oštećenja nastala i zbog nedovoljne osne krutosti krovnih i podnih ploča.
- Nesimetričan raspored krutosti često je prouzrokovao neugodna torzijska opterećenja.
- Neočekivano velika pomeranja u kombinaciji sa kratkim dužinama naleganja i lošim vezama između konstrukcionih elementima su često prouzrokovala rušenje glavnih greda.
- Nedostatak veza, u kombinaciji sa lošim temeljima, često je prouzrokovao potpuno rušenje konstrukcije.
- Glavna konstrukcija dosta puta nije pretrpela nikakva oštećenja, ali su zato nekonstrukcioni elementi, kao što su npr. fasadni paneli, bili praktično potpuno uništeni. (slika 4).



*Slika 3 – Rušenje greda tokom zemljotresa u Emiliji [3]*



*Slika 4 – Kolaps fasadnih panela [6]*

## 3 EVROPSKI PROJEKTI, U OKVIRU KOJIH JE BIO ISPITIVAN SEIZMIČKI ODGOVOR MONTAŽNIH HALA

Zahtevi ranijih verzija Evrokod 8 standarda, koji su se odnosili na montažne konstrukcije, bili su prilično konzervativni, pre svega zato što je znanje o njihovom seizmičkom odgovoru bilo loše. Tako je, na primer, dozvoljena redukcija zemljotresnih sila bila vrlo mala; pojednostavljeno rečeno, zahtevalo se da se montažne konstrukcije projektuju uzimajući u obzir praktično elastičan odgovor. To je izazvalo veliki šok ovog područja građevinske industrije. Naime, do tada su montažne konstrukcije bile projektovane na sličan način i za sličan nivo seizmičkih sila kao i konstrukcije, koje su bile građene na licu mesta.

Zato se pristupilo sistematskom istraživanju njihovog seizmičkog odgovora. S obzirom na veliku raznolikost ove vrste konstrukcija, bili su ispitani samo najzastupljeniji sistemi. Zato je potrebno izričito naglasiti, da se rezultati obavljenih istraživanja odnose samo na razmatrane sisteme. Te rezultate ne možemo generalizovati na druge tipove montažnih konstrukcija bez prethodnih dodatnih istraživanja. Avtori ovog članka smatraju, da seizmički odgovor svakog montažnog sistema (pre svega njegova sposobnost disipacije energije) mora biti eksperimentalno i analitički detaljno istražen pre nego što se pristupi njegovoj masovnoj primeni u praksi. Posebnu pažnju je pri tom potrebno posvetiti vezama između konstrukcionih elemenata.

Montažni sistemi, koji su opisani u ovom članku, su bili sistematski verifikovani u okviru 5 velikih evropskih projekata [7]. Te projekte su delimično financirala udruženja projektanata i izvođača montažnih konstrukcija iz Italije, Grčke, Turske, Portugalije i Španije. Istraživanjima, koja su sprovedena u različitim evropskim istarživačkim centrima (European Laboratory for Structural Assessment, JRC-ELSA; Istanbul Technical University – ITU; LABOR; National Laboratory of Civil Engineering in Lisbon, LNRC; National Technical University of Athens, NTUA; Politecnico di Milano., POLIMI and University of Ljubljana; UL) je rukovodio prof. Giandomenico Toniolo. Detaljan pregled ovih projekata je prikazan u [1] i [7]. Na osnovu ovih istraživanja su unapređeni zahtevi Evrokod 8 standarda. Najznačajniji rezultati ovih projekata su:

- kalibracija faktora ponašanja
- metode za projektovanje tipičnih veza između konstrukcionih elemenata [8]
- metode za procenu seizmičkog opterećenja i različitih uticaja tog opterećenja u višespratnim montažnih halama
- predlog mnogih inovativnih konstrukcionih rešenja za veze između različitih konstrukcionih elemenata

- analiza seizmičke ugroženosti montažnih hala, koja je kasnije upotrebljena za pripremu uputstava za projektovanje [8]
- analiza nosivosti veza između fasadnih panela i glavne noseće konstrukcije. Postupak projektovanja montažnih konstrukcija, u kome je prilikom procene seizmičkog odgovora uzet u obzir i uticaj fasadnih panela.

## 4 REZULTATI ISTRAŽIVANJA NA GRAĐEVINSKOM FAKULTETU U LJUBLJANI

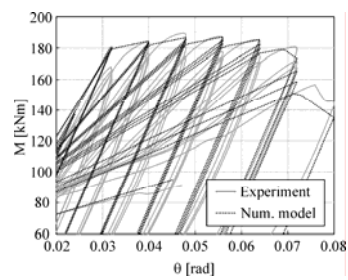
Obimna istraživanja sprovedena na građevinskom fakultetu u Ljubljani su značajno doprinela ostvarenju svih najznačajnih rezultata, nabrojanih u prethodnom poglavlju. Izdvojićemo samo pet najznačajnijih rezultata: 1) modeliranje nelinearnog seizmičkog odgovora vitkih konzolnih stubova, 2) analiza cikličnog odgovora veza između greda i stubova, 3) analiza cikličnog odgovora tipičnih veza između fasadnih panela i glavne noseće konstrukcije, 4) uticaj viših tonova oscilovanja na seizmički odgovor višespratnih montažnih hala, 5) analiza zemljotresne ugroženosti montažnih industrijskih hala.

### 4.1 Modeliranje nelinearnog seizmičkog odgovora vitkih konzolnih stubova

Konstrukcioni sistem prizemnih industrijskih hala je jednostavan. Takve hale se mogu modelirati kao niz povezanih konzolnih vitkih stubova. Zato je, na prvi pogled, njihovo modeliranje trivijalno, naročito ako uzmemo u obzir postojeće vrlo opširne baze podatka o stubovima (npr. [9], koja je nastala na osnovu brojnih eksperimentalnih ispitivanja) i ako uzmemo u obzir dobro ispitane numeričke modele stubova, koji imaju veoma široku primenu. Međutim, problem nije tako jednostavan, pre svega zbog izuzetno velike vitkosti stubova u montažnim halama, sa rasponima smicanja, koji imaju vrednosti i do 12,5. U zgradama, građenim na licu mesta, je taj razpon znatno manji, npr. 3 – 6, što je i tipični razpon stubova, uvrštenih u eksperimentalne baze podataka, odnosno stubova, za koje možemo primeniti postojeće numeričke modele.



*Slika 5 - Prosečna rotacija stuba (drift) može iznoiti i više od 7% njegove visine*




*Slika 6 - Poređenje analitičkog i eksperimentalnog odgovora*

Izuzetna vitkost stubova u montažnim halama je bila potvrđena i tokom eksperimenta u laboratoriju ELSA (slika 5). Tako je, na primer, prosečna rotacija (engl. „drift“) u trenutku razvlačenja podužne armature u stubovima iznosila 2,8% visine stuba. Kod stubova uobičajenih vitkosti, je to obično vrednost koja odgovara kolapsu konstrukcije. U istraženoj montažnoj hali (slika 5) je prosečna rotacija u trenutku kolapsa stubova iznosila 7% njihove

visine. S obzirom na ove specifičnosti, za numeričke analize takvog ponašanja je bilo potrebno modifikovati postojeće numeričke modele. Za studije seizmičke ugroženosti hala bilo je potrebno definisati i ponašanje stuba neposredno pre njegovog kolapsa. Najbolji analitički rezultati (slika 6) su dobijeni pomoću modela, koji su detaljno opisani u [10].

### 4.2 Analiza cikličnog odgovora veza između greda i stubova, izvedenih u obliku moždanika

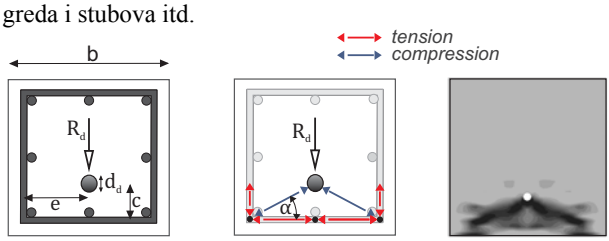
Na građevinskom fakultetu Univerziteta u Ljubljani i NTUA u Atini su sprovedena detaljna eksperimentalna istraživanja cikličnog odgovora moždanika, koji se u većini hala upotrebljavaju za spajanje greda i stubova. U Ljubljani je posebna pažnja posvećena odgovoru ovih veza pri velikim relativnim rotacijama između greda i stubova, jer se takvo stanje može realno očekivati pri jakim zemljotresima. Program istraživanja je bio vrlo obiman. Podaci o eksperimentima se mogu naći u [1] i [11].

Ti eksperimenti su potvrdili, da kolaps moždanika može nastati zbog dva razloga: a) kada naponi zatezanja pređu kapacitet veze na zatezanje – to je tzv. *globalni kolaps veze* i b) kada naponi pritska oko moždanika pređu nosivosti betona na pritisak – to je tzv. *lokalni kolaps veze*.

*Lokalni kolaps* je u literaturi bio i pre izvedenih ekspeirmenata relativno dobro istražen (npr. [12]). Nosivost veze $R_{u,c}$, koja odgovara ovom stanju, se može definisati kao:

$$R_{u,c} = C_0 / \gamma_R \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}},$$

gde je $f_{ck}$ karakteristična nosivost betona na pritisak, $f_{yk}$ granica razvlačenja armature, $d_b$ prečnik moždanika, a $C_0/\gamma_R$ faktori pomoću kojih uzimamo u obzir faktore sigurnosti, redukciju nosivosti zbog cikličnog opterećenja, redukciju nosivosti zbog velikih relativnih deformacija između greda i stubova itd.




$$\alpha \le \pi/4 \rightarrow F_{max} = 2\,T_2 \tan\alpha = 2\,A_{s1}\,f_{sy} \tan\alpha\,,$$

$A_{s1}$ je površina uzengije, a $f_{sy}$ granica razvlačenja uzengija

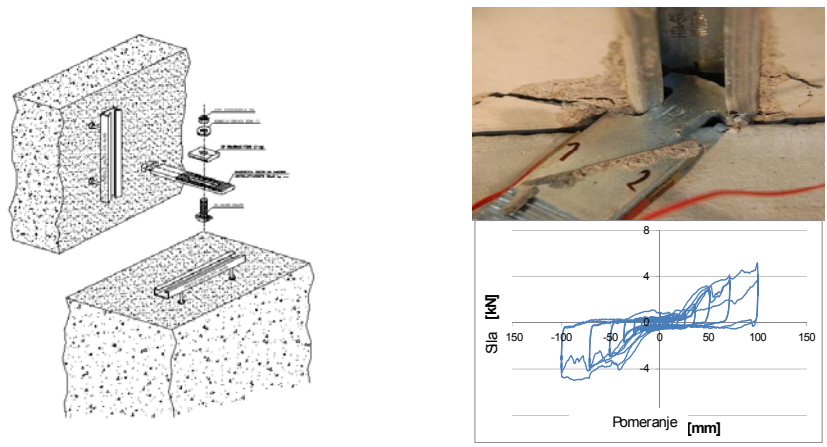
*Slika 7 – Mehanizam globalnog kolapsa veze između grede i stuba u obliku moždanika*

Mehanizam globalnog kolapsa je, međutim, bio praktično neistražen. Proračun nosivosti se u ovom slučaju bazirao na proračunu nosivosti vijaka, ugrađenih u beton [13]. Pri tom se nije adekvatno uzimalo u obzir, da mogu uzengije oko moždanika značajno uticati ne samo na nosivost, već i na način kolapsa veze (mogu promeniti kolaps veze iz krhkog u duktilan). Na građevniskom fakultetu u Ljubljani je za procenu globalne nosivosti razvijen nov numerički model. Upotrebljen je tzv. "strut and tie" model, u kojem je doprinos uzengija eksplicitno uzet u obzir. Model je verifikovan eksperimentalnim i detaljnim analitičkim istraživanja pomoću

najsavremenjih konačnih elemenata. Jedan od primera proračuna globalne nosivosti je prikazan na slici 7. Više podataka je dostupno u [14].

### 4.3 Analiza cikličnog odgovora tipičnih veza između fasadnih panela i glavne noseće konstrukcije

Veze između fasadnih panela (koji se obično u procesu projektovanja tretiraju kao nekonstrukcioni elementi) i glavne noseće konstrukcije su do sada bile, kao i mnogi drugi problemi, vrlo loše istražene. U toku su istraživanja njihovog vrlo kompleksnog seizmičkog odgovora. Prvi rezultati ukazuju na to da uticaj panela na odgovor cele konstrukcije zavisi pre svega od odnosa krutosti veza i krutosti glavne noseće konstrukcije.




*Slika 8 – Jedna od istraženih veza in njen ciklički odgovor*

Fasadni paneli utiču na seizmički odgovor konstrukcije sve dok ne dođe do kolapsa njihove veze sa gredama ili stubovima. Zato moramo pri proceni uticaja panela na odgovor konstrukcije razpolagati i podacima o nosivosti tih veza. U tu svrhu su na građevinskom fakultetu u Ljubljani sprovedena obimna eksperimentalna istraživanja tipičnih veza između fasadnih panela i konstrukcije (slika 8). Eksperimenti su omogućili, da se po prvi put opiše mehanizam cikličnog odgovora, koji je do tada bio potpuno nepoznat [15]. Na osnovu ovih eksperimenata trenutno razvijamo adekvatne numeričke modele, s ciljem primene u projektanstkoj praksi.

### 4.4 Uticaj viših tonova oscilovanja na seizmički odgovor višespratnih montažnih hala

Izgradnja višespratnih montažnih zgrada uzima sve više maha u celoj Evropi. Zato se postavlja pitanje u kakvoj meri možemo rezultate istraživanja prizemnih hala primeniti i za višespratne konstrukcije. Utvrdili smo, da se njihov odgovor prilično razlikuje [1]. Stubovi su viši i opterećeni većim aksijalnim silama nego što je to slučaj u prizemnim halama. Ukoliko uzmemo u obzir pretpostavku o idealnoj zglobnoj vezi između greda i stubova, stubovi postaju nerealno vitki. Zato moramo pri njihovom proračunu upotrebiti realne numeričke modele

njihovih veza sa gredama. Najveća i najznačajnija razlika između višespratnih i prizemnih hala je svakako vezana na uticaj viših tonova oscilovanja, koji u višespratnim halama značajno utiču tako na sile u vezama, kao i na smičuće sile u stubovima [1]. To je potvrdio i eksperiment. Nakon eksperimenta je na građevinskom fakultetu u Ljubljani obavljena sistematska studija ovog uticaja. Na osnovu ove analize je predložen adekvatan postupak za projektovanje veza i za projektovanje stubova gde je uzet u obzir uticaj viših tonova oscilovanja. Više podataka o tome može se naći u [1].

### 4.5 Analiza zemljotresne ugroženosti montažnih industrijskih hala

Zemljotresnu ugroženost prizemnih in višespratnih hala smo procenili pomoću vrlo obimnih probablističkih studija. Rezimiraćemo samo najznačajnije zaključke ovih studija. Više podatka i detalja dostupno je u [1] i [16].

Zemljotresna ugroženost prizemnih hala, koje su projektovane striktno uzimajući u obzir zahteve Evrokod 8 standarda, je relativno mala. Verovatnoća njihovog kolapsa iznosi 0,1- 1,2 % u periodu od 50 godina. Analize su pokazale, da je ta verovatnoća mala pre svega zahvaljujući dodatnoj povećanoj nosivosti konstrukcija (engl. “overstrength”), kojom one razpolažu npr. zbog ograničenja pomeranja, zbog minimalne armature, zbog konzervativnih pretpostavki pri analizi perioda oscilovanja konstrukcije, itd. Kada pri projektovanju ove faktore izuzmemo iz proračuna, zemljotresna ugroženost montažnih hala se značajno poveća. U tom slučaju verovatnoća njhihovog kolapsa u periodu od 50 godina iznosi 1% - 8,5%.

Probabilističke studije, sprovedene na građevinskom fakultetu u Ljubljani su poslužile i kao osnova za kalibraciju faktora ponašanja za montažne hale. Potrebno je, međutim, izričito naglasiti, da se zaključci tih studija odnose izključivo na hale koje razpolažu jakim vezama između stubova i greda, odnosno na hale, gde su veze između kosntrukcionih elemenata projektovane pomoću metode programiranog ponašanja (engl. “capacity design”)..

Studija seizmičke ugroženosti višespratnih montažnih hala je pokazala da verovatnoća njihovog kolapsa nije mnogo veća od verovatnoće kolapsa prizemnih hala. To važi samo pod uslovom da su višespratne hale projektovane striktno po Evrokod standard, što dalje znači da sadrže jake veze izneđu konstrukcionih elemenata. To međutim, nije uvek moguće ispuniti, jer su u određenim slučajevima zahtevi standarda puno veći od kapaciteta veza, koje se danas najčešće upotrebljavaju u praksi. Dodatni problem u višespratnim halama mogu pretstavljati i dimenzije stubova, koje su zbog ograničenja pomeranja, u određenim slučajevima puno veće od dimenzija, koje su tipične za trenutnu praksu. Ti problemi se mogu rešiti pomoću ukrućenja, kao što su npr. armiranobetonska zidna platna ili (polu)krute veze između stubova i greda ili npr. pomoću naprava za disipaciju energije.

Na kraju navedimo još podatak da verovatnoća kolapsa višespratnih hala, u određenim slučajevima gde veze nisu projektovane uzimajući u obzir metodu programiranog ponašanja, može porasti na čak 20% za period od 50 godina.

## 5 ZAKLJUČAK

Za svaki montažni sistem moramo vrlo pažljivo i jasno definisati svaki pa i najmanji detalj. Naročito moramo voditi računa o vezama između konstrukcionih elemenata. Uopštavanje zaključaka i znanja o seizmičkom odgovoru istraženih sistema, koji su opisani u ovom članku, i njihova primena za slične sisteme, može biti vrlo opasna, jer i naizgled male

razlike mogu vrlo značajno promeniti seizmički odgovor cele konstrukcije. Zato su, na primer, već i stari jugoslovenski propisi za izgradnju konstrukcija u seizmički ugroženim područjima zahtevali da se prototip svakog montažnog sistema, planiran za masovnu primenu u praksi, detaljno istraži (eksperimentalno i analitički). Takva preporuka je uvrštena i u uputstva za projektovanje montažnih konstrukcija [8].

Avtori ovog članka smatraju, da se istraženi sistemi, koji su opisani u ovom članku, mogu primenjivati u seizmički ugroženim područjima, ali samo pod uslovom da se pri njihovom projektovanju beskompromisno ispoštuju svi zahtevi Evrokod standarda i pod uslovom da se uzmu u obzir sve preporuke, koje su uvrštene u uputstva za projektovanje [8]. To se naročito odnosi na one zahteve i preporuke, koji su prikazani u ovom članku. Najvažniji su svakako zahtevi koji se odnose na ograničenje deformacija konstrukcije (engl. „drift limitations“), i projektovanje veza između konstrukcionih elemenata pomoću metode programiranog ponašanja (engl. „capacity design“).

U članku su rezimirani rezultati istraživanja, koja su sprovedena na građevinskom fakultetu Univerziteta u Ljubljani. Posebnu pažnju smo posvetili istraživanju seizmičkog odgovora veza između stubova i greda, koje su izvedene u obliku moždanika. Ispitivali smo redukciju nosivosti moždanika pri velikim relativnim rotacijama između greda i stubova, koje su karakteristične za seizmički odgovor ispitivanih montažnih hala. Istraženi su osnovni mehanizmi odgovora i razvijeni postupci za projektovanje takvih veza. Nedavno je razvijen i postupak, s kojim možemo proceniti nosivost moždanika u slučaju globalnog kolapsa veze između stubova i greda, koji je do sada bio praktično neistražen.

Istraživali smo i seizmički odgovor višespratnih montažnih hala i uporedili ga s odgovorom prizemnih hala. Detektovali smo nekoliko problema, koje moramo uzeti u obzir pri projektovanju višespratnih hala. Među njima je svakako najznačajnije veliko povećanje seizmičkih sila u vezama i smičućih sila u stubovima, koje prouzrokuju viši tonovi oscilovanja. Predložili smo i postupak, pomoću kojeg možemo na relativno jednostavan način taj uticaj uzeti u obzir.

U višespratnim halama, sa čistim zglobnim vezama, dimenzije stubova mogu biti prilično velike, pre svega zbog strogih ograničenja pomeranja. Problem se može rešiti pomoću ukrućenja, kao što su npr. armiranobetonska zidna platna ili (polu)krute veze između stubova i greda ili npr. pomoću naprava za disipaciju energije.

Na građevinskom fakultetu Ljubljani smo razvili detaljne numeričke modele, s kojima je moguće dobro opisati vrlo komplikovan seizmički odgovor veza između stubova i greda u obliku moždanika. Te modele smo potom prilagodili projektantskoj praksi. Definisali smo i posebne numeričke modele koji su namenjeni seizmičkoj analizi vrlo vitkih stubova u montažnim halama. Pomoću tih modela su sprovedene vrlo obimne probabilističke studije seizmičke ugroženosti montažnih hala. Te studije su pokazale, da je njihova ugroženost relativno mala, pod uslovom da su veze između konstrukcionih elemenata dovoljno jake i pod uslovom, da su pri projektovanju u obzir uzeta stroga ograničenja pomeranja.

Veze između fasadnih panela (koji se obično u procesu projektovanja tretiraju kao nekonstrukcioni elementi) i glavne noseće konstrukcije su do sada bile, kao i mnogi drugi problemi, vrlo loše istražene. U toku su istraživanja njihovog vrlo kompleksnog seizmičkog odgovora. Prvi rezultati ukazuju na to da uticaj panela na odgovor cele konstrukcije zavisi pre svega od odnosa krutosti veza i krutosti glavne noseće konstrukcije.

Na kraju bi želeli naglasiti još jedan važan podatak, a to je, da su sve analize, koje su pomenute u članku, bile sprovedene samo za regularne konstrukcije.

**ZAHVALA**

Opisana istraživanja su sprovedena u okviru evropskih projekata: PRECAST (Grant agreement no. G6RD-CT-2002-00857), SAFECAST project (Grant agreement no. 218417-2) i SAFECLADDING project (Grant agreement no. 314122), koje je financirala EU. Avtori se zahvaljuju dr. Mihi Kramaru i Blažu Zoubku za njihov veliki doprinos tim istraživanjima.

**LITERATURA**

[1] Fischinger, M., Zoubek, B., Isaković, T.: *Seismic Response of Precast Industrial Buildings*, Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology, Springer, 2014, Vol. 1, strane 131 - 177.

[2] EERI: *Friuly, Italy earthquakes of 1976*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, 1979.

[3] Bournas, A., Negro, P., Taucer, FT: *Performance of industrial buildings during the Emilia earthquakes in Northern Italy and recommendations for their strengthening.* Bulletin of Earthquake Engineering, published on-line, june 2013.

[4] Tzenov, L.L., Sotirov, Boncheva. P.: *Study of some damaged industrial buildings due to Vrancea earthquake*. 6th ECEE Dubrovnik, 1978, vol 6, pp 59–65.

[5] Fajfar, P., Duhovnik, J., Reflak, J., Fischinger, M., Breška, Z.: *The behaviour of buildings and other structures during the earthquakes of 1979 in Montenegro*, IKPIR publication 19A, University of Ljubljana, Ljubljana, 1981.

[6] Toniolo, G., Colombo, A. *Precast concrete structures: the lessons learned from the L'Aquila earthquake*. Structural Concr ete, 2012, Vol.13, pp 73–83.

[7] Toniolo, G.: *European research on seismic behaviour of precast structures*. 2012 NZSEE Conference, 2012.

[8] Negro, P., Toniolo G.M.: *Design Guidlines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions*, JRC Scientific and Policy Reports, Ispra, 2013.

[9] Panagiotakos, T.B., Fardis M.N.: *Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate*. ACI Structural Journal, 2001, 98(2):135–148.

[10] Fischinger, M., Kramar, M., Isaković, T.: *Cyclic response of slender RC columns typical of precast industrial buildings*. Bulletin of earthquake engineering, 2008, vol. 6, no. 3, pp. 519-534

[11] Fischinger, M., Zoubek, B., Kramar, M., Isaković, T.: *Cyclic Response of Dowel Connections in Precast Structures*. 15th WCEE, Lisbon, 2012, 10 strana.

[12] Vintzeleou, E.N., Tassios, T.P.: *Mathematical model for dowel action under monotonic and cyclic conditions*. *Mag. Concr. Res.*, 1986, Vol, 38, pp. 13-22.

[13] CEN/TS 1992-1-1: *Design of fastenings for use in concrete - Part 4-2: Headed Fasteners*, 2005, 89/106/EEC.

[14] Zoubek, B., Fischinger, M., Isaković, T.: *Seismic Response of Dowel Connections in Precast Industrial Buildings*, 2ECEES, Istanbul, 2014, 11 strana.

[15] Isaković, T., Zoubek B., Lopatič, J., Fischinger, M.: *Experimental Research of Typical Cladding Panel Connections in Industrial Buildings*, 2ECEES,Istanbul, 2014, 10 strana.

[16] Kramar, M., Isaković, T., Fischinger, M.: *Seismic Collapse Risk of Precast Industrial Buildings with Strong Connections*. Earthquake engineering & structural dynamics, 2010, vol. 39, no. 8, pp. 847-868.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Ognjen Mijatović[1], Manuel Desančić[2], Zoran Mišković[3], Ljiljana Mišković[4]*

# VIBRACIONA PLATFORMA I MODEL VIŠESPRATNE ZGRADE ZA DINAMIČKO ISPITIVANJE

***Rezime:***

U radu je dat prikaz konstruisane vibro-platforme (dvoosnog mehaničkog pobuđivača vibracija za dinamička ispitivanja modela konstrukcija i elemenata. Prikazani su detalji funkcionisanja vibro-platforme i način generisanja harmonijskih pomeranja. Takođe, prikazano je projektovanje i konstruisanje modela višespratne zgrade sa dinamičkim karakteristikama adekvatnim za ispitivanje na vibro-platformi. Geometrijske karakteristike elemenata kao i način ostvarivanja veza u čvorovima prikazane su u svrhu postizanja odgovarajućih dinamičkih karakteristika modela konstrukcije. Numerička modalna analiza modela višespratne zgrade sprovedena je primenom programa za analizu konstrukcija konačnim elementima SAP2000.

*Ključne reči: vibro-platforma, harmonijska pobuda, prostorne konstrukcije*

# VIBRATION PLATFORM AND MODEL OF MULTI-STOREY BUILDING FOR DYNAMIC TESTING

***Summary:***

In the paper we present the development of vibration-platform (biaxial mechanical shaker) for vibration testing of spatial structure. Presented are details of platform operation and harmonic displacement generation. Also, design and construction of model of multi-storey building with dynamic properties adequate for testing on vibration platform. Details of member dimensions and node connections are explained to achieved target dynamic properties for testing on vibration platform. Modal analysis of the building model carried out using FEM software for structural analysis SAP 2000.

*Key words: vibration-platform, harmonic excitation, spatial structures*

[1] dipl.inž.građ., student master studija, mijatovicognjen@yahoo.com
[2] dipl.inž.građ., student master studija, manueldesancic@yahoo.com
[3] V.prof. dipl. građ.inž., mzoran@imk.grf.bg.ac.rs
[4] dipl.inž.građ., miskoviclj@sicip.co.rs,
[1, 2, 3] Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. kralja Aleksandra 73, Beograd, Republika Srbija
[4] Institute of Transportation - CIP, Nemanjina 6/IV, Belgrade, Republika Srbija

# 1 UVOD

Ispitivanjem na vibro-platformama mogu se dobiti važni podaci o dinamičkom odgovoru, krutosti i prigušenju konstrukcije za različite nivoe pobude. Tačna teorijska rešenja koja opisuju ponašanje konstrukcije pri dinamičkom delovanju moguće je dobiti samo za jednostavne i idealizovane slučajeve, [1]. Ispitivanjima na vibracionoj platformi dobijaju se realni podaci koji služe za numeričko modeliranje konstrukcije. Kako bi podaci bili relevantni za poređenje, dinamičke karakteristike modela konstrukcije treba da budu adekvatne, u odgovarajućem frekventnom opsegu, mogućnostima pobude na vibracionoj platformi, [2]. U prvom delu rada je prikazana konstrukcija vibracione platforme koja generiše harmonijska pomeranja u jednom ili dva pravca, što se najčešći zahtevi za konstrukciju vibracionih platformi. S obzirom na visoku cenu na tržištu dostupnih uređaja, autori su samostalno razvili vibro-platformu koja je primenjena za ispitivanje više modela konstrukcija. U drugom delu rada prikazan je model skeletne konstrukcije višespratne asimetrične zgrade sa približno krutim tavanicama i krutim čvorovima, pri čemu su svi stubovi konstrukcije uklješteni.

# 2 OSNOVNE KARAKTERISTIKE MEHANIČKOG POBUĐIVAČA

Taksativno se daju osnovne karakteristike izvedenog uređaja:

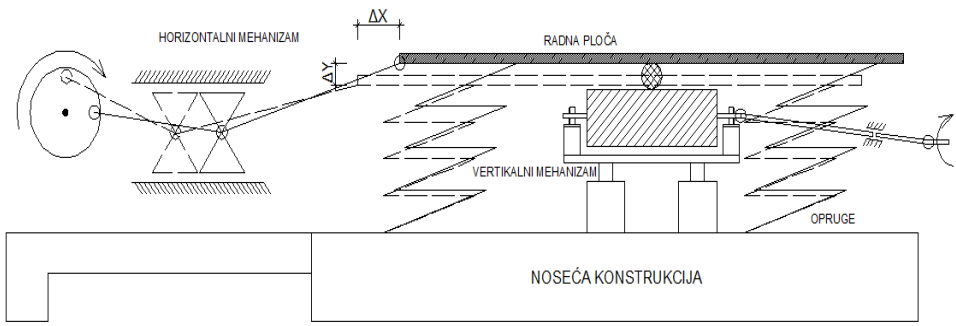
- Težina: 980 kg
- Dimenzije uređaja u osnovi: 310 cm x 250 cm
- Vrsta pogonskih motora: monofazni kolektorski elektromotor
- Broj pogonskih motora: 2
- Elektromotor horizontalnog mehanizma: snaga 2.2 kW, broj obrtaja 6200 obr/min
- Elektromotor vertikalnog mehanizma: snaga 2.0 kW, broj obrtaja 6000 obr/min
- Način veze platforme sa podlogom: četiri opruge u uglovima platforme
- Maksimalna nosivost platforme: 4.50 kN
- Opseg amplitude u horizontalnom pravcu: od 8-45 mm
- Amplituda u vertikalnom pravcu: 10 mm
- Opseg radne frekvencije u horizontalnom pravcu: od 1- 4Hz sa rezolucijom 0.2Hz
- Opseg radne frekvencije u vertikalnom pravcu: od 1 - 4Hz sa rezolucijom 0.2Hz
- Dimenzije vibro-platforme: 106 x 106 cm

# 3 PRINCIP RADA DVOOSNOG MEHANIČKOG POBUĐIVAČA

Prilikom dejstva harmonijske sile na platformu, realizuje se kretanje "napred-nazad" kretanje oko neutralnog položaja. Takvo kretanje se može svrstati u tzv. periodična kretanja

odnosno harmonijsko kretanje, oscilovanje ili vibriranje. Prilikom tog kretanja u sistemu dolazi do stalnog pretvaranja kinetičke energije u potencijalnu i obrnuto [3]. Pri prolasku kroz neutralni položaj konstrukcija ima maksimalnu kinetičku, a u krajnjim položajima maksimalnu potencijalnu energiju. Najnepovoljniji slučaj za konstrukciju se dešava u stanju tzv. rezonancije kada je frekvencija pobude jednaka sopstvenoj frekvenciji konstrukcije. U tom slučaju, amplitude, u zavisnosti od prigušenja, postaju izuzetno velike, i može doći do sloma konstrukcije. Konstruisani uređaj je moguće koristiti za detektovanje sopstvenih oblika i ispitivanje ponašanja konstrukcije pri delovanju dinamičkog pomeranja osnove – platforme, a za različite frekvencije pobude.

Uređaj se sastoji od dve komponente. Horizontalnog mehanizma koji realizuje horizontalnu harmonijsku pobudu i vertikalnog mehanizma koji realizuje vertikalnu pobudu, pri čemu se obe realizuju na radnoj ploči (vibro-platformi). Konstrukcija uređaja omogućava pobudu u svakom od ova dva pravca posebno, a moguće je izazvati harmonijsku pobudu u oba, vertikalnom i horizontalnom pravcu, istovremeno, kako je prikazano na slici 1 sa šematskim kinematičkim prikazom uređaja.




ΔX HORIZONTALNO POMJERANJE(VERIKALNA AMPLITUDA)

ΔY VERTIKALNO POMJERANJE(HORIZONTALNA AMPLITUDA)

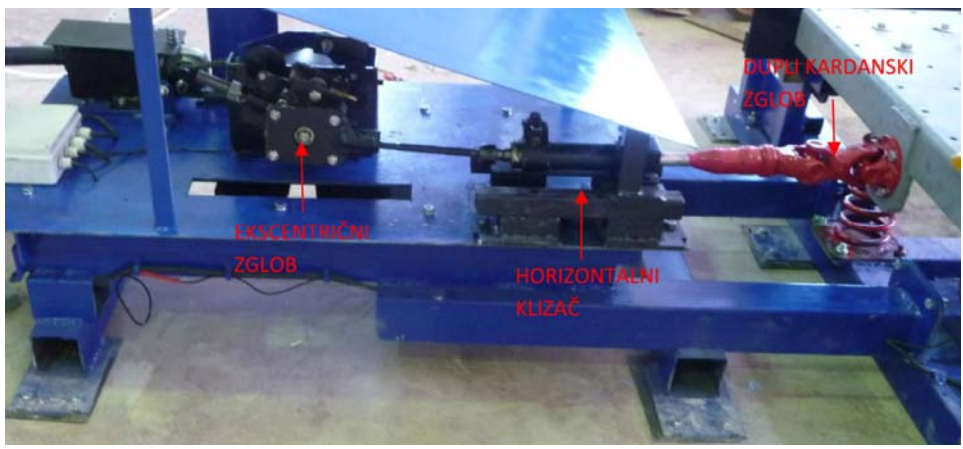
*Slika 1 –Kinematička šema dvoosnog mehaničkog pobuđivača vibracija*

Mehanički pobuđivač vibracija proizvodi dinamičku pobudu tako što se mehanički rad motora prenosi preko mehaničkih sklopova do radne platforme na kojoj se nalazi element ili model konstrukcije koja se ispituje. Pri dinamičkim ispitivanjima realnih građevinskih konstrukcija horizontalne vibracije su dominantne u odnosu na vertikalne. S obzirom da su stvarna dinamička opterećenja, kao što je pomeranje tla usled zemljotresa, prizvoljnog pravca, postoji i vertikalna pobuda. Ipak, tim komponentama se posvećuje manja pažnja jer objekti koji se dimenzionišu na zanačajnije komponente horizontalnog ubrzanja, obično su u stanju da prihvate uticaje od vertikalng ubrzanja. Treba imati na umu da su vertikalne oscilacije obično viših frekvencija od horizontalnih. U narednom, s obzirom da ćemo se uglavnom baviti ispitivanjem horizontalnom pobudom, ista će biti uglavnom predmet razmatranja.

### 3.1 MEHANIZAM ZA HORIZONTALNU POBUDU

Obrtno kretanje elektromotora snage 2 kW i obrtnog momenta 50 Nm, pretvara se u translatorno kretanje. Pogonski elektromotor ima 6200 obr/min i povezan je sa reduktorom prenosa 10:1 i dva lančanika sa prenosom 2:1. Lančanici su povezani dvorednim lanacem, čime se redukuje broj obrtaja, a s njom i izlazna snaga cca. dvadeset puta. Uz ovakvu redukciju, na izlaznoj osovini motora, dobija se 2.2 kW snage, dok na izlaznoj osovini reduktora realizuje približno 40 kW, odnosno 6200 obr/min na osovini motora i 310 obr/min na izlaznoj osovini reduktora.

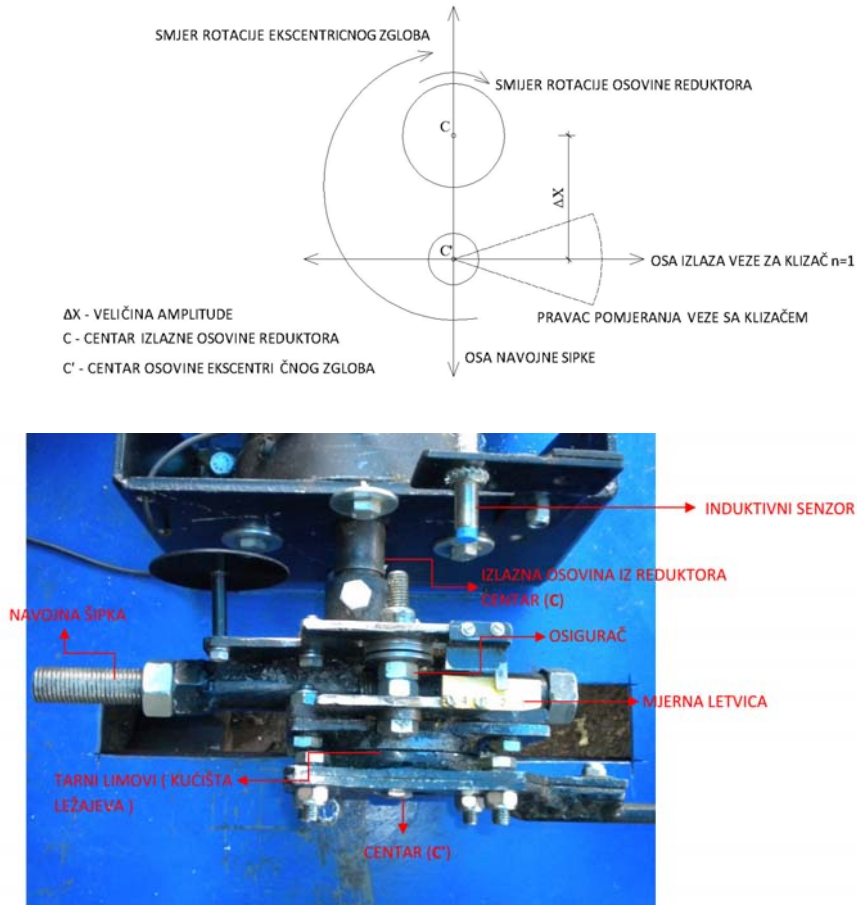
Izlazna osovina reduktora spojena je zglobom sa promenljivim ekscentrom, slika 3, čime se može korigovati amplituda oscilovanja. Zglob sa promenljivim ekscentrom povezan je sfernim zglobom sa klizačem sa jednim stepenom slobode pomeranja u horizontalnom pravcu, slika 2.




*Slika 2 - horizontalni mehanizam vibracione platforme*

Sferni zglob sprečava prenošenje momenta torzije sa konstrukcije platforme na zglob sa promenljivim ekscentrom, slika 3, jer u slučaju prenosa torzionog momenta sa platforme/konstrukcije na zglob, došlo bi do oštećenja istog. Shodno ovome, na izlazu iz klizača realizuje se samo aksijalna sila, koja se potom prenosi na vibro-platformu. Klizač je vezan za vibro-platformu preko dvostrukog kardanskog zgloba koji sprečava prenos poprečne sile sa vibro-platforme na pogonski sistem, slika 2.

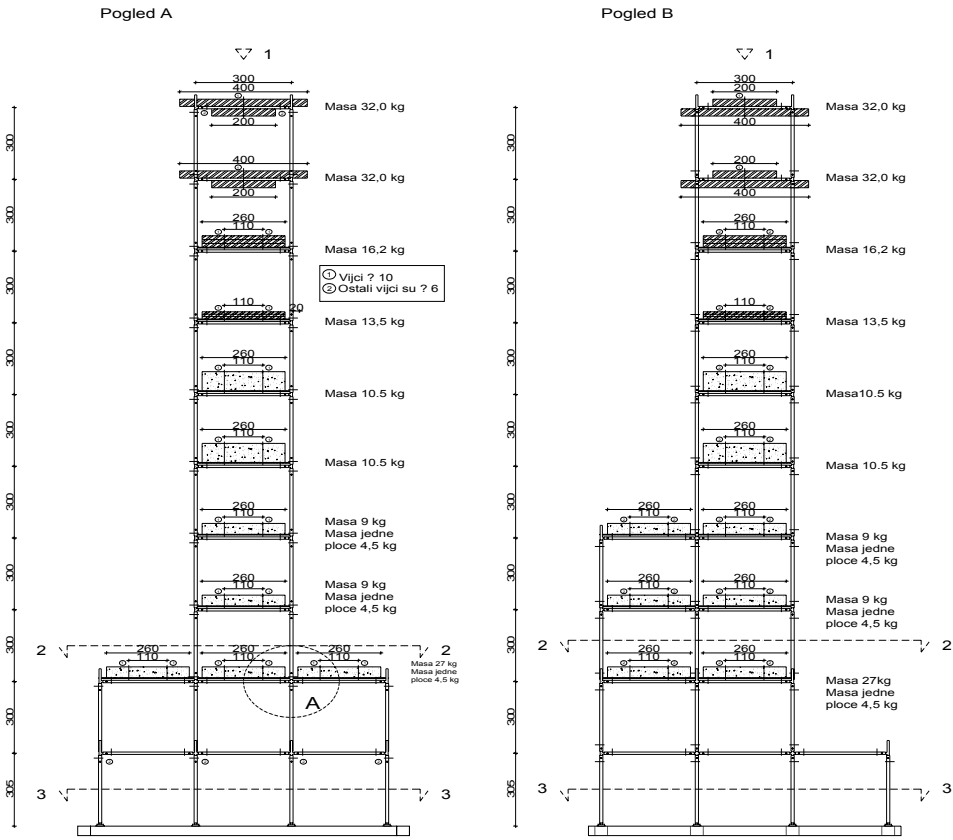
Vibro-platforma je oslonjena za osnovni ram preko četiri opruge, čime je omogućeno kretanje u svim pravcima. Translacije upravne na osu glavnog kretanja sprečene su bočnim držačima. Platformi je omogućeno translatorno kretanje samo u podužnom pravcu, pravcu delovanja poremećajne sile. Rotacija je dominantna oko ose upravne na pravac glavnog kretanja, dok postoji izvesna rotacija i oko druge ose, ali je ista značajno manja i može se zanemariti. Ovakvo oslanjanje je bilo neophodno, kako bi se izbeglo oštećenje u slučaju prenošenja transverzalne sile sa vibro-platforme na horizontalni klizač.




*Slika 3 - Zglob sa promenljivim ekscentrom*

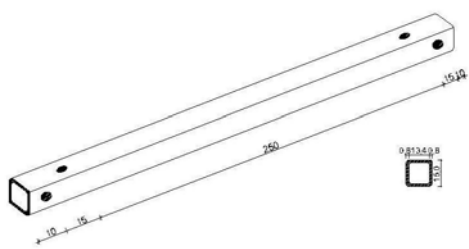
## 4 MODEL KONSTRUKCIJE VIŠESPRATNE ZGRADE

U fazi projektovanja modela za ispitivanje sprovedeno je numeričko modeliranje konstrukcije koja će biti ispitivana. Cilj ovog modeliranja je bio proveriti modalne karakteristike modela, kako bi one odgovarale mogućnostima pobude na vibro-platformi. Pre početka konstrukcije modela napravljen je numerički model u programskom paketu SAP 2000 za proračun konstrukcija metodom konačnih elemenata. Na osnovu dobijenih rezultata numeričkog modeliranja, ustanovljena je geometrija konstrukcije, sa dimenzijama elemenata i načina ostvarivanja veza, koje je moguće realizovati, a kako bi model bio montažno-demontažan.

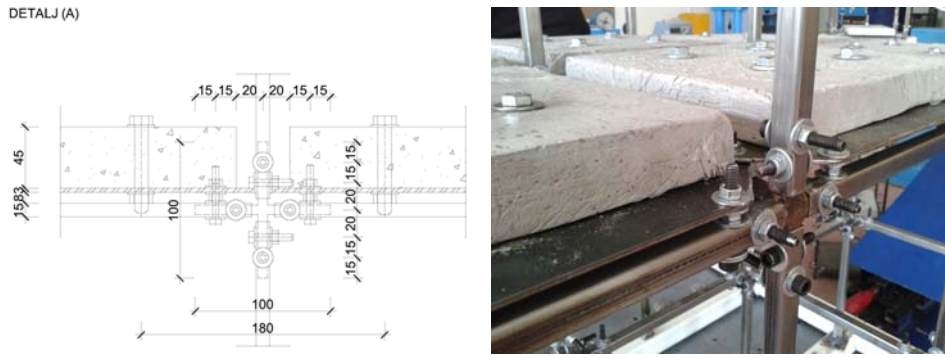



*Slika 4 – Geometrija modela višespratne zgrade sa prikazom dodatih masa*

Geometrijske karakteristike modela višespratne zgrade, sa odgovarajućim dodatnim masama, prikazane su na slici 4., pri čemu su stubovi i grede istog profila i geometrije, slika 5.

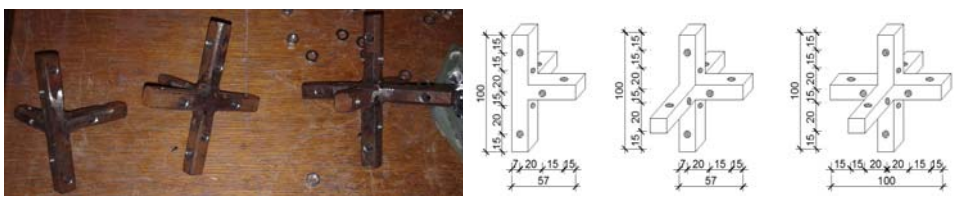



*Slika 5 – Geometrija kutijastog elementa od koga su izrađeni stubovi i grede modela*



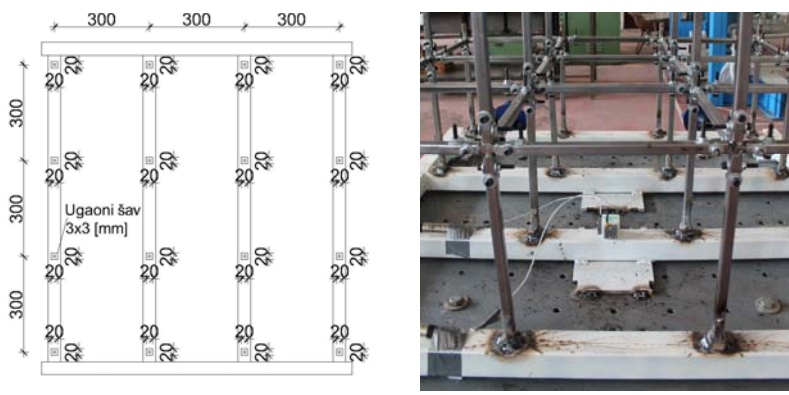

*Slika 6 – Detalj veze u jednom od čvorova konstrukcije*

Veze greda i stubova ostvaruju se modularnim čvornim čeličnim elementima, slika 7.




*Slika 7 – Elementi za vezu stubova i greda pomoću kojih je ostvarena kruta veza*

Oslanjanje konstrukcije na podlogu ostvaruje se zavarivanjem, pri čemu su, ispod oslonačkih stubova, postavljene čelične pločice debljine 6mm. Ovim je omogućeno solidnije zavarivanje na mestu uklještenja, jer je debljina zida kutijastih profila stubova vrlo mala, 0.8mm, slika 8.




*Slika 8 – Veza konstrukcije za vibro-platformu ( kruta veza - uklještenje)*

Model konstrukcije je projektovan i izveden modularno, odnosno da je po želji moguće menjati raspored stubova i greda, čime je moguće ostvariti različite geometrije i dispozicije. Tretirani model konstrukcije se sastoji od 143 elementa (79 greda i 64 stuba) slika 9, koji su međusobno povezani pomoću krutih čvornih elemenata prikazanih na slici 7. Na ovaj način je ostvarena praktično kruta veza u čvorovima, a fiksiranje je izvedeno pomoću 528 imbus vijaka M6 u dva ortogonalna pravca - na obe strane grede/stuba, slika 7.



*Slika 9 – Model konstrukcije višespratne zgrade na vibro-platformi*

Dimenzije modela su date u tabeli 1. Model visoke zgrade sastoji iz deset spratova. U osnovi je dimenzija 900x900 mm, a gornji deo se završava tornjem dimenzija 300x300x1800 mm.

***Tabela 1 – Dimenzije modela višespratne zgrade***

| ***Dimenzija*** | ***Oznaka*** | ***Veličina*** |
|---|---|---|
| ***Visina*** | ***H*** | *3000 mm* |
| ***Širina u osnovi*** | ***a* x *b*** | *900* x 900 *mm* |
| ***Širina tornja u osnovi*** | ***a* x *b*** | *300x300 mm* |
| ***Visina sprata*** | ***h*** | *300 mm* |
| ***Broj spratova*** | ***n*** | *10* |
| ***raster*** | ***r*** | *300 mm* |

Poprečni presek stubova i greda je odabran kao kutijasti profil zbog zadovoljavajuće krutosti i jednostavnijeg spajanja. Dimenzije poprečnog preseka štapova su 15 x 15 mm, dok je debljina zida t=0.8mm.

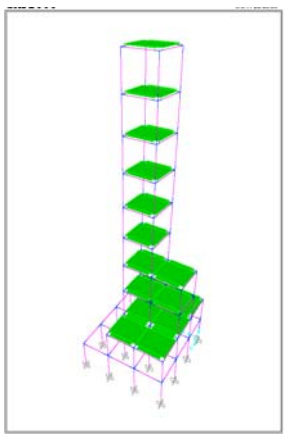
Kako bi se realizovale približno krute tavanice, dodatni čelični limovi su postavljani u nivou tavanica, slika 6. Čelične tavanice su fiksirane istim vijcima kojima se ostvaruje veza u čvorovima, i iste su odvojene 8 mm od greda, a fiksirane su osam tačaka. Čelične tavanice ujedno služe za fiksiranje dodatnih masa na tavanicama, a u cilju smanjenja sopstvenih frekvencija konstrukcije, kako bi sopstvene frekvencije konstrukcije bile bliske mogućnostima pobude na konstruisanoj vibro-platformi. Napominje se da u nivou I sprata nisu postavljene čelične tavanice, a u cilju da se modelom realizuje i tzv. fleksibilno prizemlje.

Dodatne mase, u cilju obaranja sopstvenih frekvencija modela konstrukcije višespratne zgrade, realizovane su dodavanjem betonskih i čeličnih ploča koje se fiksiraju za čelične tavanice modela konstrukcije. Dodatne mase realizovane su na sledeći način:

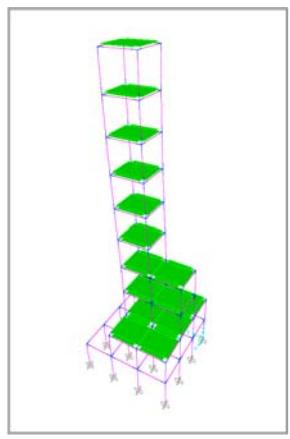
- U nivou I sprata nema dodatih masa iz razloga njihovog malog uticaja na sostvene frekvencije modela;
- U nivou II sprata, u svakom od 6 polja modela, dodatna masa je realizovana betonskim pločama dimenzija 260x260x30 mm i mase 4.5kg, sa vezom svake betonske ploče sa čeličnom tavanicom sa 4 vijka M10.
- U nivou III i IV sprata, dodatna masa realizovana je, slično kao i u nivou II sprata, betonskim pločama dimenzija 260x260x30mm i mase 4.5 kg uz fiksiranje sa 4 x M10 vijcima.
- U nivou V i VI sprata dodatne mase su realizovane betonskim pločama dimenzija 260x260x50 mm i mase 10.5 kg, pri čemu je veza ostvarena na isti način kao i na nižim etažama.
- U nivou VII i VIII tavanice dodatna masa je realizovana čeličnim elementom mase 13.5 kg i 16.2 kg, respektivno, uz fiksiranje za čelične ploče koje ukrućuju tavanice u tim nivoima.
- U nivou IX i X sprata dodatne mase su realizovane sa po dve čelične ploče masa od po 16 kg, odnosno ukupna dodatna masa u nivou ovih tavanica iznosi 32 kg. Veza je ostvarena međusobnim pritezanjem dve ploče postavljene iznad i ispod greda modela konstrukcije, jednim vijkom M10.

## 5 ZAKLJUČAK

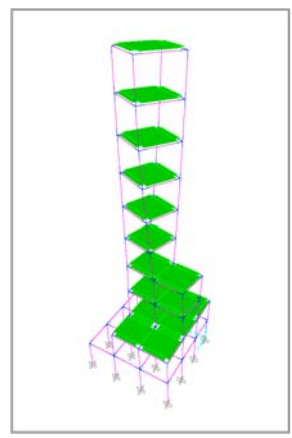
Modalna analiza modela čelične višespratne zgrade, sa karakteristikama koje odgovaraju prethodno opisanoj geometriji i dodatim masama, sprovedena je u programu za numeričku analizu konstrukcija primenom konačnih elemenata SAP2000.



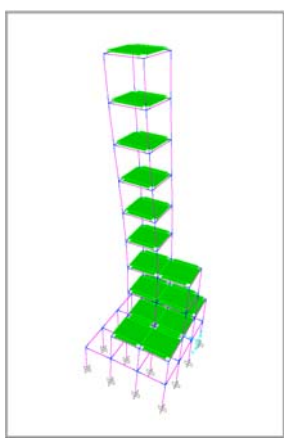
$f_1$= 4.17 Hz I-x-mod savijanja



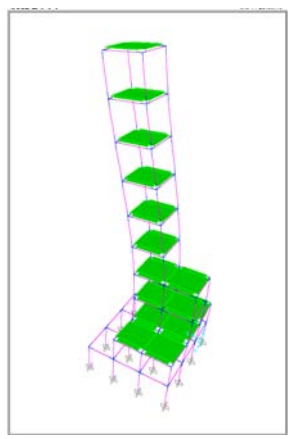
$f_2$= 4.40 Hz I-y-mod savijanja



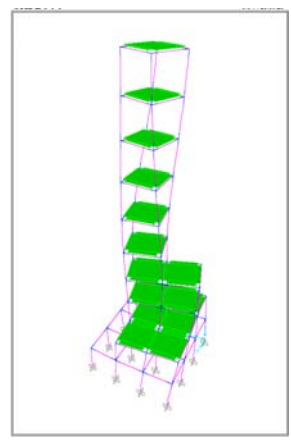
$f_3$= 6.42 Hz I-torzioni mode



$f_4$= 10.75 Hz II-x-mod savijanja



$f_5$= 10.85 Hz II-y-mod savijanja



$f_6$= 14.35 Hz II-torzioni mode

*Slika 10 – Numerički određeni modovi oscilovanja i frekvencije izrađenog modela*

Shodno rezultatima ovakve analize, izrađenim modelom je postignut postavljeni cilj, jer su prve tri, na osnovu numeričkog proračuna, sopstvene frekvencije manje od 7 Hz, slika 10. Takođe, evidentno je da su prva ti moda oscilovanja očekivani osnovni modovi oscilovanja višespratnih objekata, savijaje u dva ortogonalna pravca i torzija, shodno prikazanim formama oscilovanja, slika 10.

**ZAHVALNOST**

Autori se najiskrenije zahvaljuju Ministarstvu obrazovanja, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije za finansijsku podršku ostvarenu kroz projekat Tehnološkog razvoja TR-36048: *Istraživanje stanja i metoda unapređenja građevinskih konstrukcija sa aspekta upotrebljivosti, nosivosti, ekonomičnosti i održavanja*, finansiranom od strane Ministarstva obrazovanja, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije.

**LITERATURA**

[1] Vukotić, R.: *Ispitivanje konstrukcija,* Beograd, Naučna knjiga, **1998**.

[2] Ančić, D., Fajfar, P., Petrović, B., Szavits, N. A., Tomažević, M.: *Zemljotresno Inženjerstvo*, Beograd, Građevinska knjiga, **1990**.

[3] Brčić, V.: *Dinamika konstrukcija*, Beograd, Građevinska knjiga, **1981**.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Veljko Pujević*[1], *Miloš Lazović*[2], *Mirjana Vukićević*[3]

# SOIL-NAILING - TEHNIKA STABILIZACIJE ZEMLJANIH MASA

***Rezime:***

Soil-nailing tehnika se već dugi niz godina u svetu uspešno koristi za stabilizaciju i ojačenje zemljanih masa. U nizu geoloških formacija soil-nailing potpornim konstrukcijama se daje prednost u odnosu na tradicionalne metode podgrađivanja. Nažalost u našoj zemlji potencijal ove metode do sada nije potpuno iskorišćen. Ideja autora ovog preglednog rada bila je da inženjere i projektante građevinske struke bliže upozna sa mogućnostima koje ova inovativna tehnologija pruža. U radu su sažeto prikazane osnovne karakteristike, istorijat razvoja, tehnički aspekti, oblasti primene i prednosti i ograničenja sistema soil-nailing.

*Ključne reči: soil-nailing, stabilizacija, pasivni ankeri, top-down gradnja*

# SOIL-NAILING - TECHNIQUE OF SOIL REINFORCEMENT

***Summary:***

Soil nailing is being successfully used for many years all over the world to improve stability of excavated vertical cuts and existing slopes. In a wide variety of ground conditions soil nail walls present advantages over traditional retaining structures. Unfortunately in our country the potential benefits of this method have not been fully exploited. This review is intended to introduce practitioners to the possibilities that this innovative technology can offer. The paper summarizes the major features, history and development, technical aspects, application fields and benefits and limitations of soil nailing.

*Key words: soil nailing, soil reinforcement, passive anchors, top-down construction*

[1] Asistent, dipl. inž. Građ., Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73,Beograd
[2] Profesor dr, dipl. inž. Građ., Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73,Beograd
[3] Docent dr, dipl. inž. Građ., Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73,Beograd

# 1 UVOD

Soil-Nailing je in-situ tehnika stabilizacije zemljanih masa koja se sa uspehom primenjuje u Evropi, Severnoj Americi i Aziji poslednjih 40 godina. Tehnika pribadanja tla se razvila na temeljima Nove austrijske tunelske metode. Postupak gradnje NATM sastoji se u ugrađivanju pasivnih (bez sile prednaprezanja) čeličnih šipki u stensku masu praćenim nanošenjem mlaznog betona. Mehanizam podgrađivanja bazira se na mobilizaciji zatezne čvrstoće čeličnih ankera pri relativno malim deformacijama stenske mase.

Počeci primene vezuju se za Francusku(1972) i projekat proširenja železničke pruge u blizini Versaja. Projektom je bila predviđena promena geometrije preseka 18m visoke kosine, a inženjeri su se odlučili da dodatnu otpornost obezbede velikim brojem armaturnih šipki dužine 6m i Ø10mm, postavljenih u prethodno izbušene rupe koje su naknadno injektirane cementnom masom. U Nemačkoj je prvi potporni zid sistema soil-nailing projektovan 1975(Stocker), dok je prema zvaničnim podacima prvi uspešno izveden projekat u Severnoj Americi realizovan 1976. U pitanju je bilo obezbeđenje temeljne jame jedne bolnice u Portlandu-Oregon. Tom prilikom zabeleženo je da su radovi završeni za dvostruko manje vremena u odnosu na konvencionalne metode osiguranja temeljnih jama, dok je ušteda u vrednosti investicije iznosila približno 20%.

Paralelno sa počecima primene, pokreću se i prvi istraživački projekti čiji je cilj bio da obezbede bolje razumevanje ponašanja, sticanje dubljeg uvida u mehanizam stabilizacije i pre svega da predlože adekvatne metode proračuna i analize potpornih konstrukcija sistema soil-nailing. Programi ispitivanja obuhvatali su modelska ispitivanja u centrifugalnim aparatima, ispitivanja prototipova u punoj razmeri i mnogobrojne numeričke simulacije.

Zbog niza povoljnosti koje pruža, soil-nailing tehnologija se u poslednjih nekoliko godina nametnula kao prvi izbor projektanata i izvođača u obezbeđenju zemljanih masa od pojava nestabilnosti. Brzina, jednostavnost i ekonomičnost izvođenja kao i mnoštvo uspešno izvedenih primera u najrazličitijim geomehaničkim uslovima dokaz su efikasnosti i sigurnosti metode i osnovni razlog zašto tehnika soil-nailing sve više zamenjuje konvencionalne tipove potpornih konstrukcija.

Koncept soil-nailing sistema je inovativan i vrlo praktičan, a sastoji se u mikroarmiranju postojeće mase tla pasivnim ankerima, koji zajedno sa oblogom od mlaznog betona formiraju jednu moćnu kompozitnu celinu koja podupire nearmirani deo tla u zaleđu. Ideja je dakle da se prirodno tlo prethodno opisanim merama transformiše u gravitacionu potpornu konstrukciju. Strategija soil-nailinga zasniva se na "top-down" postupku gradnje, koji podrazumeva faznu izradu iskopa i podgrade, postupno napredujući sa površine terena do projektom predviđene dubine.

# 2 TEHNIČKI ASPEKTI SISTEMA SOIL-NAILING

Soil-nailing je tehnika podgrađivanja kojom se, ugradnjom elemenata koji rade na zatezanje, povećava ukupna smičuća otpornost prirodnog tla ili postojećeg refuliranog materijala. Ovi pasivni noseći elementi za razliku od klasičnih geotehničkih ankera se ne prednaprežu nakon montaže. Naponi zatezanja u pasivnim ankerima javljaju se kao odgovor na lateralne deformacije poduprte mase tla, uzrokovane postupnim napredovanjem iskopa.

U praksi su prisutne različite modifikacije potpornih zidova sistema soil-nailing koje se međusobno razlikuju prvenstveno u načinu ugradnje pasivnih ankera.

Dva najzastupljenija sistema u praksi su:

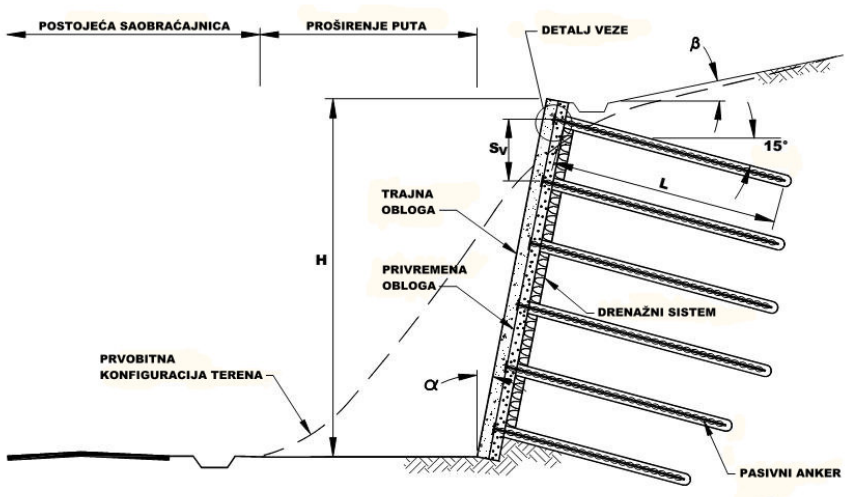
- Injektirani ankeri (Grouted nails) – Najpre se na bočnim stranama iskopa mašinskim bušenjem formiraju bušotine nešto većih dimenzija od prečnika predviđenog ankera. Nakon toga se u tako formiran prostor postavljaju ankeri sa distancerima. Konačno, preostali prostor se ispunjava injekcionom masom,
- Utiskivani ankeri (Driven nails)– Kod ovog tipa potpornih zidova ankeri se hidrauličnim presama utiskuju u lice iskopa. Glavna prednost ove tehnike je velika brzina ugradnje ankera, dok se osnovni nedostatak ogleda u slaboj korozionoj zaštiti. Najčešće se primenjuje kod potpornih zidova privremenog tipa

Kontinuiran razvoj na polju građevinske mehanizacije, rezultirao je pojavom novih, efikasnijih sistema kao što su:

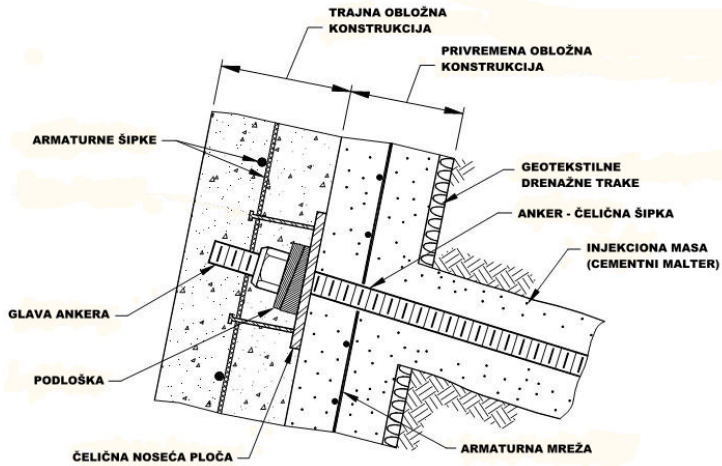
- Self drilling soil nail
- Jet-grouted soil nail
- Launched soil nail

## 2.1 OSNOVNI ELEMENTI POTPORNOG ZIDA IZRAĐENOG PRIMENOM SOIL-NAILING SISTEMA

Glavne komponente potpornog zida sistema soil-nailing su prikazane na slikama 1 i 2 i detaljno objašnjene u nastavku.




*Slika 1 – Karakterističan poprečni presek potpornog zida sistema soil-nailing*




*Slika 2 – Karakterističan detalj veze ankera za oblogu lica zida*

**Pasivni Ankeri** – Pune šipke ili šuplje cevi izrađene uobičajeno od čelika, a u poslednje vreme i od polimernih materijala, su osnovni noseći element sistema soil-nailing. Postavljaju se relativno gusto, na međusobnom rastojanju 1.0-2.0m i blago nagnuti u odnosu na horizontalu 10-20°. Ovako orjentisane bušotine obezbeđuju formiranje kvalitetnijeg spoja šipki i injekcione mase i veću adheziju kontakta injekcione mase i okolnog tla,

**Distanceri –** montiraju se na ankere i obezbeđuju centričan položaj ankera duž čitave bušotine,

**Injekciona masa** – Za ispunjavanje slobodnog prostora između šipki i okolnog tla prvenstveno se koristi cementni malter. Primarna funkcija injekcione mase je da smicanjem aktivira pasivne ankere. Takođe, bitnu ulogu ima i u obezbeđenju korozione zaštite,

**Glava ankera** – deo ankera sa navojem koji viri iz zida,

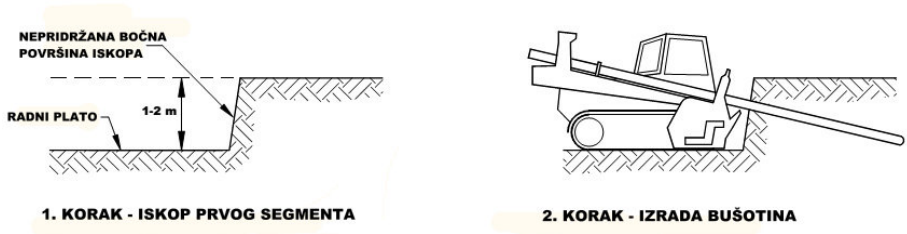
**Matica, podloška, noseća čelična ploča** – ove komponente preko navoja povezuju anker sa oblogom,

**Privremena i trajana obložna konstrukcija** – Privremena obloga od prskanog betona ojačanog armaturnom mrežom izrađuje se za svaki segment iskopa. Osnovna ideja je da se ovom relativno tankom i fleksibilnom obložnom konstrukcijom obezbedi lice iskopa od lokalne nestabilnosti – erozija, razrahljivanje. Trajna obloga se, ukoliko je to projektom predviđeno, formira preko privremene nakon što se montiraju ankeri. Među inženjerima sveprisutno je pogrešno uverenje da obloga čini primarni noseći element sistema soil-nailing,

**Drenažni sistem** – Geotekstilne drenažne trake postavljaju se na lice iskopa pre nanošenja privremene obložne konstrukcije. Funkcija drenažnih mera ogleda se u kontrolisanom prikupljanju i odvođenju podzemnih voda, koje pornim pritiscima smanjuju čvrstoću tla, te predstavljaju jedan od glavnih uzroka nestabilnosti.

## 2.2 FAZE I REDOSLED IZVOĐENJA RADOVA

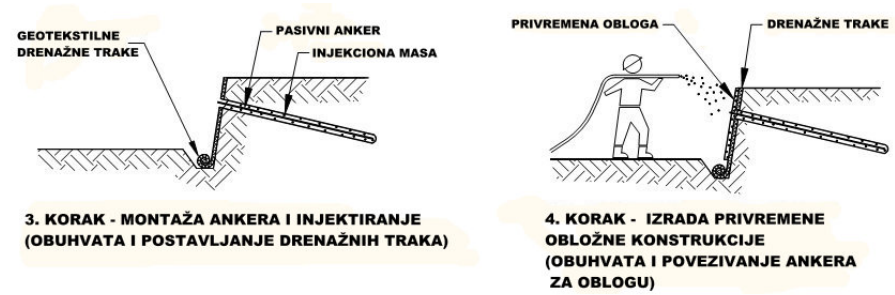
Metoda soil-nailing spada u fazne tehnike građenja, gde se ponavljanjem istog skupa operacija postupno napreduje. U nastavku je šematski ilustrovan i detaljno opisan redosled izvođenja radova.




*Slika 3 – Etape 1&2 izvođenja potporne konstrukcije sistema soil-nailnig*

**1. Iskop** – Iskop se izvodi u segmentima, visine u intervalu 1-2m. Ključni preduslov uspešne primene tehnologije soil-nailing sastoji se u sposobnosti nepridržane mase tla da se održi u ravnoteži (bez pojava nestabilnosti) za period 24-48h. Širina segmenta iskopa se propisuje u skladu sa gabaritima opreme za bušenje i operativnim kapacitetima izvođača radova,

**2. Izrada bušotina** – Prostor u tlu za ugradnju ankera se formira primenom različitih tipova garnitura za bušenje. Zavisno od sastava i pružanja slojeva mase tla, bušotine se predviđaju na horizontalnim i vertikalnim rastojanjima 1-3m i prečnicima 100-250mm,

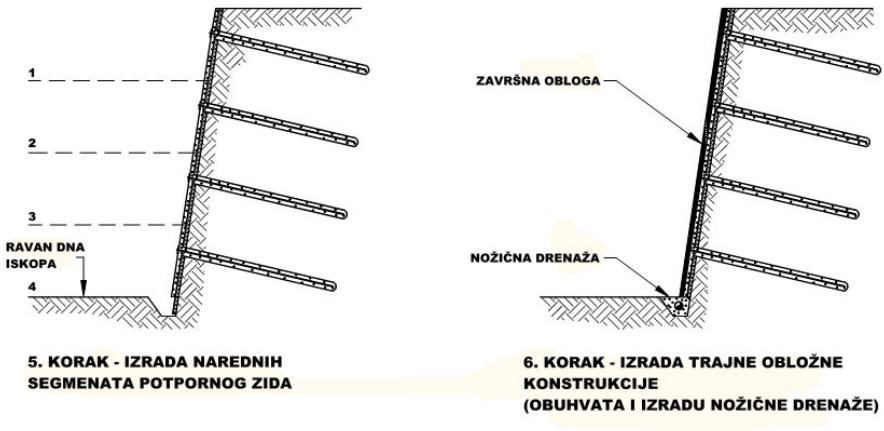



*Slika 4 – Etape 3&4 izvođenja potporne konstrukcije sistema soil-nailnig*

**3. Montaža ankera i injektiranje** – Dimenzije ankera rezultat su detaljnih proračuna, ali opšte je pravilo da su dužine ankera približno 0.6-1.0 od ukupne visine podgradne konstrukcije. Prečnici ankera su tipično 15-45mm. Injekciona masa se uvek predviđa čitavom dužinom ankera,

**4. Izrada privremene obložne konstrukcije** – Pre daljeg napredovanja iskopa bočne površine se lokalno stabilizuju prskanim betonom debljine, najčešće 100mm. Za ojačanje obloge koriste se armaturne mreže, a od skoro i sve aktuelnija čelična vlakna. Neposredno

nakon apliciranja torkreta, ankeri se preko noseće ploče i navrtke povezuju za konstrukciju obloge,




*Slika 5 – Etape 5&6 izvođenja potporne konstrukcije sistema soil-nailnig*

**5. Izrada narednih segmenata potpornog zida** – Tri dana nakon postavljanja privremene obloge (minimalno vreme negovanja betona) proces građenja se nastavlja, sukcesivnim ponavljanjem prva četiri koraka,

**6. Izrada trajne obložne konstrukcije** – U slučaju da se potporna konstrukcija predviđa kao trajno rešenje stabilizacije propisuje se izrada trajne obloge. Ovaj završni sloj izrađuje se od livenog betona, mlaznog betona ili prefabrikovanih panela.

## 3 OBLASTI PRIMENE

Mogućnosti implementacije tehnike soil-nailing su velike i najbolje se ogledaju kroz brojne uspešno realizovane projekte ojačanja potencijalno nestabilnih zemljanih masa. Soil-nailing sistemi predstavljaju naročito podesnu meru stabilizacije u slučaju vertikalnih i jako strmih iskopa.

Tehnologija soil-nailinga predstavlja efikasno rešenje kako za izradu novih tako i za sanaciju i ojačanje postojećih potpornih konstrukcija. Najveću primenu u praksi metoda nalazi u okviru oblasti putne infrastrukture, za građenje novih i proširenje postojećih putnih i železničkih pravaca:

- stabilizacija useka i nasipa,
- stabilizacija klizišta,
- izrada tunelskih portala,
- ojačanje oporaca mostova prilikom proširenja podvožnjaka
- rekonstrukcija oštećenih i nebezbednih potpornih zidova različitih sistema,

Veliki potencijal tehnike soil-nailinga leži u izradi dubokih iskopa u urbanim sredinama:

- obezbeđenje temeljnih jama građevinskih objekata,
- izgradnja podzemnih garaža,
- izgradnja tunela metodom isecanja i natkrivanja

## 4 PREDNOSTI I OGRANIČENJA SISTEMA SOIL-NAILING

Prednosti tehnike soil-nailing u odnosu na druge oblike sidrenih potpornih konstrukcija i metoda podgrađivanja rezimirane su u nastavku:

- manje remete normalno funkcionisanje saobraćaja,
- manje su štetne za životnu sredinu,
- obezbeđuju više slobodnog prostora unutar temeljnih jama u poređenju sa tehnikama razupiranja,
- potporni zidovi sistema soil-nailing izvode se relativno brzo i uz generalno manji utrošak materijala,
- zbog manjih gabarita opreme soil-nailing predstavlja optimalno rešenje u nepristupačnim terenima,
- mogućnost jednostavnog podešavanja nagiba i promene položaja ankera osigurava lako i brzo zaobilaženje eventualnih prepreka u masi tla – različite instalacije, šipovi, krupnije kamenje,
- primena velikog broja kratkih pasivnih ankera, omogućava korekcije projektnog pasporeda šipki bez ugrožavanja sigurnosti i narušavanja stabilnosti,
- u poređenju sa metodama kod kojih se elementi potporne konstrukcije ugrađuju sa površine terena soil-nailng je u prednosti, jer se može uspešno primeniti i u uslovima ograničenog vertikalnog prostora – ispod mostova,
- merena pomeranja izvedenih soil-nailing potpornih zidova su u prihvatljivim granicama,
- soil-nailing zidovi su racionalno rešenje za stabilizaciju zemljanih masa u seizmički aktivnim oblastima. U Kaliforniji i Japanu zabeleženo je neočekivano dobro ponašanje postojećih soil-nailing potpornih zidova za vreme jakih seizmičkih potresa,
- soil-nailing sistemi predstavljaju ekonomičnije rešenje u poređenju sa konvencionalnim gravitacionim potpornim zidovima. Ukupna cena radova je ekvivalentna drugim tipovima sidrenih potpornih konstrukcija.

Nedostaci i ograničenja upotrebe soil-nailing zidova nevedeni su u nastavka:

- soil-nailing metoda nije podesna u slučajevima strogih deformacijskih kriterijuma zbog činjenice da su bočna pomeranja pridržane mase tla neophodna da bi se mobilisala zatezna čvrstoća ankera, odnosno da bi sistem proradio,
- soil-nailing metoda nije pogodna u geotehničkim uslovima za koje se predviđa znatna infiltracija podzemne vode, jer to može izazvati kolaps bočnih strana iskopa,
- u gradskim uslovima, prisustvo fundamenata susednih objekata, vodovodnih i kanalizacionih cevi i kablova može prouzrokovati komplikacije prilikom ugrađivanja viših redova ankera,
- u krupnozrnim nekoherentnim materijalima postoji problem urušavanja bušotina koji je međutim moguće rešiti zacevljenjem

## 5 ZAKLJUČAK

Imajući u vidu aktuelne ekonomske trendove u našoj zemlji, pretpostavlja se da bi soil-nailing tehnologija najveću primenu mogla da nađe u rekonstrukciji postojećih dotrajalih potpornih konstrukcija. Autori takođe smatraju da bi prikazana metoda mogla da bude interesantna alternativa za osiguranje temeljnih jama.

Cilj budućih radova baziraće se na detaljnijem prikazu reprezentativnih primera izvedenih potpornih konstrukcija sistema soil-nailing i objašnjenju proračunskih metoda.

**LITERATURA**


[1] D.A.Bruce, R.A.Jewell: *Soil Nailing Aplication and Practice-part1* (1986)

[2] D.A.Bruce, R.A.Jewell: *Soil Nailing Aplication and Practice-part2* (1987)

[3] G.Gassler: *In-situ Techniques of Reinforced Soil* (Glasgow1990)

[4] M.Vucetic, M.R.Tufenkjian, G.Y.Felio: *Analysis of Soil-Nailed Excavations Stability during the 1989 Loma Prieta earthquake* (1998)

[5] C.A.Lazarte, V.Elias, R.D.Espinoza, P.J.Sabatini: *Geotechnical Engineering Circular no. 7 - Soil Nail Walls* (2003)

[6] Thomas J. Tuozzolo: *Soil Nailing: Where When and Why - Practical guide* (2003)

[7] Grupa autora: *Guide to Soil Nail Design and Construction* (2008)

[8] G.L.Sivakumar Babu: *Case Studies in Soil Nailing* (2009)

[9] A.Prashant, M.Mukherjee: *Soil Nailing for Stabilization of Steep Slopes near Railway Tracks* (2010)

[10] S.N.L.Taib: *A Review of Soil Nailing Design Approaches* (2010)

[11] A.Phear: *Soil nails & cutting slopes: Design to EC7 & BS 8006-2* (2013)

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Nemanja Marković[1], Dragoslav Stojić[2], Tamara Nestorović[3]*

# MONITORING I DETEKCIJA OŠTEĆENJA ARMIRANO BETONSKIH SKELETNIH KONSTRUKCIJA POMOĆU PIEZOELEKTRIČNIH SENZORA

***Rezime:***

Skeletne konstrukcije predstavljaju najčešći tip armirano betonskih konstrukcija koje se koriste u visokogradnji i time njihovo praćenje, monitoring i detekcija oštećenja dobija na većem značaju. Detekcija oštećenja pomoću piezoelektričnih aktuatora/senzora prikazana u ovom radu je na bazi propagacije talasa. Jedna piezoelektrična pločica (aktuator) se koristi da emituje propagirajući talas dok druga piezoelektrična pločica se koristi da prihvati dolazeći talas. Ukoliko se između aktuatora i senzora pojavi prslina ili neki drugi tip oštećenja onda energija dolaznog talasa slabi što se može detektovati pomoću senzora. Praćenjem izlaznog signala u senzorima moguće je vremenski pratiti stanje konstrukcije. U ovom radu je prikazana metoda detekcije oštećenja i monitoringa kod armirano betonskih skeletnih konstrukcija sa analizom potencijalnih zona pojave oštećenja i rasporedom piezoelektričnih pametnih agregata.

*Ključne reči: Monitoring, piezoelektričnost, armirani beton, skeletne konstrukcije*

# MONITORING AND DAMAGE DETECTION OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES WITH PIEZOELECTRIC SENSORS

***Summary:***

Frame structures are the most common type of reinforced concrete structures that are used in civil engineering construction and therefore their monitoring and damage detection becomes more important. Damage detection using piezoelectric actuators/sensors presented in this paper is based on wave propagation. One piezoelectric patch (actuator) is used to generate propagating wave while other piezoelectric patches (sensors) are used to receive incoming wave. If we have crack or some other type of damage between piezoelectric actuator-sensor pares the energy

[1] Dipl. grad. inž., Građevinsko-Arhitektonski Fakultet, Univerzitet u Nišu, Srbija.
[2] Prof. dr, Građevinsko-Arhitektonski Fakultet, Univerzitet u Nišu, Srbija.
[3] Prof. dr, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Ruhr University of Bochum, Germany.

of incoming wave will be weaker and it can be detected by the sensor. By monitoring the output signals of the sensor we can monitor structure conditions through time. In this paper is presented damage detection method for frame reinforced concrete structures, analysis of potential critical zones and placing piezoelectric smart aggregates.

*Key words: Monitoring, piezoelectricity, reinforced concrete, frame structures.*

## 1 UVOD

Razvoj aktivnih sistema monitoringa (ASM) armirano betonskih (AB) konstrukcija pomoću piezoelektričnih "Pametnih Agregata" (SA) je počeo poslednjih desetak godina i njihovo unapređenje traje i danas. Urađena su eksperimentalna istraživanja na različitim pojedinačnim armirano betonskim elementima (grede, stubovi, zidna platna, ramovi, šipovi itd.) kao i na realnim objektima (mostovi) u cilju istraživanja kapaciteta i mogućnosti primene pomenutog ASM pomoći piezoelektričnih SA. SA su multifunkcionalni uređaji koji mogu da se koriste za detekciju različitih vrsta oštećenja kod AB konstrukcija, određivanje čvrstoće na pritisak sveže ubrađenog betona na licu mesta, određivanje udarne sile prilikom udesa na mostu, kontrolu vibracija.

Metoda detekcije oštećenja na bazi propagacije talasa karakterišu veoma dobre osobine kao što su jednostavnost upotrebe, niska cena, veoma brz odgovor, visoka pouzdanost, mogućnost primene na teško pristupačnim mestima itd. [1], međutim, pored svih ovih dobrih osobina još uvek nije zaživela u obimnijoj praktičnoj upotrebi.

Eksperimentalna istraživanja detekcije prslina izazvanih pomoću hidrauličkih presa kod armirano betnoskih grednih elemenata različitih poprečnih preseka i statičkih sistema, pomoću piezoelektričnih (PZT) SA je urađena od strane većeg broja autora [2], [3]. Detekcija je urađena na osnovu propagacije talasa izazvane pomoću piezoelektričnog SA aktuatora i praćenja dolaznog talasa pomoću SA senzora pri čemu je oštećenje kvantitativno definisano pomoću indeksa oštećenja. Indeks oštećenja u ovom obliku su prvi definisali P. Samuel i D. Pines za detekciju oštećenja kod motora helikoptera [4]. Istom metodom urađena su i istraživanja na armirano betonskim stubovima opterećenim seizmičkim i cikličnim opterećenjem [5], [6], [7]. Metoda detekcije pomoću PZT SA na bazi propagacije talasa i indeksa oštećenja daje mogućnost praćenja nastanka prslina, propagaciju prslina ali ne daje mogućnost lokalizacije prslina, određivanje orjentacije, veličine prslina, broja prslina i njihove preciznije slike u samom armirano betonskom elementu. Eksperimentalna analiza detekcije veštački formiranih zareza, rupa, rupa popunjenih glinom i realnih prslina kod nearmiranih greda sa ciljem prikazivanja mogućnosti monitoringa različitih vrsta oštećenja je prikazana u radu [8].

Monitoring razvoja prslina kod armirano betonskih zidova usled horizontalnog seizmičkog opterećenja pomoću PZT SA je eksperimentlano istražen i prikazan u radu [9]. Za potrebe praćenja AB zidova razvijen je dvodimenzionalni indeks oštećenja zbog same geometrije površinskih zidnih elemenata. Detekcija prslina i monitoring kritičnih čvornih tačaka jednospratnih i dvospratnih AB ramova usled seizmičkog opterećenja eksperimentalno je istražen i predstavljen u radovima [10], [11]. Pametni agregati se primenjuju za različite potrebe, kao što su određivanje udarne sile prilikom udesa na mostu [12], određivanje čvrstoće

betona na pritisak sveže ugrađenog betona na licu mesta [1], detekcija oštećenja kod AB šipova [13] itd..

Lokalizacija prslina u armirano betonskim elementima još uvek nije istražena. Kompleksnost ovakvog zadatka leži u tome da je armirani beton nehomogeni kompozitni materijal (sastoji se od nehomogenog betona i armaturnog čelika), da je nastanak prslina teško teorijski ili numerički predvidiv, razvoj prslina je veoma nepravilnog oblika, u tome da postoji uvek veliki broj različito orjentisanih i po veličini različitih makro i mikro prslina.

## 2 METODA DETEKCIJE NA BAZI PROPAGACIJE TALASA

Piezoelektrične pločice zbog svojih svojstava piezoelektričnosti zaokupile su pažnju istraživača koji se bave monitoringom konstrukcija i postale jedne od trenutno najpopularnijih metoda za istraživanje u oblasti detekcije oštećenja i aktivnih sistema monitoringa u avio industriji, automobilskoj industiji ali i građevisnrastvu. Ukoliko se na PZT pločicu nanese električni napon to će izazvati mehaničke deformacije pločice što predstavlja indirektni piezoelektrični efekat, suprotno, ukoliko se na PZT pločicu nanese mehanički napon onda ona proizvodi električni napon (direktni piezoelektrični efekat). Pametni agregati koriste ove piezoelektrične efekte (svojstva) za aktuatore (indirektni piezoelektrični efekat) odnosno kao senzore (direktni piezoelektrični efekat), pri čemu se jedan SA može koristiti za oba u zavisnosti od potreba detekcije i monitoringa armirano betonske konstrukcije. Pametni agregat se formira tako što se piezoelektrična pločica ugradi u mali betonski blok, zaštiti hidroizolacionim slojem i poveže zicama koje se priključe na odgovarajuće uređaje za zadavanje električnog napona aktuatoru i očitavanje električnog napona kod senzora. Ovako formiran pametni agregat služi da zaštiti veoma krtu i osetljivu PZT pločicu od mehaničkih udara koje se javljaju prilikom ugradnje i vibriranja svežeg betona ali i tokom eksplatacije objekta, zatim od vode i vlage koja se javlja tokom gradnje i eksplatacije objekta. SA su malih dimenzija (ukoliko je oblika kocke okvirno 5x5x5cm u zavisnosti od veličine PZT pločice) i najčešće se fiksiraju za armaturne šipke u tačko unapred definisanom položaju kako bi se osigurao tačan položaj SA u armirano betonskom element.

$$\varepsilon_\lambda = S^E_{\lambda\mu} \cdot \sigma_\mu + d_{i\lambda} \cdot E_i \tag{1}$$

$$D_i = d_{i\lambda} \cdot \sigma_\lambda + \varepsilon^\sigma_{ik} \cdot E_i \tag{2}$$

gde je:

$\varepsilon_\lambda$ - dilatacija, $\sigma$ - napon, $E_i$ - električno polje, $d_{i\lambda}$ - piezoelektrične konstante, $D_i$ - električno pomeranje, $\varepsilon^\sigma_{ik}$ - dielektrične konstante.

Detekcija oštećenja pomoću piezoelektričnih aktuatora/senzora koja je prikazana u ovom radu bazira se na propagaciji talasa izazvanog pomoću PZT SA aktuatora. Zadavanjem električnog napona na PZT pločicu dolazi do izazivanja mehaničke deformacije pločice. Najčešći vid signala kojim se zadaje električni napon je "sweep sine" signali ili "tone burst" signali. Ovako zadatim električnim naponom u veoma malom vremenskom period dolazi do narušavanja početnog stanja mirovanja i do propagacije talasa. Propagirajući talas koji prolazi

kroz konstrukciju dolazi do drugog ili ostalih PZT SA koji se koriste kao senzori. Talas izaziva mehanički napono i stvara električni napon kod senzora u vidu izlaznog signala koji se očitava pomoću uređaja. Pomoću ovog zapisa moguće je detektovati nastanak oštećenja i njegovu propagaciju tako što se mere promene izlaznog signala i sračunavaju indeksi oštećenja. Naime, ukoliko postoji prslina između aktuatora i senozra onda će ona sprečiti delimično ili potpuno propagaciju talasa i time smanjiti energiju izlaznog signala u senzoru.

Merenjem energije izlaznog signala moguće je pratiti nastanak i propagaciju prslina u armirano betonskoj konstrukciji tako što se detektovanjem smanjenja energije izlaznog signala u odnosu na neoštećenu gredu formiraju indeksi oštećenja. Osetljivost ove metode je veoma velika tako da je moguće detektovati prsline koje se javljaju unutar armirano betonske grede pre nastanka na samoj površini a koje su nastale usled imperfekcije i nesavršenosti izvedene armirano betonske konstrukcije. Metoda daje mogućnost detektovanja prslina ali ne daje mogućnost detaljnijih informacija u vidu broja prslina, orjentacije, otvora prslina, tačnog položaja odnosno tačne ili približno tačne slike prslina.

## 3 ANALIZA SIGNALA I FORMIRANJE INDEKSA OŠTEĆENJA

Odgovarajuća analiza signala ima veoma bitnu ulogu u detekciji oštećenja i monitoringa pomoću piezoelektričnih SA senzora. Gotovo nikad nije moguće prostim posmatranjem izlaznog signala uočiti promene u samom signalu i na osnovu toga zaključiti o promenama koje su nastale u konstrukciji. Zbog toga potrebno je transformisati signal u vremenskom ili frekventnom domenu i za te potrebe postoje različite metode kao što su Fourieova transformacija, brza Fourieova transforamicija, Hilbert-Huang transformacija i Wavelet dekompozicija. U daljem tekstu rada biće prikazana wavelet dekompozicija signala koja se koristi za formiranje indeksa oštećenja.

Wavelet je vrsta talasa ograničenog trajanja, sa srednjom vrednošću jednakoj nuli:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \psi(t)dt = 0 \tag{3}$$

Koristeći odabrani "mother wavelet" funkciju $\psi(t)$ gde je mother ili prototip wavelet funkcija je diferencijabilna funkcija sa kojom može se iskazati kontinualna wavelet transformacija (CWT) funkcije $f(t)$ sledećom jednačinom:

$$W_f(a,b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{+\infty} f(t)\overline{\psi}\left(\frac{t-b}{a}\right)dt \tag{4}$$

gde je:

$a$ - broj veći od nule i predstavlja parametar pomeranja, $b$ - realni broj koji predstavlja parametar translacije.

Izlazni signal senzora S može se dekomponovati pomoću n-puta "wavelet packet" dekompozicije u $2^n$ signal setova $\left\{X_1, X_2, ..., X_{2^n}\right\}$ pri čemu je:

$$X_j = \left[x_{j,1}, x_{j,2}, ..., x_{j,m}\right] \tag{5}$$

gde je:

*m* – broj podataka zapisa izlaznog signala.

Energija dekomponovanog signala može se definisati pomoću sledećeg izraza:

$$E_{i,j} = \left\| X_j \right\|_2^2 = x_{j,1}^2, x_{j,2}^2, ..., x_{j,m}^2 \tag{6}$$

gde je:
$i$ – vremenski indeks, $j$ – frekventni broj ($j=1,2,...,2^n$).
Vektor energije pri indeksu vremena $i$ za oštećenu gredu je $E_i$ a za neoštećenu gredu je $E_h$ i mogu se definisati pomoću sledećih izraza:

$$E_i = \left[ E_{i,1}, E_{i,2}, ..., E_{i,2^n} \right] \tag{7}$$

$$E_h = \left[ E_{h,1}, E_{h,2}, ..., E_{h,2^n} \right] \tag{8}$$

Na kraju može se definisati indeks oštećenja na bazi energije signala:

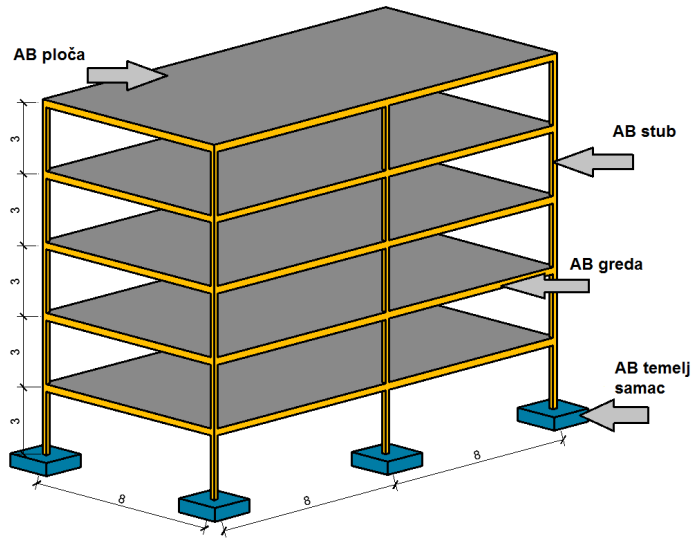
$$DI = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{2^n} \left( E_{i,j} - E_{h,j} \right)^2}{\sum_{j=1}^{2^n} E_{h,j}^2}} \tag{9}$$

Može se zaključiti iz izraza (9) da indeks oštećenja je veći ukoliko je promena energije izlaznog signala između oštećene i neoštećene grede veća, takođe važi i suprotno. Pomoću ovako definisanog indeksa oštećenja moguće je detektovati pojavu prvih prslina u AB konstrukciji. Takođe, moguće je pratiti dalji razvoj prslina putem praćenja povećanja indeksa oštećenja. Nažalost, indeks oštećenja ne može nam pružiti detaljnije informacije o veličini lokalizaciji prslina.

## 4 DETEKCIJA OŠTEĆENJA KOD SKELETNIH AB KONSTRUKCIJA – PRIMER RAMOVSKE KONSTRUKCIJE

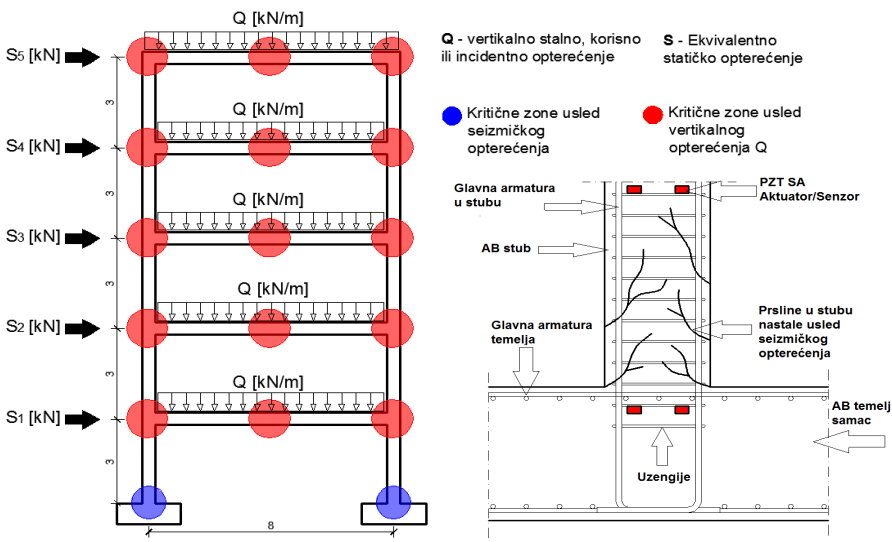
Mehanizam nastanka prslina kod skeletnih konstrukcija može biti različit u zavisnosti od uticaja koji uzrokuje oštećenje ali i oblikovanja i konstruisanja elemenata i njihovih međusobnih veza. Usled seizmičkog opterećenja najkritičniji su donji delovi stubova na mestu veze stuba sa temeljom. U zavisnosti od oblikovanja stuba i armature u njemu može doći do popuštanja i stvaranja prslina usled prekoračenja smičućeg napona ili usled napona savijanja (odnosno prekoračenja zatezanja) izazvanog horizontalnim seizmičkim silama (Slika 3 desno). Grede su opterećene vertikalnim stalnim, korisnim opterećenjem ili nekim drugim povremenim ili incidentnim opterećenjem kratkotrajnog tipa. Usled ovih konstalacija opterećenja moguć je nastanak prslina pri krajevima grede na mestu spoja grede sa stubom usled prekoračenja smičućih napona (Slika 4 levo). Razvoj prslina je približno pod uglom od 45º u odnosu na horizontalu. Prsline nastale usled savijanja najčešće nastaju u donjoj zoni grede na sredini njenog raspona i posledica su prekoračenja napona zatezanja u betonu.

O samom nastanku prslina u armirano betonskim konstrukcija, teorijskim i numeričkim metodama, principima za oblikovanje konstrukcije radi sprečavanja nastanka prekoračenja veličine prslina objavljen je veliki broj istraživanja i knjiga i u ovom radu neće se ulaziti u takvu analizu već u detekciju već nastalih prslina u konstrukciji iz unapred poznatih ili nepozn-



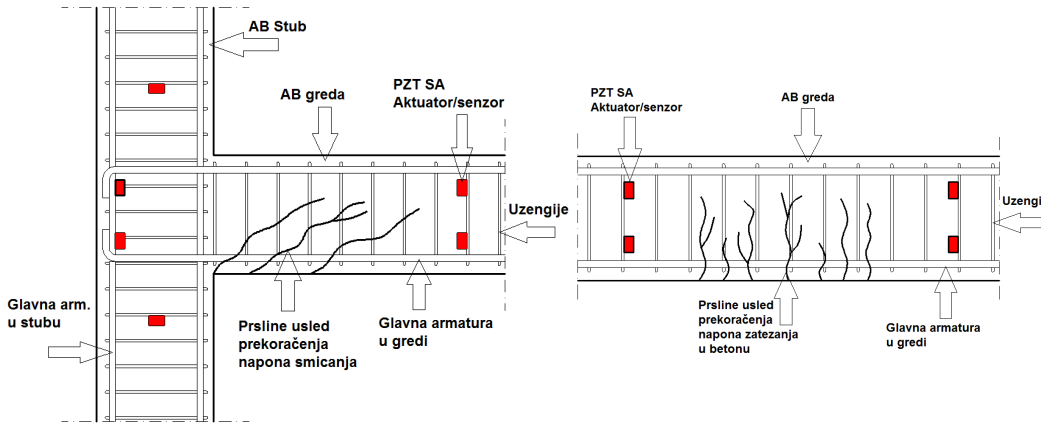

*Slika 2 – Četvorospratna armirano betonska skeletna konstrukcija*

atih razloga. Naravno treba napomenuti da je veoma važno uraditi dobru analizu nastanka potencijalnih zona oštećenja u AB skeletnoj konstrukciji radi smanjenja broja PZT SA ali i pravilnog postavljanja istih. Optimizacija broja PZT SA zavisi od gore pomenute analize ali i željenog nivoa sigurnosti objekta kao i potrebnih podataka koje treba da pruži detektovanje oštećenja.




*Slika 3 – Levo: Izdvojeni ram sa oznacenim potencijalnim zonama ostecenja; Desno: Prsline u stubu na mestu veze sa temeljom usled seizmickih sila.*

Na slikama 2,3 i 4 prikazana je jedna armirano betonska skeletna konstrukcija sa potencijalnim zonama oštećenja i postavljanjem PZT SA koji treba da detektuju eventualnu pojavu oštećenja.




*Slika 4 – Levo: Prsline na kraju grede nastale usled prekoracenja smicuceg napona u betonu; Desno: Prsline na sredini grede nastale usled prekoracenja napona zatezanja u betonu.*

# 4 ZAKLJUČAK

Detekcija oštećenja i monitoring AB skeletnih konstrukcija pomoću piezoelektričnih SA senzora/aktuatora karakteriše veoma velika osetljivost, niska cena, brz odgovor, multifunkcionalnost, aktivno praćenje, mogućnost primene u nepristupačnim delovima konstrukcije itd.. Za razliku od konvencionalnih metoda praćenja (pasivnih sistema monitoringa) ovim sistemom moguće je aktivno pratiti stanje u konstrukciji kroz vreme. Prilikom merenja ne iziskuje se prisustvo stručnih lica na samom objektu već je moguće sve koordinisati i pratiti iz centralne laboratorije ili merne stanice. Objekat može da bude u upotrebi prilikom merenja što dosta smanjuje troškove merenja i praćenja objekta. Moguć je prenos zapisa putem vajrles tehnologije što omogućuje praćenje više objekata istovremeno sa centralnog računara u objektu za praćenje stanja konstrukcija. Nedostatak trenutne metode detekcije oštećenja je nepostojanje algoritma za lokalizovanje prslina u AB elementima, odnosno preciznijoj slici prslina kako bi se mogao donezi zaključak o meri oštećenja u samoj konstrukciji sa aspekta pouzdanosti, sigurnosti i trajnost objekta. Postoji veliki potencijal primene modernih tehnologija za razvoj aktivnih sistema monitoringa realnih građevinskih objekata ali je potrebno raditi na istraživanju pouzdanosti, sigurnosti i trajnosti metoda koje koriste ovu tehnologiju.

**LITERATURA**

[1] G. Song, H. Gu, Y.L. Mo: "Smart aggregates: multi-functional sensors for concrete structures – a tutorial and a review", Smart materials and structures, vol. 17, 2008.

[2] G. Song, H. Gu, Z L Mo, T T C Hsu, H Dhonde: *"Concrete structural health monitoring using embedded piezoelectric transducers"*, Smart materials and structures, vol. 16, 2007.

[3] Cedric Dumoulin, Grigoris Karaiskos and Arnaud Deraemaeker: "Monitoring of crack propagation in reinforced concrete beams using embedded piezoelectric transducers", VIII International Concference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures – FraMCoS-8.

[4] Paul D Samuel and Darryll J Pines: "Classifying helicopter gearbox faults using a normalized energy metric", Smart Materials and Structures, vol. 10, 2001.

[5] Haichang Gu, Yashar Moslehy, David Sanders, Gangbing Song and Y L Mo: *"Multi-functional smart aggregates-based structural health monitoring of circular reinforced concrete columns subjected to seismic excitations"*, Smart Materials and Structures, vol. 19, 2010.

[6] Yashar Moslehy, Haichang Gu, Abdeldjelil Belarbi, Y L Mo and Gangbing Song: *"Smart aggregates based damage detection of circular RC columns under cyclic combined loading"*, Smart Materials and Structures, vol. 19, 2010.

[7] Rachel Howser, Yashar Moslehy, Haichang Gu, Hemant Dhonde, Y L Mo, Ashraf Ayoub and Gangbing Song: *"Smart-aggregate-based damage detection of fiber-reinforced-polymer-strengthened columns under reversed cyclic loading"*, Smart Materials and Structures, Vol. 20, 2011.

[8] Bo Hu, Tribikram Kundu, Wolfgang Grill, Bingkang Liu and Vahab Toufing: *"Embedded Piezoelectric Sensors for Health Monitoring of Concrete Structures"*, ACI Materials Journal, pp.149-158, March-April 2013.

[9] Shi Yan, Wei Sun, Gangbing Song, Haichang Gu, Lin-Sheng Huo, Bo Liu and Yen-Guo Zhang: *"Health monitoring of reinforced concrete shear walls using smart aggregates"*, Smart Materials and Structures, vol. 18, 2009.

[10] Youyuan Lu, Zongjin Li and Wen I Liao: *"Damage monitoring of reinforced concrete frames under seismic loading using cement-based piezoelectric sensor"*, Materials and Structures, vol. 44, pp.1273-1285, 2011.

[11] Arghadeep Laskar, Haichang Gu, Z L Mo and Gangbing Song: *"Progressive collapse of a two-story reinforced concrete frame with embedded smart aggregates"*, Smart Materials and Structures, vol. 18, 2009.

[12] G. Song, C Olmi and H Gu: *"An overheight vehicle-bridge collision monitoring system using piezoelectric transducers"*, Smart Materials and Structures, vol. 16, pp.462-468, 2007.

[13] R L Wang, H Gu, Y L Mo and G Song: *"Proof-of-concept experimental study of damage detection of concrete piles using embedded piezoelectric transducers"*, Smart Materials and Structures, vol. 22, 2013.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Borislav T. Tomašević[1], Natalija B. Kutvickaja[2], Muminat A. Magomedgadžijeva[3]*

# TEHNIČKA REŠENJA TEMELJNOG TLA I OBJEKATA NA VEČNO SMRZNUTOM TLU- PERMAFROSTU

***Rezime:***

Projektovanje temeljnog tla i temelja na večno smrznutom tlu- permafrostu bazira se na rezultatima prognoziranih termotehničkih proračuna koji su urađeni na osnovu inženjersko-geokrioloških parametara zemljišta koje predstavlja temeljno tlo, konstruktivnih i tehnoloških karakteristika novoprojektovanih zgrada i objekata kao i karaktera termičkog i mehaničkog međusobnog uticaja objekta i temeljnog tla. Cilj ovog rada je da se analizira iskustvo u projektovanju, izgradnji i eksploataciji temeljnog tla i temelja na permafrostu i prikažu savremeni načini kojima se može obezbediti stabilnost objekata na večno smrznutom tlu.

*Ključne reči: permafrost, projektovanje, prognozirani termotehnički proračuni, temperaturni režim, ventilisano potpolje, termostabilizator*

# TECHNICAL SOLUTIONS USED IN THE DESIGN OF BUILDINGS ON THE PERMAFROST

***Summary:***

Design of foundations on permafrost should be based on the results of forecast thermo-technical calculations. In these calculations the engineering and geocryologic parameters of soil used as bases and the design and technological features of the designed buildings and constructions have to be considered. The calculations should also take into account the character of thermal and mechanical interaction of the building with the foundation.The purpose of this publication is to look at experience related design, construction and operation of foundations in permafrost soils. In this publication we are going to show the modern ways for providing stability of buildings in permafrost soils.

*Key words: permafrost,design, forecast thermo-technical calculations, temperature regime, vented cellar, vertical cooling devices (thermo-stabilizers)*

[1] Dipl.inž.građ., direktor Preduzeća za projektovanje, konsalting i inženjering SABLE TRADING DOO, Beograd, RS
[2] K.t.n., glavni inženjer Sektora za projektovanje, OAO“ FUNDAMENTPROEKT“, Moskva, RF
[3] K.g-m.n., glavni specijalist Sektora za projektovanje , OAO“ FUNDAMENTPROEKT“, Moskva, RF

# 1. UVOD

Projektovanje temeljnog tla i temelja na večno smrznutom tlu- permafrostu bazira se na rezultatima prognoziranih termotehničkih proračuna koji su urađeni na osnovu inženjersko-geokrioloških parametara zemljišta temeljnog tla, kao i konstruktivnih i tehnoloških karakteristika novoprojektovanih zgrada i objekata.Pri tome je potrebno proceniti toplotni i mehanički uticaj koji međusobno vrše zgrade i objekti i večno smrznuto tlo, kao i moguće promene geokrioloških uslova usled izgradnje i eksploatacije objekata i planiranja i korišćenja teritorije.

Regioni u kojima se prostire permafrost spadaju u red regiona koji su veoma komplikovani za gradnju.To je,pre svega, zbog toga što nosivost i čvrstoća večno smrznutog tla u najvećoj meri zavise od njegove temperature :

- na niskim minusnim temperaturama smrznuto tlo ima visoku nosivost koja se smanjuje kada se temperatura povećava;
- za vreme otapanja dolazi praktično do momentalnog sleganja tla, nezavisno od spoljnog opterećenja – to je takozvano sleganje usled otapanja ( na tlu koje sadrži led u većem procentu može da iznosi do nekoliko desetina centimetara po metru dubine otapanja a i više ukoliko u tlu postoje široke naslage leda ).

U prirodnim uslovima vrednosti temperature večno smrznutog tla variraju u velikom dijapazonu usled oscilacija temperatura spoljnog vazduha u toku godine, kao i višegodišnjih promena prirodno-klimatskih uslova. Pod uticajem građenja dolazi do promena prirodnog temperaturnog stanja koje se odigravaju u kratkom vremenskom periodu, a dalja višegodišnja eksploatacija zgrada može da dovede do degradacije večno smrznutog tla i shodno tome, do nekontrolisanog sleganja tla.

Zbog toga se prilikom projektovanja vrše prognozirani termotehnički proračuni i proračuni noseće sposobnosti temeljnog tla za čitav period izgradnje i eksploatacije objekata. Proračuni se vrše po specijalnim programima matematičkog modeliranja uzimajući u obzir čitav niz parametara objekata i temeljnog tla :

- uslove smrznutog tla ( tip tla, fizičko-mehanička i termofizička svojstva i temperature tla);
- prirodno-klimatske uslove ( temperatura spoljnog vazduha, brzina i pravac vetra, snežni pokrivač, itd. );
- gabarite objekta, temperaturni režim u prostorijama, termoizolacione karakteristike poda prizemlja ( ili konstrukcije nad ventilisanim potpoljem), tip i parametre fundamenata.

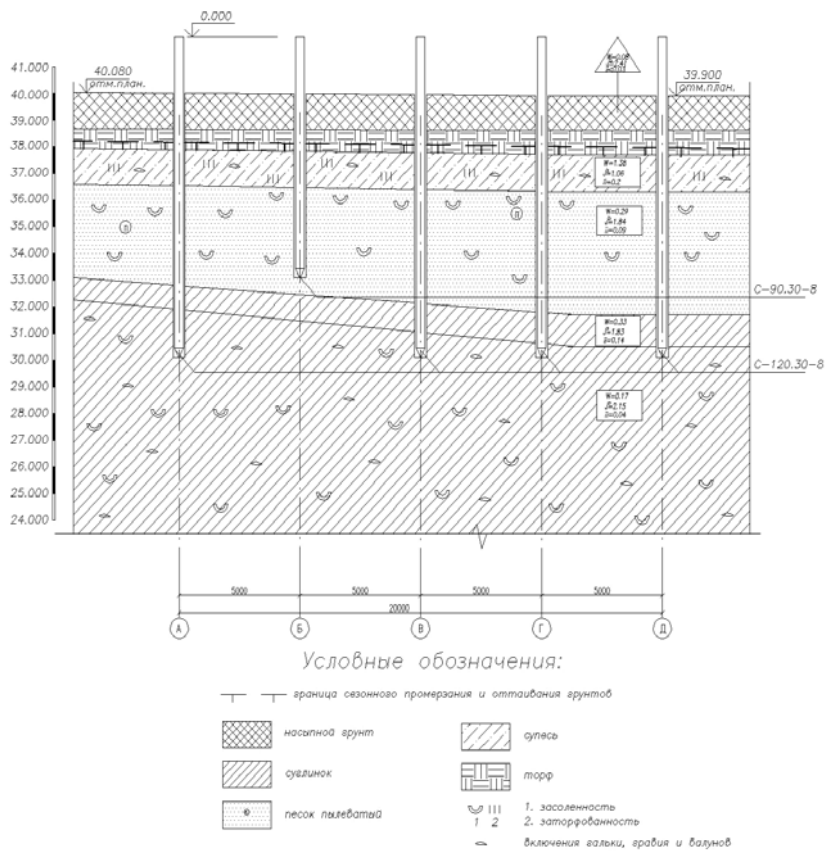
Cilj ovoga rada je da se na primeru projekta " Zgrade AOPP na aerodromu "Anadir " - objekta za prijem, obradu, sortiranje i prevoz avionske pošte, u gradu Anadiru, Ruska Federacija, analizira iskustvo u projektovanju a generalno i na izgradnji i eksploataciji temeljnog tla i temelja na večno smrznutom tlu, a isto tako i prikažu savremeni metodi kojima se može obezbediti stabilnost objekata, kao i očuvanje ekologije na gradilištima i teritoriji izgradnje.

## 2. INŽENJERSKO-GEOKRIOLOŠKI USLOVI

Prema podacima inženjersko-geokrioloških istraživanja, teren na kome se gradi objekat AOPP je složeno večno smrznuto tlo takvoga tipa , da nakon sezonskog otapanja dolazi do ponovnog zamrzavanja otopljenog tla i njegovog sjedinjenja sa večno smrznutim tlom. Do dubine od 4 - 5 m raprostire se poligonalno-žilni led.

U geološkom profilu odozgo nadole zastupljeni su : peščani nasip 1.5- 2.0 m, sloj treseta debljine 1.0- 1.5 m, tresetna peskovita glina 1.0- 2.0 m, prašinasti pesak bogat solima 3.0- 4.5 m, a ispod toga do dubina istražnih bušotina ( 15 m ) peskovita ilovača bogata solima sa primesama oblutaka, krupnijeg šljunka i kamenja samaca. Zastupljenost leda u zemljištu je prilično visoka : od 0.20 d.j. za peskovitu ilovaču do 1.38 d.j. za tresetno zemljište i treset. Zemljište je bogato solima. Inženjersko-geokriološki profil je prikazan na slici 1.

Prirodne temperature tla na dubini od 10 m prema podacima terenskih merenja su jednake temperaturi od - 2.0$^{o}$ C .




*Slika 1 - Inženjersko-geokriološki profil*

## 3. IZBOR PRINCIPA KORIŠĆENJA ZEMLJIŠTA KAO TEMELJNOG TLA

Princip korišćenja večno smrznutog zemljišta, koje će služiti kao temeljno tlo za fundiranje objekata, određuje se na osnovu razmatranja i analize inženjersko -geokrioloških uslova lokacije gradnje, konstruktivnih i tehnoloških karakteristika novoprojektovanog objekta i karaktera termičkog i mehaničkog međusobnog uticaja objekta i temeljnog tla.

СП 25.13330.2012. Dopunjeno i ispravljeno izdanje СНиП 2.02.04-88 "Temeljno tlo i temelji na večno smrznutom tlu" [2] određuje dva principa korišćenja večno smznutog tla kao temeljnog tla:

- princip I - večno smrznuto tlo se koristi kao temeljno tlo u smrznutom stanju koje se čuva u procesu građenja i u toku čitavog perioda eksploatacije objekta ( veštačko snižavanje temperatura temeljnog tla je moguće u periodu pre gradnje, same gradnje ili u periodu eksploatacije objekta );
- princip II - večno smrznuto tlo se koristi kao temeljno tlo u otopljenom stanju ili u stanju otapanja ( sa njegovim prethodnim otapanjem do proračunske dubine pre početka građenja objekta ili sa dopuštenim za tlo otapanjem u periodu eksploatacije objekta ).

Uzimajući u obzir inženjersko-geokriološke uslove na lokaciji građenja objekta AOPP, prisustvo poligonalno-žilnog leda koji pri povećanju temperature prelazi u tečno stanje, kao i to što smrznuto zemljište prilikom otapanja znatno sleže, opravdana je potreba očuvanja zemljišta u smrznutom stanju za vreme građenja i eksploatacije objekta AOPP ( princip I ).

## 4. METODOLOGIJA PROGNOZIRANIH TERMOTEHNIČKIH PRORAČUNA

Radi izbora efikasnih mera za termičku stabilizaciju zemljišta- temeljnog tla urađen je niz prognoziranih termotehničkih proračuna.

Kao ciljevi proračuna javljaju se :

1) prognoziranje promena temperaturnog režima zemljišta bez primene mera za termičku stabilizaciju i sa primenom mera za termičku stabilizaciju zemljišta;

2) proračun noseće sposobnosti temeljnog tla, za fundiranje na šipovima, sa dobijenim vrednostima proračunskih temperatura zemljišta.

Prognozirani termotehnički proračuni su urađeni na računaru po specijalnom programu za matematičko modeliranje PROGNOZ [1] .

Matematičko modeliranje u ovom programu se vrši entalpijskim metodom konačnih razlika na eksplicitnoj dvoslojnoj mreži. Proračunska šema je trodimenzionalna.

Proračunsku oblast modeliranja predstavlja trodimenzionalni prostor ( paralelopiped ) sa dimenzijama po dubini 30m, a po "dužini" i "širini" takvih, da u osnovi obuhvataju analizirani objekat i susednu teritoriju od 10-15 m i više a u zavisnosti od konstrukcije temelja i termotehničkih parametara objekata, kako onih koji se neposredno analiziraju u proračunu tako i onih u neposrednom okruženju.

Na gornjoj granici proračunske oblasti izdvajaju se zone sa različitim uslovima razmene toplote sa zemljištem temeljnog tla. Na konturama svake zone mogući su granični uslovi I, II, ili III vrste.

Za granične uslove I vrste na površini izdvojene zone zadaje se temperatura, za uslove II vrste- vrednost prodiranja toplote, za uslove III vrste - temperatura vazduha, otpornost izolacionog sloja na prenos toplote (sneg, zaštitni ekran od toplote) i koeficijent konvektivne razmene toplote sa zemljištem temeljnog tla.

Na donjoj granici izdvajaju se delovi koji se razlikuju po temperaturama. Za delove se zadaju granični uslovi I vrste (konstantna temperatura) ili II vrste (konstantno prodiranje toplote).

Na sve četiri bočne granice zadaju se granični uslovi II vrste ( konstantni prodor toplote je jednak 0 ).

Unutar proračunske oblasti mogu da se nalaze unutrašnji izvori toplote ili kanali za gubitak toplote (uključujući u to i rashladne uređaje) čiji se položaj obeležava u uslovnim koordinatama u odnosu na nultu koordinatu proračunske oblasti.

Kao polazni podaci za prognozirane termotehničke proračune se koriste: tip večno smrznutog tla , geokriološki profili, prosečna godišnja temperatura večno smrznutog tla, dubina sezonskog promrzavanja-otapanja, klimatske karakteristike, granični i početni uslovi, parametri i uslovi eksploatacije objekta.

Primena trodimenzionalne proračunske šeme omogućava:

1 - uzimanje u obzir promenljivosti fizičko-mehaničkih i termofizičkih karakteristika zemljišta po dubini i prostiranju;

2 – uzimanje u obzir graničnih uslova razmene toplote na gornjoj i donjoj granici koji su različiti zavisno od oblika osnove i vremena (starosti objekta) u kome se objekat posmatra ;

3 – uzimanje u obzir toplotnih izvora (uključujući u to i rashladne uređaje) za bilo koji pravac u prostoru;

4 - proračun nosivosti bilo kog šipa u polju šipova.

Rezultati proračuna predstavljaju:

- temperaturno polje za ceo masiv zemljišta koje u bilo kom vremenskom trenutku prognoze može da bude dobijeno u numeričkom ili grafičkom vidu prema zadatom pravcu ravnog preseka vertikalne i horizontalne ravni,
- nosivost šipova.

Proračun nosivosti vrši se u skladu sa СП 25.13330.2012. [2] Za šipove se određuju proračunske karakteristike: nosivost šipova, nosivost šipova bočnom površinom- po omotaču šipa , kao i prosečna, određena prema dubini postavljana šipa, temperatura zemljišta.

## 5. REZULTATI TERMOTEHNIČKIH PRORAČUNA

Objekat AOPP, koji se analizira, ima dimenzije u osnovi 36 x 20m , projektovan je sa ventilisanim potpoljem čiste visine 1.3 m koje je otvoreno po perimetru (prirodna ventilacija).

Fundiranje objekta predviđeno je na montažnim armiranobetonskim šipovima preseka 300x300 mm koji se postavljaju u bušotine dimenzija većih od preseka samog šipa. Pre postavljanja šipa, bušotine se do polovine dubine zapune cementno- peščanim rastvorom, nakon čega se šip spusti na dubinu 8,0- 10,0 m od povšine nasipa. Cementno- peščani rastvor sjedinjuje armiranobetonski šip sa okolnim tlom. Projektna opterećenja šipova, saglasno proračunu , iznose od 140 kN do 310 kN .

U tabeli 1 dati su rezultati proračuna nosivosti šipova. Prilikom proračuna nosivosti šipova, vrednosti proračunskog otpora smrznutog zemljišta bogatog solima po površini smrzavanja ( Raf,I ) i proračunskog pritiska na smrznuto zemljište bogato solima ispod vrha šipa ( Ri ),

uzimajući u obzir sastav soli ( bogato morskim solima-morski tip zasolenja ), usvojene su prema podacima iz ПНИИИС.[3] Kako se može videti iz dobijenih rezultata, prirodno stanje zemljišta ne obezbeđuje nosivost temeljnog tla i šipova zahtevanu po projektu.

Uzimajući u obzir da se zemljište bogato solima, koje je zastupljeno u temeljnom tlu objekta, ne zamrzava na nuli već u spektru negativnih temperatura, da ima slabu nosivost da bi obezbedilo zahtevanu po projektu nosivost temeljnog tla i temelja, rezultati urađenih prognoziranih termotehničkih proračuna su pokazali da je potrebno sniženje prirodnih negativnih temperatura zemljišta u periodu građenja objekta.

*Tabela 1 – Rezultati proračuna*

| *Marka šipa* | *Projektno opterećenje [ kN]* | *Maksimalno dozvoljeno projektno opterećenje na šip [kN]* | | | *Proračunska temperatura za bočnu površinu šipa [ ℃]* | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | *Pre hladjenja* | *Posle prvog ciklusa hladjenja* | *Posle drugog ciklusa hladjenja* | *Pre hladjenja* | *Posle prvog ciklusa hladjenja* | *Posle drugog ciklusa hladjenja* |
| *C 120.30-8* | *230…310* | *68* | *325...421* | *389..456* | *-1.8* | *-4,1...-6,0* | *-5,1...-8,0* |
| *C 110.30-8* | *170…200* | *51* | *244...328* | *298…386* | *-1,7* | *-4,3...-6,1* | *-5,3…-8,2* |
| *C 100.30-8* | *140…150* | *35* | *161...232* | *206...275* | *-1,6* | *-4,4...-6,3* | *-5,5…-8,5* |

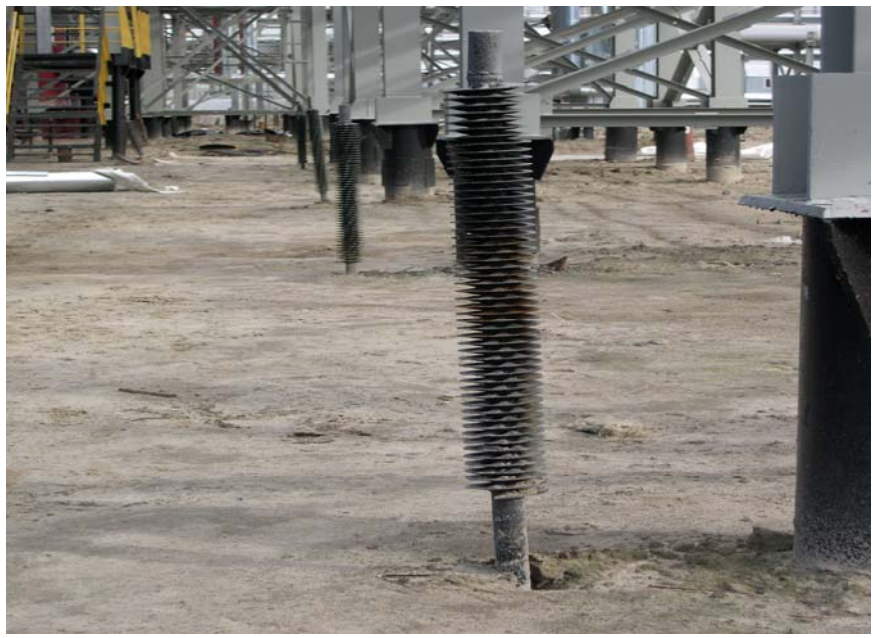
Za snižavanje temperatura zemljišta projektom [4] su predviđene neophodne mere za termičku stabilizaciju zemljišta koje dodatno, pored ventilisanog- provetravanog potpolja, uključuju i postavljanje vertikalnih paro-tečnih termostabilizatora zemljišta sa sezonskim dejstvom (od oktobra do aprila koristeći za svoj rad samo hladan spoljašni vazduh ) koji se postavljaju ispod objekta u neposrednoj blizini šipova ( slika 3). .

. Na osnovu prognoziranih termotehničkih proračuna određeni su tip, dimenzije, broj i položaj termostabilizatora. Usvojeni su sezonski termostabilizatori koji rade samo u zimskom periodu i obezbeđuju proračunske temperature zemljišta neophodne za prijem projektnih opterećenja, kao i formiranje i očuvanje čvrsto smrznutog stanja zemljišta. Pored sezonskih postoje i termostabilizatori sa dejstvom tokom čitave godine koji nisu predmet ovoga rada.

Termostabilizatori predstavljaju zatvorenu čeličnu cev prečnika 38 mm koja je delimično napunjena rashladnim medijumom ( hladon 22 ). Termostabilizator ima nadzemni deo- rebrasti kondenzator i podzemni deo- isparivač i postavlja se u zemlju u neposrednoj blizini šipova do dubine njihovih donjih krajeva.Prilikom hlađenja hladnim spoljašnjim vazduhom kondenzatora u zimskom periodu, pare hladona se kondenzuju na njegovim zidovima i u vidu tečnosti cure niz zid cevi isparivača, hladeći okolnu zemlju prelaze u parno stanje i podižu se gore – u kondenzator. Prilikom kretanja rashladnog medijuma dolazi do zamrzavanja i snižavanja temperature smrznutog zemljišta do projektnih negativnih vrednosti u oblastima temeljnog tla na koje se prenose opterećenja od nadzemnih konstrukcija. Zahvaljujući tome oko šipova se

formiraju dodatni oslonci sastavljeni od leda i smrznute zemlje, povećane noseće sposobnosti, koji preuzimaju veliki deo projektnog opterećenja koje se prenosi na temeljno tlo. Praktično, dodatni oslonci sa šipom čine celinu koja ima višestruko povećan presek i površinu omotača u odnosu na sam šip, što daje višestruko povećanu nosivost šipa u odnosu na nosivost šipa koju sam šip ostvaruje u prirodnom stanju zemljišta .

Kao primer na slici 2, sa drugog objekta, prikazan je termostabilizator ( vidi se samo nadzemni deo– rebrasti kondenzator) koji je postavljen izvan objekta.



*Slika 2 - Nadzemni deo vertikalnog termostabilizatora*

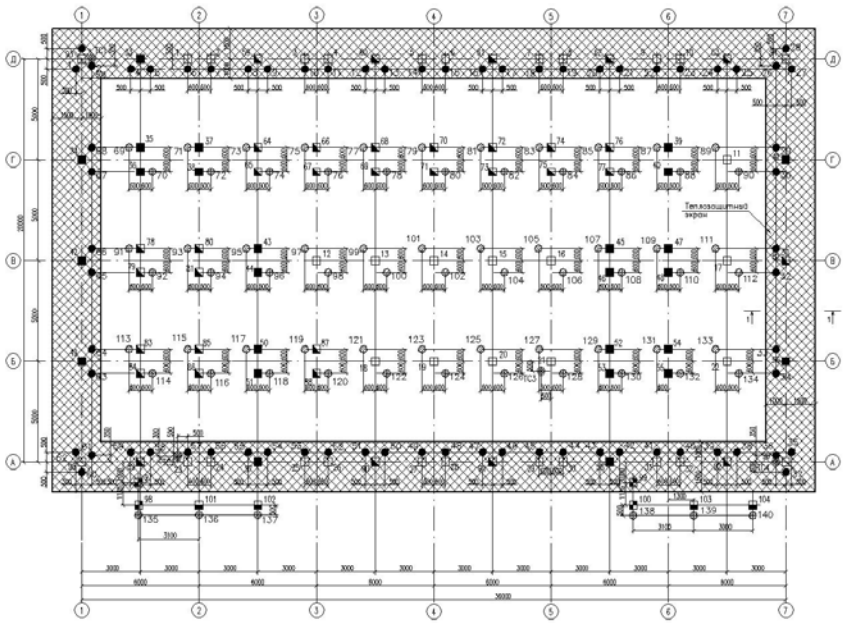
Projektom su predviđena dva tipa termostabilizatora: sa kondenzatorom dužine 950 mm i isparivačem dužine 7980 mm i prečnika 38mm; sa kondenzatorom dužine 1100 mm i isparivačem dužine 8830 mm i prečnika 38mm.

Šema rasporeda vertikalnih termostabilizatora, koja je zasnovana na prognoziranim termotehničkim proračunima, data je na slici 3. U toplim periodima godine temperatura vazduha i površine zemljišta u ventilisanom potpolju je , zbog toga što je u senci, niža od odgovarajućih temperatura izvan objekta. Da bi se isključio uticaj temperatura izvan objekta na nosivost šipova, u krajnjim redovima po perimetru objekta, predviđen je ekran za zaštitu od toplote od ekstrudiranih penopolistirolskih ploča marke “penopleks” (slika 3 i 4).

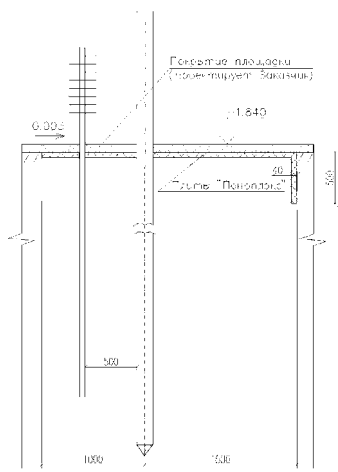
Raspored temperature u zemljištu temeljnog tla objekta posle jedne zimske sezone (oktobar-april ) funkcionisanja termostabilizatora je dat na slici 5 ( poprečni presek ). Zbog toga što se u toku toplog perioda godine, kada termostabilizatori ne rade, temperature zemljišta povećavaju, temperaturno polje na slici 5 je dato u najnepovoljnijem periodu – jesen

(septembar) prve godine eksploatacije. Nadalje, zahvaljujući početku zimske sezona kada počinju da rade termostabilizatori , temperature u temeljnom tlu će se snižavati.

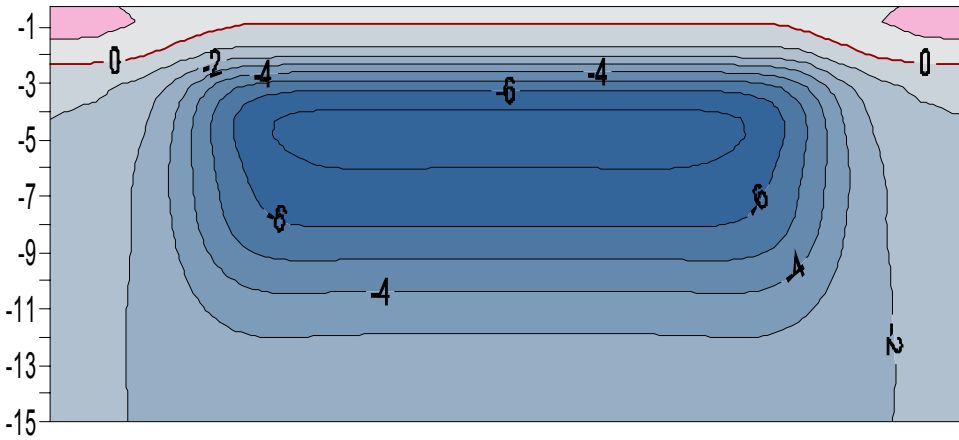
Rezultati prognoziranih termotehničkih proračuna su dati u tabeli 1. Kako se vidi iz dobijenih rezultata, nosivost temeljnog tla i šipova zahtevana po projektu, postiže se nakon jednog zimskog perioda rada stabilizatora i kod dalje eksploatacije se povećava.



*Slika 3 - Šema rasporeda termostabilziatora i ekrana za zaštitu od toplote*



*Slika 4 - Presek 1-1*




*Slika 5 - Temperaturno polje u temeljnom tlu objekta AOPP posle godinu dana rada termostabilizatora.*

## 6. ZAKLJUČAK

U ovom radu kao primer projektovanja objekta na večno smrznutom tlu analiziran je objekat AOPP, za koji su urađeni prognozirani termotehnički proračuni temeljnog tla i proračuni nosivosti temelja na šipovima.

Rezultati urađenih prognoziranih termotehničkih proračuna su pokazali da prirodno stanje zemljišta ne obezbeđuje projektom zahtevanu nosivost temeljnog tla i da je potrebno predvideti neophodne mere za termičku stabilizaciju zemljišta.

Za objekat AOPP, koji je isprojektovan sa ventilisanim potpoljem u zavisnosti od inženjersko-geokrioloških uslova i usvojenog principa korišćenja večnosmrznutog zemljišta kao temeljnog tla ( princip I ), a prema rezultatima prognoziranih termotehničkih proračuna, urađeno je tehničko rešenje za termostabilizaciju zemljišta koje obezbeđuje stabilnost, zahtevanu nosivost i dugotrajnu eksploatacionu pouzdanost temeljnog tla i temelja.

Tehničko rešenje uključuje zajednički rad ventilisanog potpolja, ekrana za zaštitu od toplote i vertikalnih paro-tečnih termostabilizatora zemljišta sa sezonskim dejstvom (oktobar-april), koji su postavljeni ispod objekta u neposrednoj blizini šipova. Tokom promrzavanja, termostabilizatori formiraju dodatne oslonce od leda i smrznute zemlje koji zajedničkim radom sa šipovima prihvataju projektno opterećenje koje se prenosi na temeljno tlo.

Primenom dodatnih oslonaca od leda i smrznute zemlje samo u zoni šipova, znatno se smanjuje zapremina zemljišta u prirodnom stanju, u kojem je radi obezbeđivanja projektom zahtevane nosivosti temeljnog tla neophodno smanjiti prirodne negativne temperature, što višestruko smanjuje troškove izrade temeljnog tla i temelja.

Učesnici na realizaciji projekta za objekat AOPP :
Investitor: GP ČAO "Čukotstrojzakazčik", Anadir, RF;
Generalni projektant: "Planum (Kipar) Limited", Nikozija, Kipar;
Projektanti: "Olstrong Tehno Limited", Nikozija, Kipar, "Inženjering Goša Projmetal A.D.", Beograd, SCG, OAO "Giprosvjaz", Moskva, RF i FGUP "Fundamentproekt", Moskva, RF; --
Generalni koordinator na realizaciji kompletnog projekta: BorislavT. Tomašević,dipl.inž.građ[1]

**LITERATURA**


[1] *PCH 67-87 "Inženjerska ispitivanja za gradnju. Izrada prognoze promena. temperaturnog režima večno smrznutog tla numeričkim metodama", sertifikat o saobraznosti POCC RU.СП15.H00512, izdat od strane POCC.RU.0001.11СП15. 04.07.2012.g.*

[2] *СП 25.13330.2012."Temeljno tlo i temelji na večno smrznutom tlu" (Dopunjeno i ispravljeno izdanje СНиП 2.02.04-88)*

[3] *РФГУП ПНИИИС Gosstroja Rusije: "Preporuke za odredjivanje čvrstoće smrznutog zemljišta koje pripada tipu zemljišta bogatog morskim solima", Moskva, 2001, RF*

[4] *Projektna dokumentacija (РД) za termostabilizaciju zemljišta temeljnog tla "Zgrade AOPP (poz. 53.4) na aerodromu "Anadir" (šifra 17323-53.4-TSG, arhivski broj 19490),* Moskva, 2004, RF

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Autori:Dragan Šuput[1], Dejan Šulem[2], Vladimir Vujčić[3],*
*Koautori: Milan Milovanović[4], Milan Šveljo[5]*

# PRIMENA 3D MODELA KONSTRUKCIJE U MONTAŽI TRANSVERZALNIH NOSAČA LUKOVA ŽEŽELJEVOG MOSTA U NOVOM SADU

***Rezime:***

U radu je prikazan postupak određivanja potrebnih dužina stranica sandučastih transverzalnih nosača, koji povezuju susedne elemente luka, a koji iz fabrike za izradu konstrukcije dolaze sa dužinama 100mm dužim od projektovanih. Obzirom na prostorni položaj lukova i ostvarenih, standardom dozvoljenih, odstupanja izvedenog od projektovanog položaja lukova, određivanje dužina zasniva sa na primeni 3D modela konstrukcije lukova. U radu je objašnjen algoritam za izračunavanje potrebnih dužina na osnovu podataka dobijenih geodetskim merenjem stvarnog položaja oslonačkih tačaka transverzalnih nosača na lukovima.

*Ključne reči: transverzalni nosač, lukovi, 3D model, geodetski podaci*

# USING OF 3D MODEL OF STRUCTURE FOR ASSEMBLY OF TRANSVERZAL BEAMS OF THE ZEZELJ BRIDGE ARCHES IN NOVI SAD

***Summary:*** This paper presents the procedure for defining the required lengths of sides of box transversal beams, which connect adjacent arch elements and which come from the factory in the length of 100mm longer than the designed ones. Considering the spatial position of arches and achieved deviations, allowed by standard, conducted from the designed arch positions, defining the lengths is based on using of 3D model of the arch structure. This paper explains the algorithm for calculation the required lengths based on the data obtained by geodetic measurement of the actual position of supporting points of transversal beams on arches.

*Key words: transversal beam, arches, 3D model, geodetic data*

[1] dipl.inž.građ., rukovodilac izgradnje na projektu izgradnje Žeželjevog mosta, GP Mostogradnja AD, Beograd
[2] dipl.inž.građ., inženjer tehničke pripreme na projektu izgradnje Žeželjevog mosta, GP Mostogradnja AD, Beograd
[3] dipl.inž.građ., inženjer tehničke pripreme na projektu izgradnje Žeželjevog mosta, GP Mostogradnja AD, Beograd
[4] dipl.inž.građ., rukovodilac radova na desnoj obali na projektu izgradnje Žeželjevog mosta, GP Mostogradnja AD, Beograd
[5] dipl.inž.građ., rukovodilac radova na levoj obali na projektu zgradnje Žeželjevog mosta, GP Mostogradnja AD, Beograd

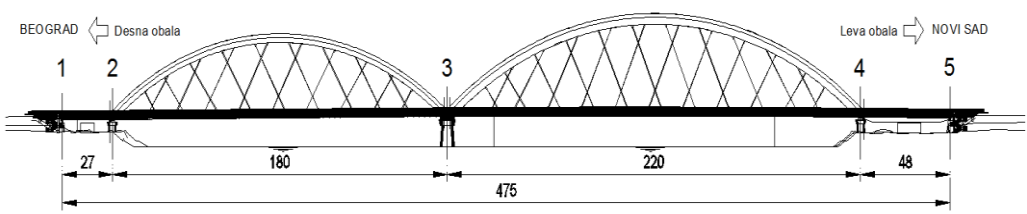
# 1 UVOD

Izgradnja Žeželjevog mosta obuhvata nabavku i izradu čelične konstrukcije – LOT1 i građevinske radove LOT2. Investitor radova su „Železnice Srbije", a glavni izvođač Joint Venture Azvi-Taddei-Horta Coslada. Podizvođač na montaži čelične konstrukcije mosta na levoj, odnosno desnoj obali Dunava u Novom Sadu, antikorozivnoj zaštiti, čišćenju dna Dunava u zoni srednjeg stuba P3 i njegovoj izradi je GP „MOSTOGRADNJA"AD iz Beograda. Izrada čelične konstrukcije izvodi se u fabrici u Italiji odakle se šleperima transportuje do gradilišta gde se vrši njeno ukrupnjavanje.



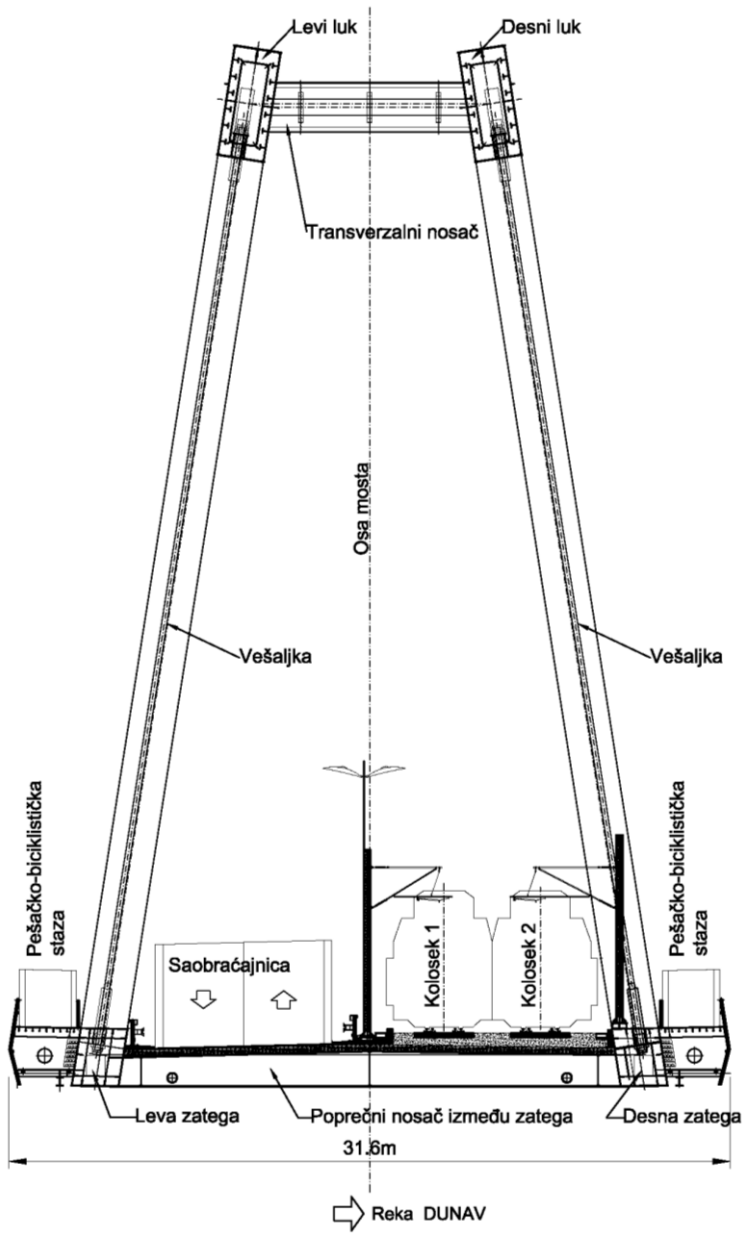
## 1.1 TEHNIČKI OPIS I KARAKTERISTIKE MOSTA

Železničko-drumski most preko reke Dunav u Novom sadu – „Žeželjev most" čine dva lučna mosta raspona 180m i 220m i prilazne konstrukcije sa petrovaradinske, odnosno novosadske strane Dunava, raspona 27m i 48m. Visina Luka raspona 180m je 34m, a visina Luka raspona 220m je 42m.



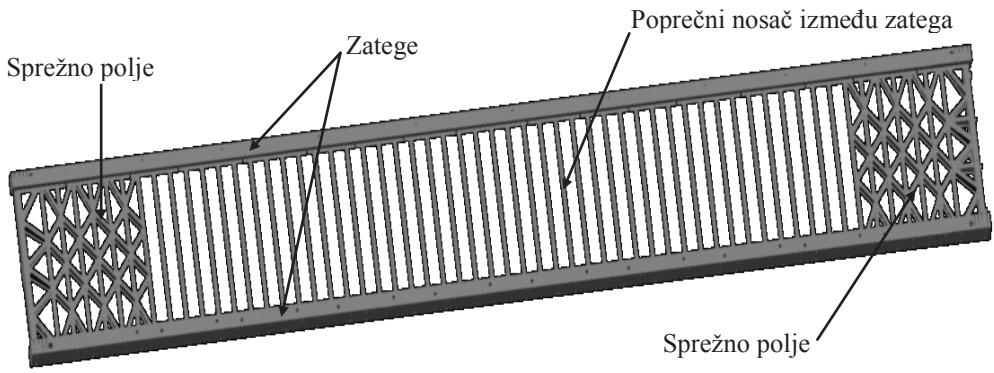

*Slika 1 – Dispozicija drumsko-železničkog mosta preko Dunava u Novom sadu*

Preko mosta predviđene su dve trake za drumski saobraćaj, dva koloseka za železnički saobraćaj i po dve biciklističko-pešačke staze. Ukupna širina mosta je 31.6m.



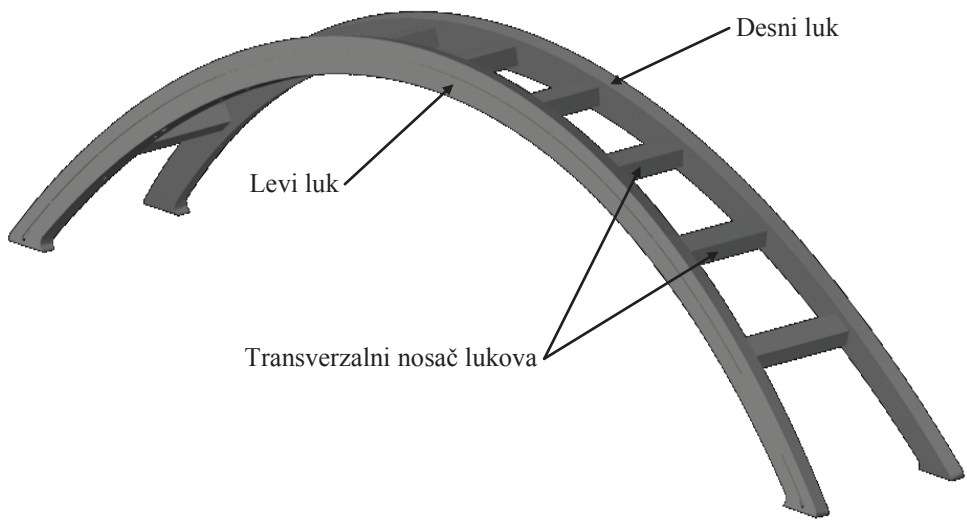

*Slika 2 – Poprečni presek železničko-drumskog mosta preko Dunava u Novom Sadu*

Glavni noseći sistem Lukova Žeželjevog mosta jeste čelična konstrukcija statičkog sistema luka sa zategom. Time u grupi železničko-drumskih mostova sa dva koloseka, ovaj most sa svojim Lukovima raspona 180m i 220m, predstavlja most sa rekordnim rasponima lukova u svetu. Zatege su međusobno povezane poprečnim nosačima i zajedno sa dva sprežna polja na susednim krajevima formiraju donji deo konstrukcije (Slika 3). Veze između ovih elemenata konstrukcije ostvaruju se zavarivanjem.




*Slika 3 – Donji deo čelične konstrukcije Lukova*

Gornji deo konstrukcije formiraju levi i desni luk međusobno povezani transverzalnim nosačima. Tranverzalni nosači lukova su projektovani kao sandučasti nosači, oslonjeni na susedne elemente lukova, pri čemu se veza sa lukovima ostvaruje sučeonim zavarivanjem. Oba luka su pod nagibom (Slika 4)

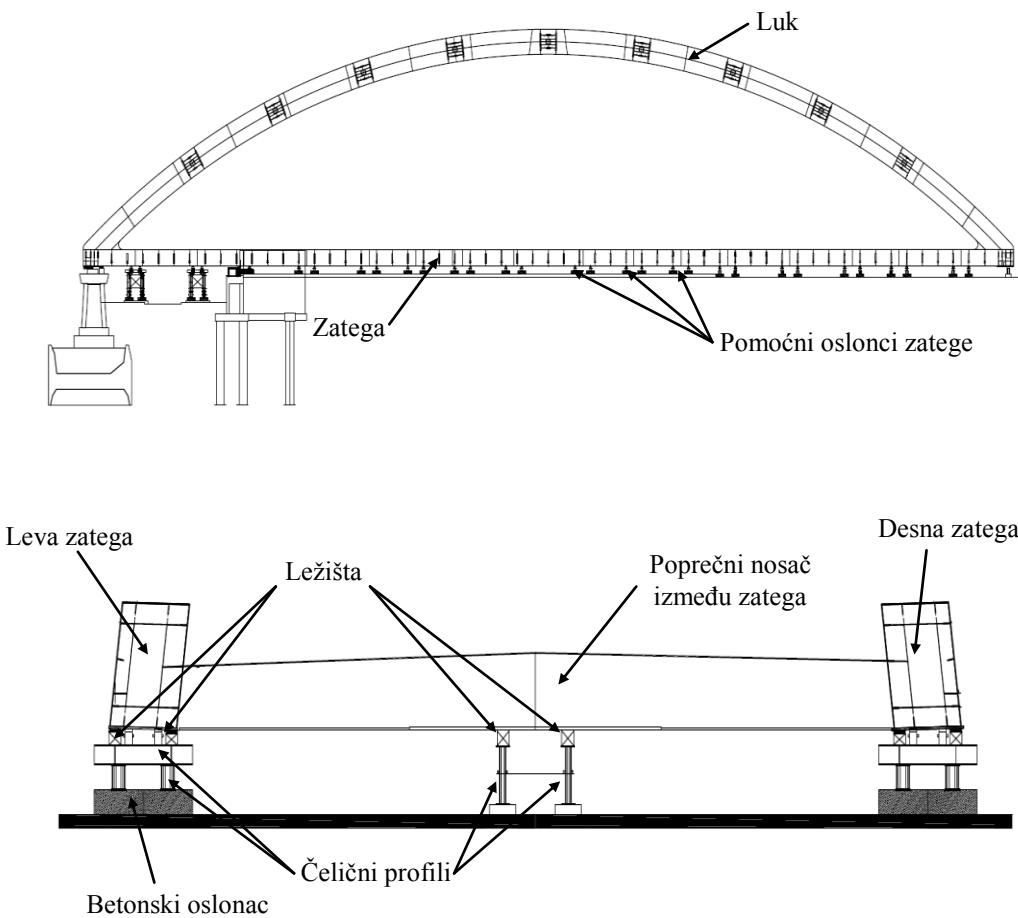



*Slika 4 – Gornji deo čelične konstrukcije Lukova*

## 1.2 TEHNOLOGIJA MONTAŽE

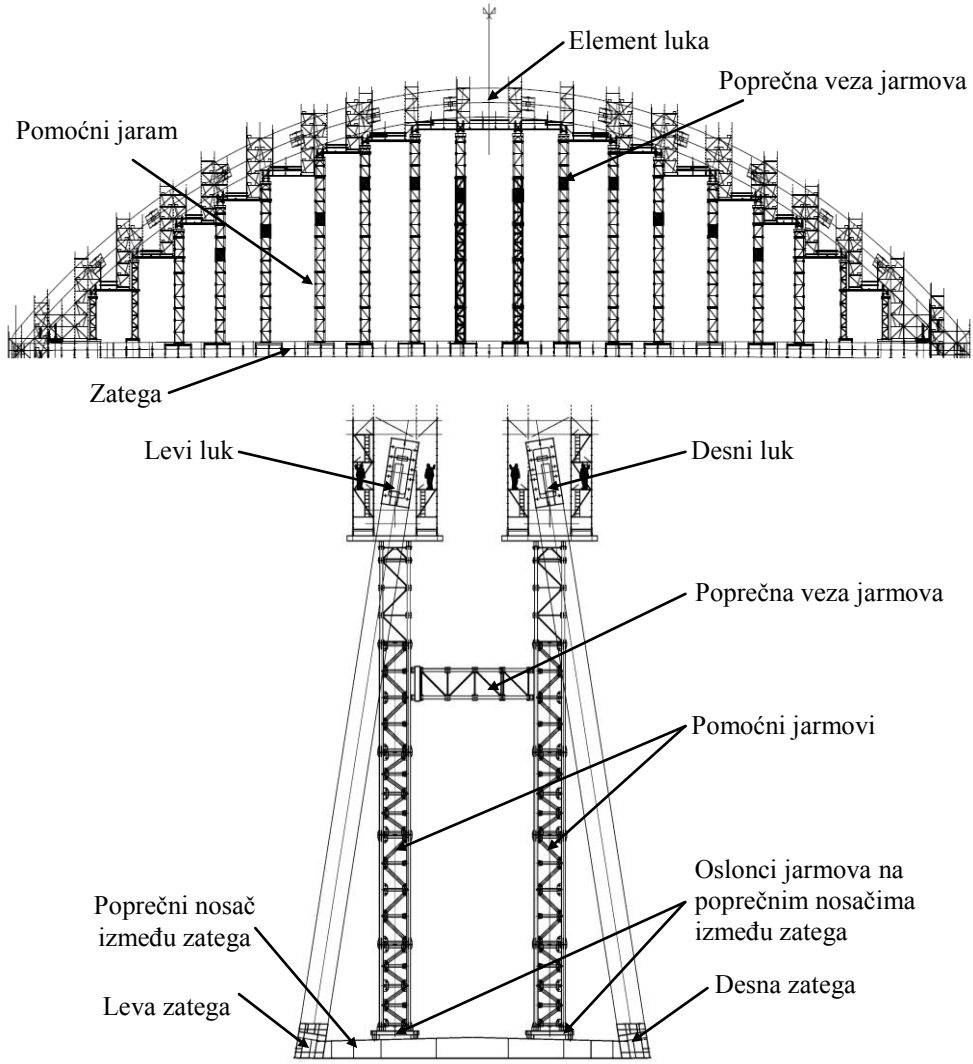
Tehnologijom montaže lukova predviđeno je da se prvo montira i zavari donji deo konstrukcije mosta (zatege, poprečni nosači i spregovi), nakon čega sledi montaža i zavarivanje gornjeg dela konstrukcije (lukovi i transverzalni nosači). Obeležavanje, pozicioniranje i kontrolu elemenata konstrukcije tokom montaže vrše geometri korišćenjem geodetskih instrumenata.

Tokom montaže elementi konstrukcije oslanjaju se na pomoćne oslonce, projektovane i izrađene u fabrici čelične konstrukcije GP „Mostogradnja“ AD. Donji deo konstrukcije oslanja se preko pokretnih i nepokretnih ležišta na čelične profile i betonske stope (Slika 5).




*Slika 5 – Pomoćni oslonci za oslanjanje elemenata zatege i poprečnih nosača*

Lukovi se oslanjaju na pomoćne čelične jarmove (Slika 6), dok se transverzalni nosači, kao što je već rečeno, oslanjaju direktno na lukove.




*Slika 6 – Pomoćni jarmovi za oslanjanje elemenata lukova*

Obzirom da se radi o zavarenoj čeličnoj konstrukciji deformacije usled zavarivanja dovode do odstupanja između izvedenih i projektovanih dimenzija elementa konstrukcije mosta kako tokom izrade, tako i tokom njihove montaže. Ova odstupanja su predviđena i istovremeno ograničena tolerancijama, koje su definisane standardom EN1090-2: 2008.

# 2 SPECIFIČNOST MONTAŽE TRANSVERZALNIH NOSAČA

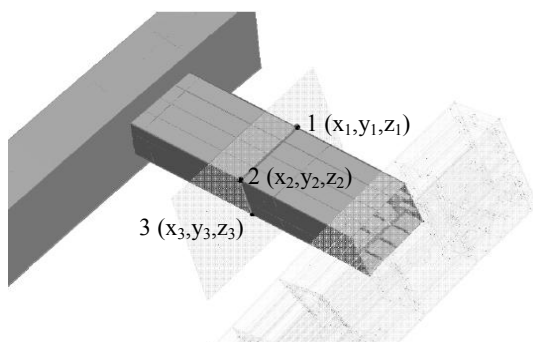
Zbog niza faktora kao što su izvedena dužina zatega, relativan odnos između zatega, dilatiranja konstrukcije usled temperature, pomeranje pomoćnih jarmova na kojima su oslonjeni elementi luka i odstupanja pojedinih elemenata luka od projektovane geometrije, relativno rastojanje između elemenata lukova tj. između oslonačkih tačaka transverzalnih nosača odstupa od projektovanog za svaki transverzalni nosač različito. Drugim rečima transverzalni nosači lukova više nisu simetrični, niti ortogonalni na podužnu osu mosta.

Iz tog razloga svi transverzalni nosači su izrađeni duži za 100mm od projektovanih, čime se kompenzuju odstupanja koja nastaju usled gore navedenih faktora. Obaveza izvođača na gradilištu je da precizno definiše potrebne dužine i izvrši precizno obeležavanje i opsecanje transverzalnog nosača, kako bi mogao da se uklopi u stvarno, izvedeno rastojanje između lukova.

## 2.1 POSTUPAK ODREĐIVANJA POTREBNIH DUŽINA ZA OPSECANJE TRANSVERZALNIH NOSAČA

### 2.1.1 Definisanje ravni koja prolazi kroz osu mosta

Obzirom na odstupanja projektovane geometrije i položaja elemenata Lukova, jedina nepromenjena i konstantna veličina je podužna osa mosta, koja ujedno prolazi sredinom svake stranice svakog transverzalnog nosača. Upravo iz tog razloga kao jedini parametar za određivanje potrebnih dužina transverzalnih nosača jeste njihova ravan kroz osu mosta, koja je upravna na sve četiri stranice transverzalnog nosača. Jednačinu te ravni definišemo, očitavanjem koordinata tri tačke, koje se nalaze na sredinama odgovarajućih stranica transverzalnog nosača iz 3D modela projektovane konstrukcije mosta.




*Slika 5 – Tačke na podužnoj osi mosta čije se koordinate očitavaju iz 3D modela*

Definisanje ravni koja prolazi kroz tri tačke:

$$\begin{vmatrix} x-x_1 & y-y_1 & z-z_1 \\ x_2-x_1 & y_2-y_1 & z_2-z_1 \\ x_3-x_1 & y_3-y_1 & z_3-z_1 \end{vmatrix} = 0$$

Nakon množenja dobijamo opšti skalarni oblik jednačine ravni:

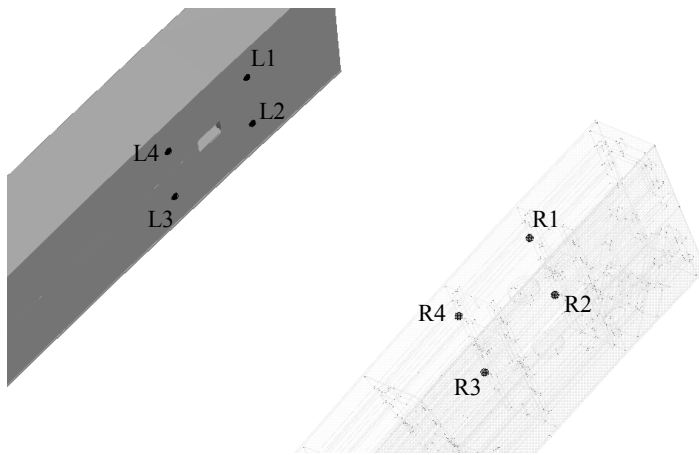
$$Ax+By+Cz+D=0$$

gde su:

| | |
|---|---|
| A, B, C, D | parametri srednje ravni |
| x, y, z | koordinate tačke u ravni |

### 2.1.2 Određivanje koordinata oslonačkih tačaka transverzalnog nosača

Koordinate osam oslonačkih tačaka transverzalnog nosača na odgovarajućim elementima lukova, koje su obeležene pre njihove montaže, dobijaju se geodetskim merenjem (totalnim stanicama) na gradilištu.




*Slika 6 – Osam oslonačkih tačaka na elementima lukova*

***Tabela 1 – Koordinate oslonačkih tačaka merene totalnom stanicom***

| | ***x*** | ***y*** | ***z*** |
|---|---|---|---|
| ***L1*** | | | |
| ***L2*** | | | |
| ***L3*** | | | |
| ***L4*** | | | |
| ***R1*** | | | |
| ***R2*** | | | |
| ***R3*** | | | |
| ***R4*** | | | |

### 2.1.3 Određivanje najkraćeg rastojanja oslonačkih tačaka do ravni definisane u tački 2.1.1

Najkraće rastojanje tačke od ravni:

$$d = \left| \frac{Ax_1 + By_1 + Cz_1 + D}{\sqrt{A^2 + B^2 + C^2}} \right|$$

gde su:

| | |
|---|---|
| A, B, C, D | parametri srednje ravni definisani u tački 2.1.1 |
| $x_i$, $y_i$, $z_i$ | koordinate oslonačkih tačaka definisane u tački 2.1.2 |

***Tabela 2 – Najkraće rastojanja oslonačkih tačaka do srednje ravni***

| | ***d*** |
|---|---|
| ***L1*** | |
| ***L2*** | |
| ***L3*** | |
| ***L4*** | |
| ***R1*** | |
| ***R2*** | |
| ***R3*** | |
| ***R4*** | |

### 2.1.4 Određivanje dužine za opsecanje

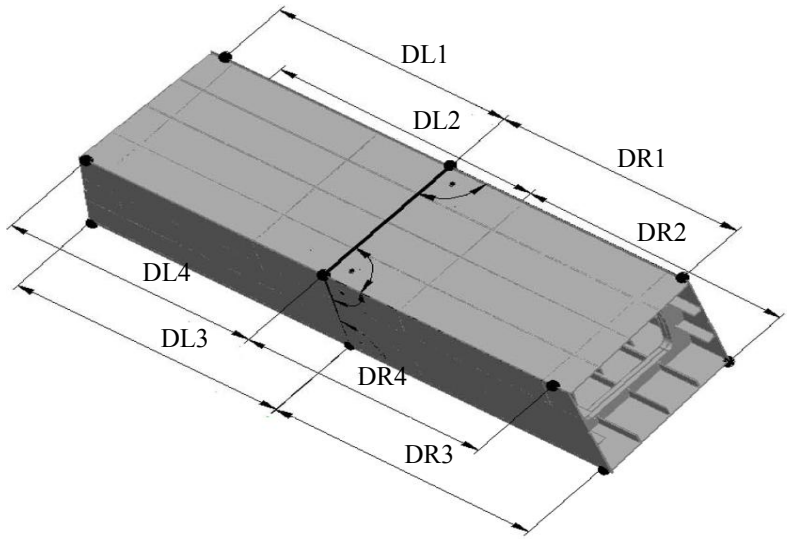
Dužine za opsecanje svake stranice dobijaju se kada se najkraća rastojanja oslonačkih tačaka do srednje ravni definisanih u tački 2.1.3, umanje za veličinu neophodnih zazora između transverzalnih nosača i segmenata lukova, jer se veza između transverzalnog nosača i susednih elemenata lukova ostvaruje sučeonim zavarivanjem polu V šava.

$D_i = d_i - Z$

gde su:

| | |
|---|---|
| $D_i$ | dužina za opsecanje |
| $d_i$ | najkraće rastojanje oslonačkih tačaka do srednje ravni određeno u tački 2.1.3 |
| Z | zazor između transverzalnih nosača i lukova |

Nakon određivanja dužina za opsecanje pristupa se njihovom obeležavanju na odgovarajućim stranicama transverzalnog nosača na gradilištu. Odmeravanje dužina za opsecanje vrši se od lokalne referentne ravni transverzalnog nosača na gradilištu, koja se određuje tako što se odredi sredina jedne stranice, a zatim se u odnosu na nju, geodetskim instrumentima povlače normale na sve ostale stranice transverzalnog nosača.




*Slika 7 – Obeležavanje dužine za opsecanje transverzalnog nosača*

# 3 ZAKLJUČAK

U radu je prikazan relativno jednostavan i brz postupak određivanja potrebnih dužina za opsecanje transverzalnih nosača, koji se može primeniti u svakodnevnoj inženjerskoj praksi i na drugim sličnim, prostorno složenim konstrukcijama.

Rezultati proračuna dobijeni na ovaj način obezbeđuju potrebnu tačnost , koja se ogleda pre svega u veličini ostvarenih zazora između transverzalnog nosača i levog, odnosno desnog elementa luka na koje se oslanja. Veličine zazora izmerene nakon opsecanja i montaže transverzalnoh nosača su jednake zahtevanim veličinama ili neznatno odstupaju od njih u granicama dozvoljenim tolerancijama, koje definiše standard EN1090-2: 2008.

**LITERATURA**

[1] Tenderski dokumenti: Poglavlje 3 - Tehničke specifikacije, Sekcija 1 – Konstrukcija mosta

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Predrag Blagojević*[1], *Darko Živković*[2], *Aleksandar Šutanovac*[3]

# PRIKAZ KONSTRUKCIJSKOG REŠENJA SPORTSKE HALE U KRALJEVU

***Rezime:***

Sportska hala u Kraljevu je kapaciteta 3500 mesta. Projektovana je prema propisima Međunarodne košarkaške federacije (FIBA). U radu je prikazan način proračuna osnovnog konstrukcijskog armiranobetonskog sistema i metalne konstrukcije krova. Kompletno krovno opterećenje je prihvaćeno preko dve prostorne rešetke raspona 50m, koje natkrivenu površinu (50m h 75m) dele na tri dela (20m+25m+20m). Detaljni opisi konstrukcijskih rešenja objekta su ilustrovani osnovama, presecima, proračunskim modelima i fotografijama u toku gradnje. Objekat je izveden u toku 2011-2013 godine.

*Ključne reči: sportska hala, čelična prostorna konstrukcija, veliki raspon*

# STRUCTURAL DESIGN OF THE SPORTS HALL IN THE CITY OF KRALJEVO

***Summary:***

The sports hall in the city of Kraljevo has a capacity of 3500 seats. It is constructed according to the International Basketball Federation (FIBA) regulations. This paper presents the structural design of the main reinforced concrete system and steel roof structure. Complete roof load is accepted across two spatial grids of the 50m span. These grids divide the covered area of 50m by 75m into three sections (20m + 25m + 20m). Detailed descriptions of the design solutions are illustrated through layouts, cross sections, calculation models, and photographs during construction. The building was constructed during the years 2011-2013.

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

[1] Doc dr, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, Aleksandra Medvedeva 14, Niš
[2] Asistent mr, , Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, Aleksandra Medvedeva 14, Niš
[3] Student doktorskih studija, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, Aleksandra Medvedeva 14, Niš

# 1 UVOD

Objekat prikazan u radu, nalazi se u Kraljevu. Projektovan je kao višenamenska sportska dvorana. Autori ovog rada su projektanti konstrukcije objekta i izradili su kompletnu izvođačku - radioničku dokumentaciju po kojoj je izgrađena armiranobetonska konstrukcija objekta. Osnovni konstrukcijski sistem je armiranobetonski skelet, a krovna konstrukcija je projektovana od dve prostorne čelične rešetke na koje se oslanjaju linijski čelični nosači.

# 2 ARHITEKTONSKO REŠENJE

Objekat je projektovan kao višenamenska sportska dvorana za male sportove. U osnovi je pravougaonog oblika dužine 70,30m i širine 66,20m, spratnosti Su+Pr+2. Visina od kote poda sportskog terena do donje ivice konstrukcije je 15,5m. Pored centralnog dela objekta koji je namenjen za sportske priredbe, ispod tribina se nalaze svi prateći sadržaji u skladu sa FIBA propisima. Na spratu su projektovani kafe-bar i pomoćne prostorije, a na drugom spratu konferencijska sala, računarski centar, sala za sastanke, novinarska soba.



*Slika 1 – Sportska dvorana u Kraljevu*



*Slika 2 – Popречni presek kroz tribine*



*Slika 3 – Popречni presek van tribina*

## 3 KONSTRUKCIJA OBJEKTA

U konstrukcijskom smislu objekat predstavlja prostornu okvirnu-skeletnu armiranobetonsku (AB) konstrukciju sa AB zidovima (dijafragmama) u oba pravca. U toku projektovanja su ispoštovani svi zahtevi iz trenutno važeće regulative za ovu vrstu objekata. Za armiranje svih konstrukcijskih elemenata je usvojem čelik RA400/500-2 i beton MB30. Svi propisani uslovi o vertikalnim i horizontalnim pomeranjima su ispoštovani.

Međuspratne konstrukcije su projektovane kao monolitne AB krstasto armirane ploče debljine 20cm koje se oslanjaju na AB zidove i gredne nosače. Međuspratne konstrukcuje su u proračunu tretirane kao kontinualne krstasto armirane ploče.

Krovnu konstrukciju čine dve čelične prostorne rešetka na koje se oslanjaju linijski čelični nosači.



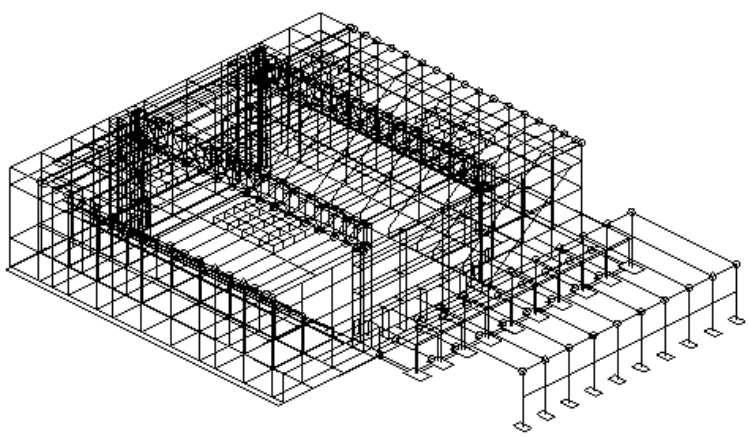
*Slika 4 –Završeni armiranobeonski radovi*

# 4 PRORAČUN

Proračun kompletne konstrukcije [1] je urađen na prostornom proračunskom modelu gde su obuhvaćeni svi konstrukcijski elementi bez aproksimacija. Proračunski model je obuhvatio temeljnu ploču, AB skeletnu konstrukciju i metalnu prostornu krovnu konstrukciju (Slika 6.). Svi armiranobetonski konstrukcijski elementi su simulirani uz maksimalno poštovanje geometrije poprečnih preseka, uglova rotacije i ekscentričnosti u odnosu na usvojeni koordinatni sistem. Modelom je simulirana fazna gradnja (faze građenja AB konstrukcije i faze montaže krovne konstrukcije).

Proračun konstrukcije je urađen uz pomoć programa za statičku i dinamičku analizu prostornih konstrukcija "Tower 6" na prostornom proračunskom modelu.
Granično stanje upotrebljivosti (prsline i deformacije ) je obuhvaćeno korišćenim programom za proračun. Načinom armiranja su ispoštovani uslovi graničnih otvora prslina i vremenskih deformacija. Objekat je fundiran na AB kontinualnoj krstastoarmiranoj ploči debljine 30cm.

Uticaji u poprečnim presecima su dobijeni simulacijom vertikalnog i horizontalnog opterećenja u skladu sa trenutno vazećom regulativom za ovu vrstu objekata i lokaciju na kojoj se objekat nalazi. Proračun temeljne konstrukcije je urađen simulacijom tla kao elastične podloge preko modula reakcije tla za vertikalni pravac.
Proračun je urađen kroz više proračunskih modela gde su menjani konturni uslovi i uslovi oslanjanja. U proračunu je praćena istorija opterećenja i fazna gradnja.



*Slika 5 – Proračunski model*



*Slika 6 – Montaža krovne konstrukcije.*

## 5 UČESNICI U PROJEKTOVANJU I IZGRADNJI

**Investitor:** Grad Kraljevo, **Projektant:** ''ARHI MONDE'' d.o.o., Beograd,

**Izvođač radova-konzorcijum:**''AMIGA''d.o.o., Kraljevo, ''YU KEOPS''d.o.o., Kraljevo, ''GRAĐEVINAR KOCIĆ''d.o.o., Beograd, ''VALVE PROFIL''d.o.o., Kraljevo, ''HIDROKOP''d.o.o., Beograd

**LITERATURA**


[1] P. Blagojević, *Proračun konstrukcije sportske dvorane u Kraljevu,* 2012 godina,

[2] P. Blagojević, D. Živković, A. Šutanovac, *Izvođački projekat konstrukcije sportske dvorane u Kraljevu*, 2012 godina,

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

14. KONGRES NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR 2014.

*Ahmed Alalikhan [1], Saad Al-Wazni[2], Zoran Mišković[3], Ratko Salatić[4]*

# NUMERIČKI EKSPERIMENT DETEKCIJE OŠTEĆENJA PRIMENOM *TABU SEARCH* METODE

***Rezime:***

U radu je prikazana procedura simulacije detekcije oštećenja slobodno oslonjene čelične grede uz primenu *Tabu search* metode optimizhacije. Numerički proračuni su sprovedeni u ANSYS softveru za analizu primenom metode konačnih elemenata. Detekcija oštaćenja uključila je loakalizaciju i kvantifikaciju oštećenja. Metoda se bazira na detekciji oštećenja na osnovu promene dinamičkih karakteristika konstrukcije. Glavna procedura, primenom *Tabu Search* meode optimizacije, razvijena je u *Matlab* okruženju. Oštećenje je moguće uspešno detektovati, po oba uključena parametra u analizu, tj. lokalitetu i nivou oštećenja.

*Ključne reči: detekcija oštećenja, dinamičke karakteristike, tabu search*

# NUMERICAL TEST OF DAMAGE DETECTION USING *TABU SEARCH* METHOD

***Summary:***

The study presents the procedure of simulation of damage detection of simply supported steel beam using *Tabu search* optimization method. Numerical computation carried out in ANSYS finite element analysis software. Damage detection assumes determination of location and amount of damage. The method uses detection of damage based on changing dynamic properties of structure. The main procedure, using optimization *Tabu Search* method, is developed in *Matlab* package. Damage was successfully detected after performing the procedure for both parameters, location and amount of damage.

*Key words: Damage detection, Tabu search, Dynamic properties*

[1] Assistant Lecturer, ahmed.alikan@gmail.com
[2] Assistant Lecturer, al_wazni@yahoo.com
[3] Associate Professor, mzoran@imk.grf.bg.ac.rs
[4] Associate Professor, ratko@grf.bg.ac.rs
[1,2] Civil Eng. Dep., College of Engineering, University of Kufa, Iraq, Faculty of Civil Eng. University of Belgrade
[3,4] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Bul. kralja Aleksandra 73, Belgrade, Republic of Serbia

# 1 INTRODUCTION

The purpose of the present work is to establish a method for predicting the location and amount of damage in a simply supported beam using numerical changes in dynamic properties, structural modal frequencies and shapes. A crack or other type of defect, in a structural member result in local reduction of stiffness, which would affect vibration properties of the structure, [1]. These changes of stiffness could be used to detect existence of a damage, which can be simulated by a crack through the beam depth, characterized with its location and depth of the structural member and structure as a whole. Nahvi and Jabbari, [1], applied in their work this idea, using the intersection of contours with the constant modal natural frequency planes to relate the crack location and depth. Owolabi et al., [2], in their work measured changes in the first three natural frequencies and corresponding amplitudes of measured frequency response functions, in order to detect cracks with a similar technique mentioned before.

Present case study adopts the concept of numerical model updating technique, varying location and amount of damages, and performed using ANSYS Finite Element Analysis software. Numerical model updating technique is an important tool to determine corresponding modal properties of structural model. It has been repeated many times to the numerical model until it reaches close properties of damaged case (measured experimentally or simulated). This concept used several times, as it is reported in many papers referenced in [3]. This procedure requires incorporation of an optimization method for damage detection. In this paper used so-called *Tabu search method* of optimization techniques for this purpose, which could be applied to get target.

# 2 IDENTIFICATION OF DAMAGE DETECTION

Damage may be detected according mainly to two ways, destructive and non-destructive approach. The last one is adopted in presented study. In addition, non-destructive methods include a wide range of parameters that can be taken into account. Presented study includes the changes of natural frequencies and mode shapes only.

The basic idea could be summarized in few steps. Firstly, has to create the FE structural model (case study) using the FEM modeling software. ANSYS software is used for modal computation and determination structural dynamic properties (frequencies and mode shapes). This operation repeats during simulation of different locations and amount of damage, which results in different values of frequencies and mode shapes for each case. This procedure is so-called numerical updating technique. The second part includes an optimization procedure, *Tabu search* method chosen in this study, which is programmed as routine in *Matlab* software. Optimization process includes comparison of modal parameters of the real damaged structure (measured experimentally or computed for particular scenario of damage) and modal parameters corresponding to the simulated damage case. In the presented numerical test both groups of parameters are computed numerically. When the modal parameters become close, optimization procedure reaches target (minimum difference), and the damage is detected, [4].

The whole process can be summarized in figure 1. In the present study, real modal properties are obtained numerically for particular damage scenario, not by experimental modal analysis of real damage structure.

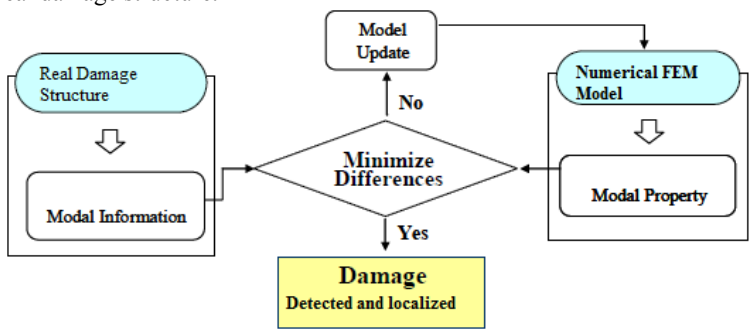



*Figure 1 – General structure of damage detection algorithm*

# 3 OPTIMIZATION PROCEDURE

## 3.1 TABU SEARCH METHOD OF OPTIMIZATION

*Tabu Search* method (TS) is a meta-heuristic iterative procedure, which starts from some initial feasible solution and attempts to determine a better solution. TS procedure initially starts from several neighborhood hyper-points (position or state of a system), and selects the new point (move) producing the best solution among all candidate points (moves) for current iteration. Points with the best solution may not improve the solution in the current iteration. Selecting the best move (which may or may not improve the current solution) based on the sub-position that good moves are more likely to reach the optimal or near-optimal solutions. The set of admissible solutions attempted at a particular iteration forms a candidate list. *TS* selects the best solution from the candidate list. Candidate list size is a trade-off between quality and performance. The best solution in any heuristic method need an objective function (target function) in order to reach optimal solution, hence, the adequacy of the objective function will be crucial on the results. According to researches [5, 6], algorithm of *TS* method can be summarized in the following steps:

- Choose (construct randomly) an initial solution $S_0$;
- Set the current solution $S = S_0$;
- Loop over iteration:

*While* (the termination criterion not satisfied):

Select $S$ in $\arg\min[f(S')] < f$, where $S$ is not on *tabu-list*, $S' \in N(S)$ and $N$ is all neighbor solutions.

if $f(S')$ is less than $f^*$ (the minimum value of objective function)

make $f^* = f(S')$ and the best solution $S^* = S$;

Record *tabu-point* for the current move in the *tabu-list*.

*End While* (the termination criterion satisfied):

In the algorithm, $\arg\min$ returns the subset of solutions in $N(S)$ that minimizes objective function.

### 3.2 OBJECTIVE FUNCTION DEFINITION

The value of objective function plays an important role in damage detection technique, from which, the location and percent of damage could be determined. According to [7, 8], an objective function represents the error between the real (measured or computed) and numerically simulated modes and frequencies. The goal from the objective function is to reach to a minimum value, which represents the minimum difference among the modal properties for two, previous defined, cases.

To find out the most efficient objective function, two fundamental objective functions have been considered:

- The difference (errors) in natural frequencies, in the form defined by equation (1),

$$f_2 = \sum_{i=1}^{n} \left( \frac{\omega_e - \omega_m}{\omega_e} \right)^2 \tag{1}$$

where are:

$\omega_e$ ……Natural frequencies of real damaged structure

$\omega_m$ …...Natural frequencies of numerically simulated damaged structure during optimization process

$n$ ……..Number of mode shapes included into the consideration.

- The difference in mode shapes in the form defined by equation (2),

$$f_2 = \sum_{i=1}^{n} \frac{Norm \left| \phi_e - \phi_m \right|}{Norm \left| \phi_e \right|} \tag{2}$$

where are:

$\phi_e$ ……. Mode shapes of real damaged structure

$\phi_m$ …….. Mode shapes of numerically simulated damaged structure during optimization process

$n$ …….. Number of mode shapes included into the consideration.

$Norm \left| \phi \right|$ .Norm of the vector of relevant displacement components of all structural nodes (in this study used just translational degree of freedom in transverse direction of node vector displacement) and the norm is defined as sum of those components.

Finally, the sum of the functions defined by (1) and (2) assumed as an objective function in this study, (3).

$$F = f_1 + f_2 \tag{3}$$

## 4 NUMERICAL TEST OF SIMPLE SUPPORTED BEAM

ANSYS software program is used to analyze the case study. A simply supported steel beam, span of $L = 10\ m$, rectangular cross section width of $b = 300\ mm$ and height of $h = 600\ mm$ was adopted. The beam divided to 100 elements and the damage varied within each element during the analytical process. The modal analysis performed and beam properties proposed as (linear elastic homogenous) with mass density of $\rho = 7860\ kg/m^3$. The first five modes are considered during the study.

Artificially applied damage of the structure consists of a crack on element No. 15, which was a crack from the bottom beam side towards to top beam side, with a length of $l = 300\ mm$, so, it corresponds of the 50%, if is assumed ratio of crack length and total depth of the beam cross section.

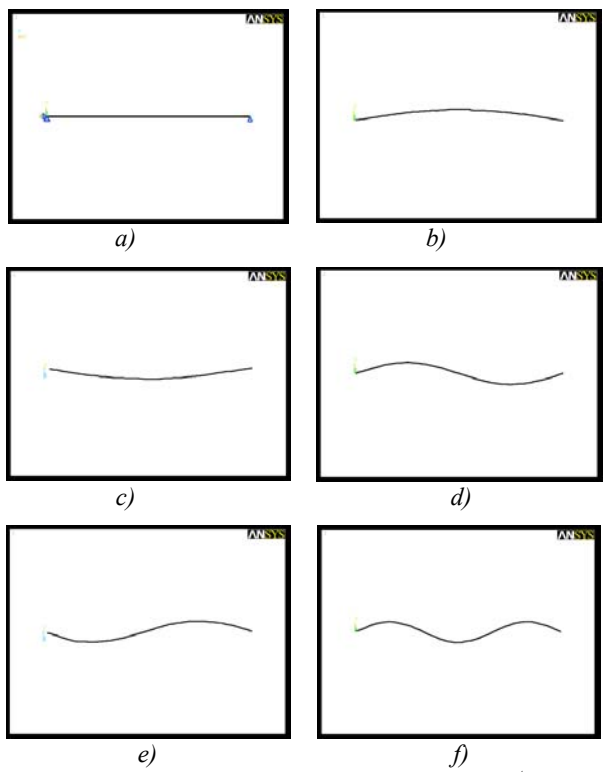



*Figure 2: a) FE model of damaged structure with supports; b) 1st mode shape - 1st bending (front view); c) 2nd mode shape - 1st lateral (top view); d) 3rd mode shape - 2nd bending (front view); e) 4th mode shape 2nd lateral (top view); f) 5th mode shape 3rd bending (front view)*

Numerical model of the damaged structure, with computed first five mode shapes, using the ANSYS software, are shown in figure 2.

***Table 1 – Natural frequencies of real damaged beam – FE computed***

| ***Mode No.*** | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---|---|---|---|---|---|
| ***Frequency (Hz)*** | 6.853 | 13.535 | 27.327 | 52.519 | 61.285 |

Extracted mode shapes, for the first five extracted mode shapes, are shown in figures 2*b* to *2f*, while the modal frequencies are listed in the table 1.

## 5 RESULTS OF PROPOSED DAMAGE DETECTION PROCEDURE

After application the proposed damage detection procedure using *TS* method, during the iteration process with various damage location and percent of damage, so-called numerical model updating, the optimal solution is obtained. It closely corresponds to the applied damage, which means that location and amount of damage is detected. The process performed automatically using the routine created in *MATLAB* package. Improvement of the applied objective function, defined by equation (3), during iterations is shown in figure 3.

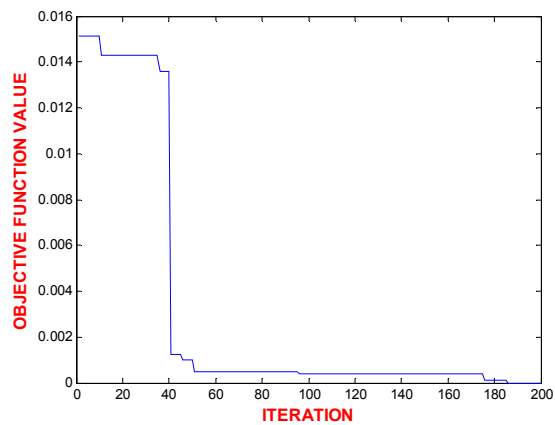



*Figure 3. Improvement of the objective function during iterations*

Decreasing behavior of the objective function value during the iterations indicates effectiveness of applied optimization method, *TS* method, which means that the process is getting, step by step, closer to exact value during the iterations. Procedure find out exactly that the element no.15 is damaged with a damage percent of 50%. Therefore, after 185 iterations, the objective function (error function) reached the target zero-value, as a global *minimum* value. Mentioned behavior can be recognized in figure 4 as well. Figure shows local minimum values of the objective function computed during iteration in the searching space. Due to the efficiency of applied searching method, *TS* method, there is evident that it was able

to avoid all existing local minimum values and didn't stuck with any of them during the searching process. This phenomena (i.e., avoiding trapping in some local minimum) governs the optimization method in terms of being either a successful method or not.

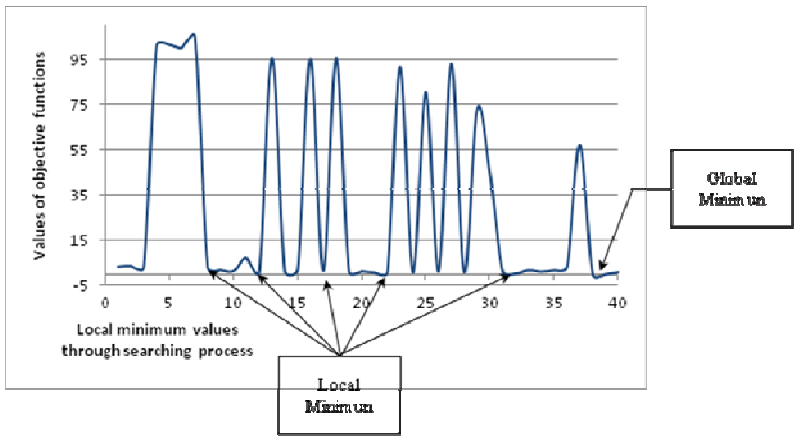



*Figure 4. Minimum values of objective function computed in searching space*

## 6 CONCLUSIONS

The results from the presented research show important advantages of the proposed damage identification procedure. Structural modal properties are very sensitive to existence of damage, and give significant indication of structural damage. So, these properties have strong influence on objective function, if they are included in adequate form. Any tiny change, which may occur, can be recognized during optimization process. In order to capture a location and amount of damage within a short time, an adequate optimization method and well constructed objective function, are required. Possibility to avoid local minimums, during searching process, have to be checked for every heuristic method before being used in order to insure that the best solution can be reached. *Tabu Search* method exhibits a very good performance to locate the global minimum value throughout the searching domain. Inspection of 100 finite elements of the structural model, in order to find the damaged one, within a short time proves the advantage of selected *Tabu Search* optimization method for damage detection.

## ACKNOWLEDGMENT

Presented work in the paper is part of investigation within the research project TR-36048: *Research on condition assessment and improvement methods of civil engineering structures in view of their serviceability, load-bearing capacity, cost effectiveness and maintenance*, financed by the Ministry of Education, Science and Technology Development of Republic of Serbia. Authors will acknowledge to the Ministry of Science and Technology Development of Republic of Serbia for partial financial support through the Technology Development Project TR-36048 and Ministry of Higher Education and Scientific Research of Republic of Iraq and Republic of Serbia for PhD scholarship.

**REFERENCES**


[1] Nahvi, H., Jabbari, M.: *Crack detection in beams using experimental modal data and finite element model*, International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 47, No.10, pp. 1477–1497, 2005.

[2] Owolabi, G., Swamidas, A., Seshadri, R.: *Crack detection in beams using changes in frequencies and amplitudes of frequency response functions*, Journal of Sound and Vibration, Elsevier, Vol. 265, No.1, 2003, pp. 1-22.

[3] Hwang, H., Kim, C.: *Damage detection in structures using a few frequency response measurements*. Journal of Sound and Vibration, Elsevier, Vol.270, No.1-2 2004, pp. 1-14.

[4] Friswell, M., Penny, J., Garvey, S.: *A combined genetic and eigensensitivity algorithm for the location of damage in structures*, Computers and Structures, Elsevier, Vol. 69, No.5, 1998, pp.547-556.

[5] Hanafi, S.: *On the Convergence of Tabu Search*, Journal of Heuristics, Kluwer Academic Publishers, Vol. 7, No.1, 2001, pp. 47-58.

[6] Glover, F.: *Tabu Search – Part I*, ORSA Journal on Computing, Operational Research Society of America, Vol. 1, No. 3, 1989, pp. 190-206.

[7] Liu, H., Xin, K., Qi, Q.*: Study of Structural Damage Detection with Multi-objective Function Genetic Algorithms*. Elsevier, SREE Conference on Engineering Modelling and Simulation (CEMS 2011), Procedia Engineering 12, 2011, pp. 80–86.

[8] Meruane V., Heylen W.: *An hybrid real genetic algorithm to detect structural damage using modal properties*, Mechanical Systems and Signal Processing, Elsevier, Vol. 25, No.5, 2011, pp. 1559–1573.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Nemanja Marković[1], Tamara Nestorović[2], Dragoslav Stojić[3], Radovan Cvetković[4].*

# MODELIRANJE PROPAGACIJE TALASA U ARMIRANO BETONSKIM KONSTRUKCIJAMA ZA POTREBE DETEKCIJE OŠTEĆENJA

***Rezime:***

Detekcija oštećenja kod armirano betonskih konstrukcija na bazi propagacije talasa se primenjuje već duži niz godina pri čemu se primenjuju različiti instrumenti za podubu propagacije talasa i prihvatanje dolaznog talasa. U ovom radu prikazana je metoda pobude pomoću piezoelektričnih aktuatora i prihvatanje dolaznog talasa pomoću piezoelektričnog senzora. Numeričko modeliranje propagacije talasa ima za cilj dobijanje efikasnih, pouzdanih, dovoljno tačnih modela za simuliranje propagacije talasa u armiranom betonu. Modeliranje propagacije talasa implicitnom metodom konačnih elemenata (MKE) je veoma neefikasno i zahteva veliki broj iteracija za njeno rešavanje. U radu je prikazana eksplicitna MKE sa dijagonalnom matricom masa koja se pokazala veoma efikasnom za modeliranje propagacije talasa. Propagacija talasa kod armirano betonskih elemenata je veoma komplikovana zbog nehomogene structure materijala kompozitnog tipa, različitih karakteristika betona i čelika, njihove međusobne interakcije i drugih faktora koji utiču na propagaciju talasa. Prikazani su rezultati modeliranja implicitnom i eksplicitnom metodom KE sa analizom upoređivanja rezultata.

*Ključne reči: Eksplicit MKE, modeliranje, propagacija talasa, armirani beton.*

# MEDELING OF WAVE PROPAGATION IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES FOR DAMAGE DETECTION

***Summary:***

Damage detection in reinforced concrete structures based on wave propagation are used very successfully in last decades, where different type of instruments are used to excite incident wave and receivers to catch incoming wave. Method using piezoelectric actuators for excitation incident wave and received incoming wave using piezoelectric sensors are presented in this paper. Numerical modeling of wave

[1] Dipl. građ. inž., Građevisnko-Arhitektonski fakultet, Univerzitet u Nišu, Srbija.
[2] Prof. dr, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Ruhr University of Bochum, Germany.
[3] Prof. dr, Građevisnko-Arhitektonski fakultet, Univerzitet u Nišu, Srbija.
[4] Mr. dipl. građ. inž., Građevisnko-Arhitektonski fakultet, Univerzitet u Nišu, Srbija.

propagation aims to getting effective, reliable, with sufficiently accurate results of wave propagation simulations. Modeling wave propagation with implicit finite element method (FEM) is very inefficient and requires a large number of iterations for solution. This paper presents an explicit FEM with a diagonal mass matrix which is very effective for modeling wave propagation. Wave propagation in reinforced concrete elements is very complicated due to highly inhomogeneous structure of material which is composite type, different characteristics of concrete and steel reinforcement their interactions and other factors that affect on wave propagation. The results of implicit and explicit FEM simulation with their comparison are presented in this paper.

*Key words:* *Explicit FEM, modeling, wave propagation, reinforced concrete.*

# 1 UVOD

Armirano betonske konstrukcije predstavljaju najviše korišćeni tip konstrukcija za javne, stambene, infrastrukturne i druge vrste objekata. Samim tim monitoring i detekcija oštećenja ovih konstrukcija dobija na većem značaju. Razvojem aktivnih sistema monitoringa trebalo bi dovesti do povećanja sigurnosti i pouzdanosti AB konstrukcija, kvalitetnijeg i jeftinijeg praćenja objekata ali i nesmetano korišćenje objekata prilikom detekcije i merenja. Efikasni, pouzdani i dovoljno tačni numerički modeli mogu pomoći u razvoju metoda detekcije oštećenja armirano betnoskih konstrukcija pomoću piezoelektričnih senzora na bazi propagacije talasa ili sličnih metoda detekcije. Razvoj i primena metode detekcije prslina kod AB konstrukcija pomoću piezoelektričnih senzora počeo je poslednjih desetak godina i njegov razvoj još uvek traje.

Urađen je veliki broj eksperimentalnih istraživanja detekcije prslina i drugih vrsta oštećenja kod armirano betonskih greda, zidova, ramova, mostova, šipova i drugih vrsta konstrukcija, međutim, mali broj numeričkih modela propagacije talasa izazvane piezoelektričnim aktuatorima je urađeno i objavljeno. Analitički modeli piezoelektričnih aktuatora za potrebe modeliranja propagacije talasa razvijeni su od strane X. Wang-a i prikazani su u radovima [1], [2]. Prikazani su modeli za zalepljene piezoelektrične aktuatore na konstrukciju i ubačene (ugrađene) u elemente konstrukcije sposobni za modeliranje površinskih talasa ali I trodimenzionalnih talasa. Slični analitički modeli predstavljeni su u doktorskoj disertaciji [7]. Softversko modeliranje propagacije talasa u softverskom paketu ANSYS prikaza je u radu [8] za propagaciju talasa kod betonskih ploča pobuđenih piezoelektričnim aktuatorima. Modeliranje Lamb talasa pobuđenih piezoelektričnim aktuatorima kod tankih čeličnih ploča za potrebe detekcije prslina prikazano je u radu [9]. Veoma uspešno je korišćena trodimenzionalna metoda spektralnih elemenata za modeliranje propagacije talasa u svrhu detekcije oštećenja [10].

Klasična implicitna metoda konačnih elemenata je veoma neefikasna za modeliranje propagacije talasa. Eksplicitna metoda konačnih elemenata, spekralna metoda konačnih elemenata, metoda graničnih elemenata su uspešno korišćene u literature [5]. U radu [6] prikazana je uspešna kombinacija metode konačnih elemenata sa spektralnom metodom koju

su razvijali Kohno, Bathe i Wright za modeliranje propagacije talasa kod jednodimenzionalnih i dvodimezionalih problema.

## 2 METODE DIREKTNE INTEGRACIJE U MKE

Osnovna jednačina dinamičke ravnoteže sistema može se iskazati sledećim izrazom:

$$[M]\cdot\{\ddot{U}\}+[C]\cdot\{\dot{U}\}+[K]\cdot\{U\}=\{R\} \tag{1}$$

gde je:

[M] – Matrica masa, [C] – Matrica prigušenja, [K] – Matrica krutosti, [R] – vector spoljašnjeg opterećenja, $\{\ddot{U}\},\{\dot{U}\},\{U\}$ - ubrzanje, brzina i pomeranje, redom.

Metode direktne integracije pri proračunu ne zahtevaju transformaciju jednačine (1) već integraciju vrše direktno metodom korak po korak odakle i potiče naziv za ove metode. Postoji veći broj metoda direktne integracije ali su sledeće najviše u praktičnoj primeni:

- Metoda centralnih razlika,
- Newmarkova "β" metoda konačnih ubrzanja,
- Houboltova metoda,
- Wilsonova "θ" metoda linearnog ubrzanja itd.

Kontinualni vremenski interval se diskretizuje u manje vremenske intervale (inkremente) za koje se vrši proračun dinamičke ravnoteže, odnosno, ravnoteža postoji samo u unapred zadatim vremenskim inkrementima a ne u celokupnom vremenskom domenu.

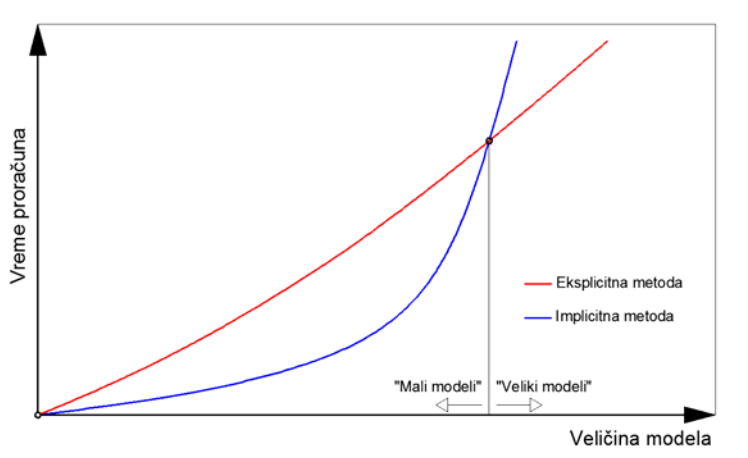
$$[M]\cdot\{\Delta\ddot{U}\}+[C]\cdot\{\Delta\dot{U}\}+[K]\cdot\{\Delta U\}=\{\Delta R\} \tag{2}$$

gde su sa $\Delta$ – označene inkrementalne vrednosti pomeranja, brzine, ubrzanja i vektora spoljašnjih sila u čvorovima sistema. Odnosno metode se zasnivaju na numeričkoj integraciji jednačine dinamičke ravnoteže sa sledećim postavkama: a) funkcija promene pomeranja, brzine i ubrzanja je unapred definisana kao aproksimacija svarne promene, b) rešenje zadovoljava u tačno definisanim vremenskim intervalima koji se razlikuju za vremenski male inkremente $\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$, [3].

U zavisnosti od strukture uslova dinamičke ravnoteže možemo razlikovati implicitne i eksplicitne metode direktne integracije. Ukoliko se uslovi ravnoteže na početku intervala koriste za rešavanje nepoznatih na kraju unapred definisanom vremenskog intervalu onda su te metode eksplicitne. Ukoliko se matrica krutosti nalazi uz vector pomeranja na kraju intervala u jednačinama ravnoteže onda se radi o implicitnim metodama direktne integracije.

Implicitna metoda daje tačnije rešenje i pogodna je za veoma male modele i malo zahtevne simulacije. Eksplicitna metoda zahteva veliki broj malih vremenskih inkremenata i broj konačnih elemenata za dobijanje rešenja sa zadovoljavajućom tačnošću, međutim, pored tih nedostataka eksplicitna metoda je dosta efikasnija od implicitne zbog toga što je jedan korak kompjuterski veoma malo zahtevan. Moguće je računati modele kod kojih broj koraka veoma često prelazi $10^6$ na običnim personalnim računarima standardnih kapaciteta.

Na slici (1) može se videti da je implicitna metoda pogodna za manje zahtevne modele, dok eksplicitna može da se koristi kod svih vrsta modela.




*Slika 1 – Poređenje efikasnosti implicitne sa eksplicitnom metodom konačnih elemenata*

## 2.1 EKSPLICITNA MKE SA DIJAGONALNOM MATRICOM MASA

Eksplicitna metoda direktne integracije koristi metodu centralnih razlika za određivanje nepoznatih pomeranja, brzina i ubrzanja u sledećoj formi:

$$\ddot{U}^{(t)} = \frac{1}{\Delta t^2}\left(U^{(t+\Delta t)} - 2U^{(t)} + U^{(t+\Delta t)}\right) \tag{3}$$

$$\dot{U}^{(t)} = \frac{1}{2\Delta t^2}\left(-U^{(t-\Delta t)} + U^{(t+\Delta t)}\right) \tag{4}$$

gde je $\Delta t$ – vremenski inkrement. Koristeći jednačinu (1), (3) i (4) dolazi se do rešenja za pomeranje u vremenu $t+\Delta t$ iskazanog sledećim izrazom:

$$\left(\frac{1}{\Delta t^2}M + \frac{1}{2\Delta t^2}C\right)U^{(t+\Delta t)} = R^{(t)} - \left(K - \frac{2}{\Delta t^2}M\right)U^{(t)} - \left(\frac{1}{\Delta t^2}M - \frac{1}{2\Delta t^2}C\right)U^{(t-\Delta t)} \tag{5}$$

Kao što je do sada napomenutu da eksplicitna metoda zadovoljava u pogledu tačnosti ukoliko se koristi sa velikim brojem vremenskih inkremenata, međutim, da bi ona bila efikasna onda mora da svaki inkrement bude veoma malo kompjuterski zahtevan. To se postiže sa korišćenjem dijagonalnih matrica masa i ukoliko se može zanemariti prigušenje u zavisnosti od brzine. U tom slučaju imamo sledeći izraz:

$$\left(\frac{1}{\Delta t^2}M\right)U^{t+\Delta t} = \hat{R}^t \tag{6}$$

gde je:

$$\hat{R}^t = R^t - \left(K - \frac{2}{\Delta t^2}M\right)U^t - \left(\frac{1}{\Delta t^2}M\right)U^{t-\Delta t} \tag{7}$$

Dakle, ukoliko je matrica masa dijagonalna, sistem jedančina (1) može se rešiti bez faktorizacije matrica, samo prosto množenje matrica je potrebno za dobijanje efektivnog vektora opterećenja nakon čega se može sračunati komponente pomeranja pomoću sledećeg izraza:

$$U_i^{t+\Delta t} = \hat{R}_i^t\left(\frac{\Delta t^2}{m_{ii}}\right) \tag{8}$$

gde je:

$U_i^{t+\Delta t}, \hat{R}_i^t$ - *i*-te komponente vektora pomeranja i efektivnog opterećenja,

$m_{ii}$ – je *i*-ti dijagonalni element matrice masa koji mora biti veći od 0. [11]

Svaka od pomenutih metoda zahteva pažljivo modeliranje kako bi rešenje bilo stabilno, odnosno konvergiralo. U delu modeliranje propagacije talasa biće više reči o specifičnostima modeliranja propagacije talasa eksplicitnom metodom i stabilnosti rešenja.

## 3 MODELIRANJE PROPAGACIJE TALASA

Prilikom modeliranja propagacije talasa metodom konačnih elemenata mora se voditi računa o tačnosti dobijenih rezultata, efikasnosti modela i stabilnosti (konvergenciji) rešenja. Kod eksplicitne MKE rešenje će biti stabilno ukoliko vremenski korak je manji ili jednak kritičnom vremenskom koraku koji se može iskazati preko frekvencije ili brzine prostiranja talasa:

$$\Delta t \le \Delta t_{cr} = \frac{2}{\omega_{\max}} \tag{9}$$

$$\Delta t \le \Delta t_{cr} = \frac{\Delta L}{c_L} \tag{10}$$

Gde je:

$\Delta t$ – vremenski korak, $\Delta t_{cr}$ – kritični vremenski korak, $\omega_{max}$ – najveća frekvencija najmanjeg elementa, $\Delta L$ – najmanja karakteristična veličina konačnog elementa, $c_L$ – brzina prostiranja talasa.

Iz izraza (10) može se zaključiti da što je konačni element manji to je potrebno više vremenskih koraka za rešavanje problema pri konstantnoj brzini prostiranja talasa i uz zadovoljenje kritičnog vremenskog koraka. Međutim, prilikom modeliranja propagacije talasa mora se voditi računa i o broju konačnih elemenata po jednoj talasnoj dužini kako bi rešenje imalo zadovoljavajuću tačnost. Urađeno je više analize ove problematike i u disertaciji [4] M. Drozd predlaže najmanje sedam konačnih elemeneta po jednoj talasnoj dužini za osiguranje dovoljne tačnosti. Konačno može se zaključiti, da sa jedne strane u težnji pravljenja što efikasnijeg modela teži se smanjenju broja konačnih elemenata modela (povećanje veličine KE) dok sa druge strane smanjenjem KE povećava se stabilnost i tečnost rešenje, između ova dva zahteva potrebno je tražiti optimalno rešenje modeliranja svakog pojedinačnog problema.

U opštem slučaju mogu se izazvati trodimenzionalni ili površinski talasi pomoću piezoelektričnih aktuatora u armiranom betonu. Trodimenziionalni talasi, koji podrazumevaju longitudinalne i transverzalne talase, prostiru se kroz unutrašnjost betonskog elementa i ovi talasi su izazvani ubačenim (ugrađenim) piezoelektričnim aktuatorima. Površinski talasi (Rayleigh i Lamb talasi) prostiru se duž površine uglavnom armirano betonskih ploča izazvanim piezoelektričnim aktuatorima zalepljenim na površinu. Zadavanjem električnog napona na piezoelektričnu pločicu izaziva se mehaničko pomeranje iste, koja svojim delovanjem prenosi pomeranje na ostatak konstrukcije (armirano betonski element) izazivajući propagaciju talasa. Drugi piezoelektrični element se koristi kao sensor za prihvatanje dolaznog talasa. Detekcija oštećenja koji postoji između aktuatora i senzora bazira se na detektovanju promena u izlaznom signal senzora.

Prilikom modeliranja propagacije talasa urađena je pretpostavka da je beton izotropni elastični material za koji se može definisati odnos između brzina prostiranja talasa sa mehaničkim karakteristikama betona:

$$c_L = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \tag{11}$$

$$c_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \tag{12}$$

pri čemu je:

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{13}$$

$$\lambda = \frac{E \cdot \nu}{\left[(1+2\nu)(1+\nu)\right]} \tag{14}$$

gde je:

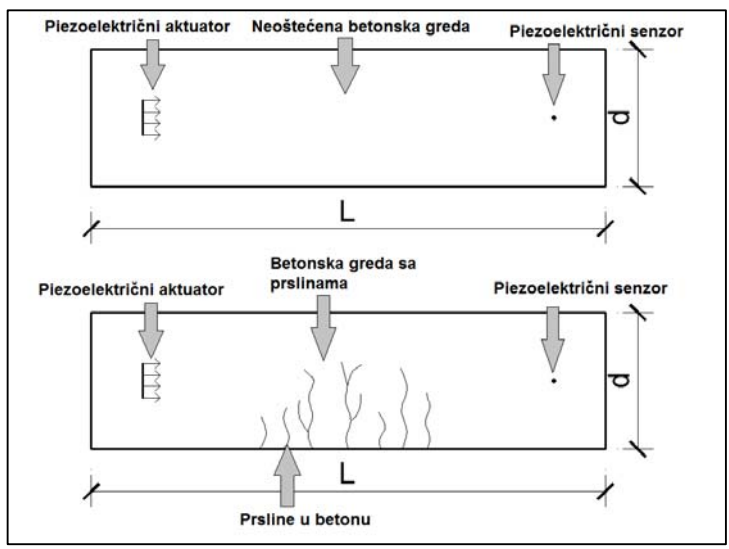
$\mu$, $\lambda$ – Lame-ove konstante, $c_L$, $c_S$ – brzine longitudinalnih I transverzalnih talasa, $E$,$\nu$ i $\rho$ – Young-ov modul elastičnosti, Poisson-ov koeficijent i gustina materijala, redom.

Modeliranje je urađeno u programskom paketu ABAQUS – EXPLICIT. Zbog nepostojanja piezoelektričnih elemenata u eksplicitnoj verziji ABAQUS-a modeliranje aktuatora i senzora je urađeno na sledeći način: a) umesto zadavanja električnog napona na piezoelektručnu pločicu aktuatora i izazivanje deformacije pločice urađeno je direktno zadavanje pomeranja na delu

piezoelektrične pločice aktuatora (Slika 2). Pomeranje je zadato pomoću 3.5-ciklusa Hanning-windowed tone burst signala u trajanju od 3.5 $10^{-5}$s, definisanog sledećim izrazom:

$$P_{(t)} = \begin{cases} \left[1-\cos\left(\frac{2\pi f}{N}t\right)\right]\sin\left(2\pi ft\right) & \text{za} \quad 0 \le t \le \frac{N}{f} \\ 0 \end{cases} \tag{15}$$

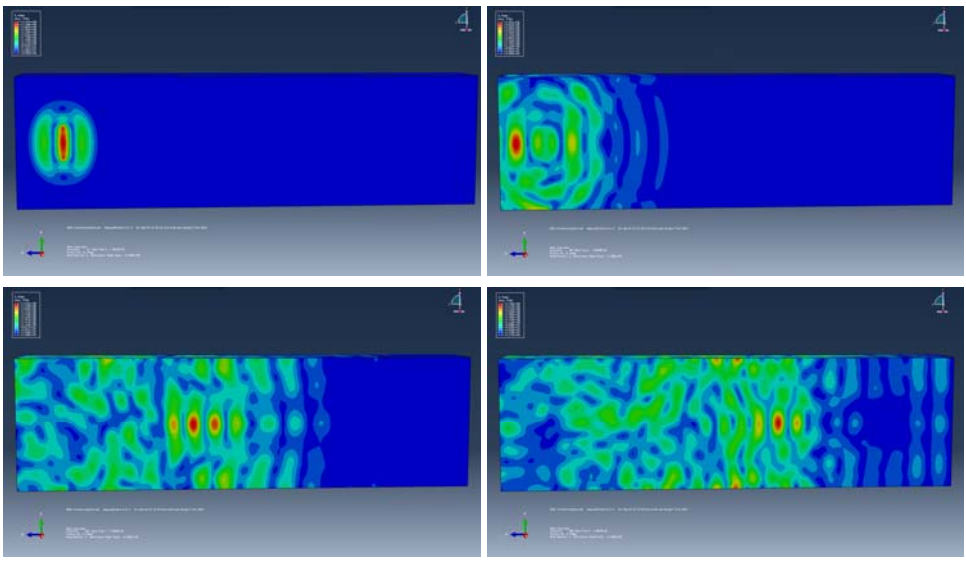
b) umesto modeliranja piezoelektrične pločice senzora i merenja električnog napona, merena su u čvoru na mestu senzora pomeranja izazvana dolaznim talasom u pravcu pružanja grednog elementa (Slika 2).



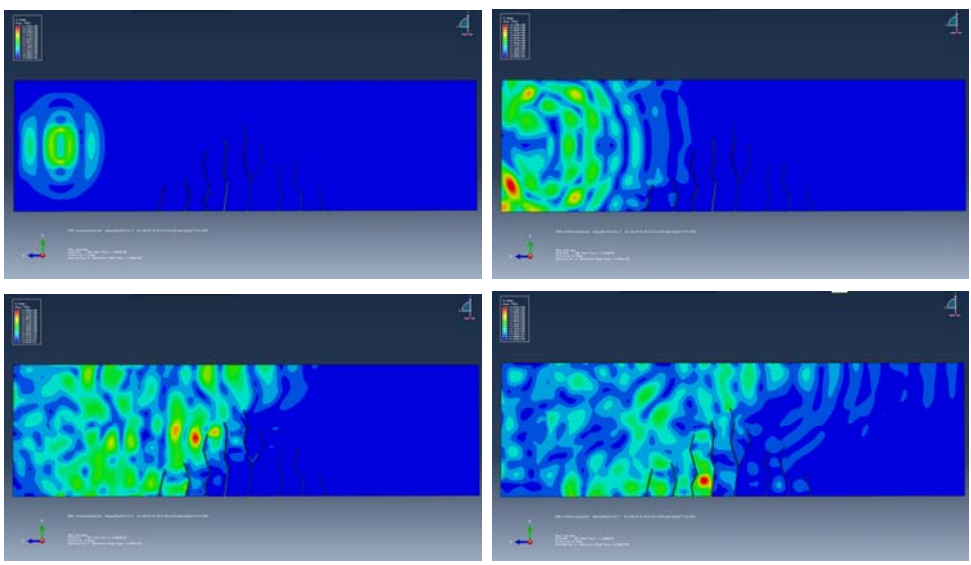

*Slika 2 – Modeli neoštećene betonske grede i grede sa prslinama – prikaz geometrije, metod modeliranja piezoelektričnog aktuaotra i senzora.*

## 4 REZULTATI MODELIRANJA NA BETONSKIM GREDAMA

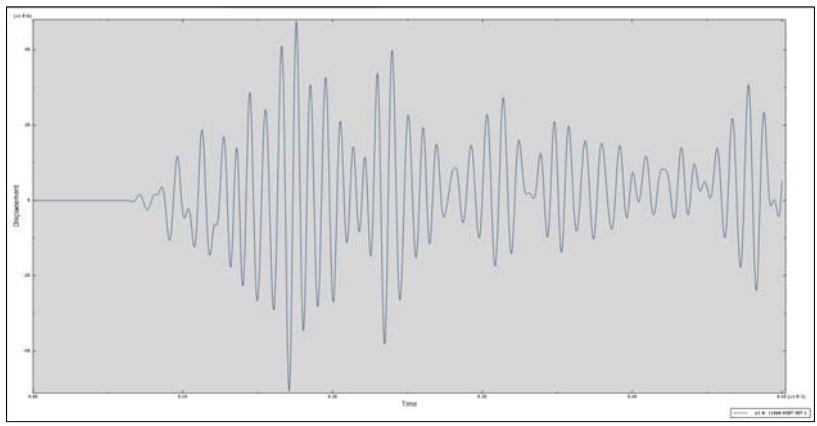
Na slikama (3) i (4) prikazano je modeliranje propagacije talasa eksplicitnom metodom konačnih elemenata sa dijagonalnom matricom masa kod betonskih greda u neoštećenom i oštećenom stanju. Modeliranje piezoelektričnog aktuatora simulirano je putem zadatog pomeranja na delu aktuatora u pravcu pružanja grede sa tačno definisanim ulaznim signalom. Na slici (3) može se videti nesmetano prostiranje talasa od aktuatora do senzora, dok na slici (4) može se videti kako prsline odbijaju talas i smetaju prolazak delu propagirajućeg talasa. Na slici (5) prikazan je izlazni signal modela bez oštećenja sa veličinom konačnog elementa od 0,002m. Kod modela sa oštećenjem postoji smanjenje energije izlaznog signala.



*Slika 3 – Propagacija talasa kroz neoštećenu gredu; Gore levo: talas u vremenskom trenutku t=1,0012e-5, Gore desno: : talas u vremenskom trenutku t=3,0028e-5, Dole levo: : talas u vremenskom trenutku t=7,0296e-5, Dole desno: : talas u vremenskom trenutku t=1,0003e-4.*



*Slika 4 – Propagacija talasa kroz oštećenu gredu; Gore levo: talas u vremenskom trenutku t=1,6825e-5, Gore desno: : talas u vremenskom trenutku t=3,3439e-5, Dole levo: : talas u vremenskom trenutku t=6,6806e-5, Dole desno: : talas u vremenskom trenutku t=1,1669e-4.*



*Slika 5 – Izlazni signal u piezoelektričnom senzoru izražen pomoću merenih pomeranja u pravcu pružanja grede.*

*Tabela 1 – Karakteristike modela sa vremenom trajanja proračuna*

| MODEL | VELIČINA KE (m) | BROJ KONAČNIH ELEMENATA | VREME TRAJANJA PRORAČUNA |
|---|---|---|---|
| **BEZ PRSLINA** | 0.0050 | 15360,00 | 4 SEKUNDE |
| **BEZ PRSLINA** | 0.0025 | 122880,00 | 1,17 MINUTA |
| **BEZ PRSLINA** | 0.0015 | 561800,00 | 9.37 MINUTA |
| **SA PRSLINAMA** | 0.0015 | 671139,00 | 27,14 MINUTA |

## 5 ZAKLJUČAK

Razvoj i unapređenje aktivnih sistema monitoringa i detekcije oštećenja kod armirano betonskih konstrukcija pomoću piezoelektričnih senzora i na bazi propagacije talasa može se uraditi pomoću pouzdanih, efikasnih modela propagacije talasa. Modeliranje propagacije talasa u armirano betonskim konstrukcijama može se veoma efikasno, pouzdanos i sa velikom tačnošću modelirati ekplicitnom metodom konačnih elemenata. Sa korišćenjem dijagonalne

matrice masa nije potrebna faktorizacija matrica već najprostije množenje što mnogo smanjuje zahtevnost proračuna i čini ovu metodu veoma efikasnom. Eksplicitna metoda direktne integracije je daleko efikasnija od implicitne metode za zahtevnije modela sa većim brojem konačnih elemenata. Pomoću personalnih računara normalnih kapaciteta procesora i memorije moguće je raditi veoma zahtevne simulacije gde broj konačnih elemenata prelazi preko jednog miliona. Moguće je modelirati propagaciju talasa kroz neoštećenu gredu ali takođe i kroz gredu sa oštećenjima veoma različitog tipa. U radu su prikazani modeli propagacije talasa kroz neoštećenu gredu ali i propagaciju talasa kroz gredu sa razvijenim realnim prslinama. Pomoću ovih modela moguće je raditi na razvoju i unapređenju postojećih metoda detekcije oštećenja, na optimizaciji položaja i broja piezoelektričnih aktuatora i senzora kao i na lokalizaciji prslina u armirano betonskom element.

**LITERATURA**


[1] Xiaodong Wang, Guoliang Huang: *On the elastic wave propagation induced by a network of piezoelectric actuators* . Acta Mechanica, 2003, strana 1-18.

[2] X. D. Wang, G.L. Huang: *Study of elastic wave propagation induced by piezoelectric actuators for crack identification*. International Journal of Fracture 126, 2004, strana 287-306.

[3] Dušan Kovačević: *MKE Modeliranje u Analizi Konstrukcija*. Građevinska knjiga, Beograd 2006, strana 195-247.

[4] Mickael Brice Drozdz: *Efficient finite element modeling of ultrasonic waves in elastic media*. Doctoral Disertation, Imperial College of Science Technology and Medicine, University of London, 2008.

[5] S. Gopalakrishnan, M. Ruzzene, S. Hanagud: *Computational Techniques for Structural Health Monitoring*. Springer, London, 2011.

[6] Seounghyun Ham, Klaus-Jurgen Bathe: *A finite element method enriched for wave propagation problems*. Computers and Structures 94-95, 2011, strana 1-12.

[7] Ajay Radhavan: *Guided-wave structural health monitoring*. Doctoral dissertation, University Michigen, 2007.

[8] F. Song, G. L. Huang, J. H. Kim, S. Haran: *On the study surface wave propagation in concrete structures using a piezoelectric actuators/sensor system*. Smart Materials and Structres, 17, 2008.

[9] B. C. Lee, W. J. Staszewski: *Modeling of Lamb waves for damage detection in metallic structures: Part I. Wave propagation*. Smart Materials and Structres, 12, 2003, strana 804-814.

[10] H. Peng, G. Meng, F. Li: *Modeling of wave propagation in plate structures using three-dimensional spectral element method for damage detection*. Journal of Sound and Vibration 320, 2009, strana 942-952.

[11] Klaus-Jurgen Bathe: *Finite Element Procedures*. Prentice-Hall, New Jersey 1996, strana 768-822.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

14. KONGRES NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR 2014.

*Boško Furtula[1], Živojin Praščević[2]*

# ODREĐIVANJE FAKTORA LOMA DVOPOJASNIH SISTEMA PRIMENOM LINEARNOG PROGRAMIRANJA

***Rezime:***

U ovome radu se prikazuje postupak određivanja faktora graničnog opterećenja loma dvopojasnih nosača, primenom linearnog programiranja. Gornji pojas eksperimentalnih nosača je od armiranog betona velike čvrstoće, a donji pojas i vertikalni elementi od čelika. Postupak je zasnovan na dualitetu statičkih i kinematičkih veličina - sila i pomeranja, koje se određuju rešavanjem primarnog i dualnog problema linearnog programiranja. Problem je analiziran za eksperimentalne faze opterećenja po teoriji plastičnosti i elastičnosti i dobijen faktor opterećenja i mehanizam loma uz dobru saglasnost merenih i teorijskih rezultata.

*Ključne reči: granična ravnoteža, factor loma, mehanizam loma*

# DETERMINATION OF THE LIMIT LOAD FACTOR OF THE TWO-CHORD SYSTEM BY LINEAR PROGRAMMING

***Summary:***

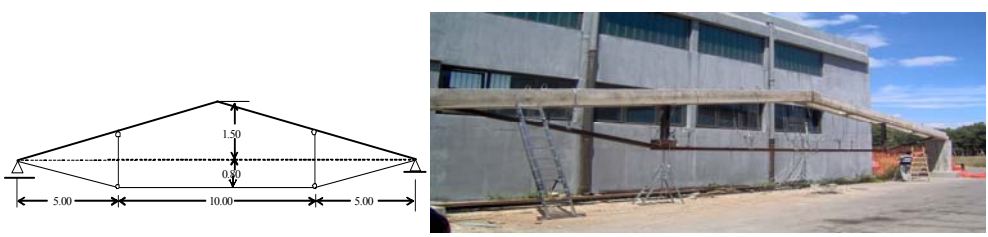
A procedure for determination of the limit load factor of two-chord systems by linear programming is presented in this paper. Upper chord of this structures are high strength prefabricated concrete elements, while lower chord and vertical elements are from steel. The procedure is based on the duality of static and kinematic values – forces and displacements, which are determined by solving primar and dual problem of the linear programming. The problem was analysed for experimental phases of loading by the theory of elasticity and plasticity and obtained limit load factor and colapse mechanism with a good agreement measured and theoretical results.

*Key words: limit equilibrium, limit load factor, mechanism of failure.*

[1] Prof. dr Boško Furtula, dipl. građ. inž., Visoka posovno-tehnička škola, Užice, e-mail: fbosko@ptt.rs
[2] Prof. dr Živojin Praščević, dipl. građ. inž., redovni član Akademije inženjerskih nauka Srbije, Građevinski fakultet, Beograd, e-mail zika@grf.bg.ac.rs.

# 1 UVOD

U ovom radu su prikzani rezultati teorijskih i eksperimentalnih istraživanja koja je vršio B. furtula u okviru izrade svoje doktorske disertacije, koja je odbranjena na Građevinskom fakultetu u Beogradu 2013. godine. Ispitivana su dva montažna dvopojasna nosača raspona 20 m u prirodnoj veličini sa gornjim pojasom od armiranog betona velike čvrstoće 75 MPa i 78 MPa i donjim čeličnim pojasom (zategama) i vertikalnim čeličnim elementima, čija su statička šema i izgled prikazani na slici 1. Ispitivanja su vršena u Laboratoriji za konstrukcije Građevinskog fakulteta Univerziteta Crne Gore u Podgorici. U teorijskoj analizi određivanja faktora graničnog opterećenja i mehanizma loma primenjena je metodologija zasnovana na Linearnom programiranju (LP) koristeći dualitet statičkih veličina (sila) i kinematičkih veličina (pomeranja). Numerički rezultati dobijeni primenom ove teorijske metodologije su upoređeni sa merenim eksperimentalnim rezultatima i formulisani odgovarajući zaključci. Ova vrsta nosača sa čeličnim neprednapregnutim i prednapregnutim zategama, tj. sa kablovima za prdnaprezanje van osnovnog preseka, našla je veliku, korisnu i ekonomičnu primenu u našoj i stranoj inženjerskoj praksi. Treba istaći, da koliko je autorima poznato, u veoma bogatoj literaturi iz ove oblasti nema mnogo radova u kojima su upoređivani eksperimentalni sa teorijskim rezultatima koji su dobijeni ovim putem. Eksperimentalno istraživanje ponašanja dvopojasnih armiranobetonskoh sistema sa čeličnim elementima van glavnog betonskog preseka (donji pojas nosača), su vršili ranije M. Aćić i D. Ostojić 1984. god. Rezultati ovih istraživanja su prikazani u njihovom radu [1].




*Slika 1- Statička šema i izgled ispitivanih nosača*

U ovom radu se primenjuje linerno programiranje za određivanje faktora graničnog opterećenja koje ravni dvopojasni nosač dovodi u stanje granične ravnoteže. To je moguće ravnotežno stanje konstrukcijskog sitema, kada još uvek postoji ravnoteža spoljašnjih i unutrašnjih sila u sistemu pri kojem su iscrpljeni kapaciteti nosivosti u njegovim kritičnim presecima. Daljim minimalnim povećanjem opterećenja, odnosno faktora sa kojim se množi spoljašnje opterećenje, formiraju se plastični zglobovi u dovoljnom broju kritičnih preseka, koji su izloženi momentima savijanja, odnosno velika izduženja ili gnječenja u ovim presecima ako su izloženi zatezanju ili pritisku. Sistem prelazi u *kinematički lana*c ili *mehanizam*, na kojem je dalje nemoguće održavati ravnotežu spoljašnjih i unutrašnjih sila.

Prva potpunija teorijska i eksperimentalna istraživanja ponašanja elemenata betonskih konstrukcija u oblasti granične ravnoteže u nas je izvršio M. Ivković 1961. godine [6]. On je predložio osnovne postavke (teoreme) i razvio matematičke procedure za određivanje tzv.

statičkih i kinematičkih polja i njima odgovarajućih opterećenja koja određuju stanja sistema u oblasti granične ravnoteže. Takođe je definisao uslove plastičnosti betona za složena naponska stanja. Ova istraživanja su kasnije nastavili M.Aćić, R. Vukotić i drugi naši autori.

Za linijske sisteme su u inostranoj i našoj literaturi razvijene i opisane metode određivanja faktora opterećenja loma primenom statičke i kinematičke teoreme koje dovodi posmatrani sistem u oblast granične ravnoteže (videti na primer rad N. Hajdina [5]).

Metode linearnog programiranja za određivanje statičkih i kinematičkih veličina konstrukcijskih sistema u oblasti granične ravnoteže primenjuju se od pedestih godina XX veka u radovima veoma poznatih autora A. Charmesa, H. J. Greenberga, W. Pragera, D. C. Druckera, Horna, C. E. Lemkea, J. Heymana, O. C. Zienkiewicza, C. Massoneta, T. Savea i drugih

## 2 STATIČKA I KINEMATIČKA TEOREMA PLASTIČNE ANALIZE

Metode elasto-plastične analize okvirnih konstrukcija, kako navode Charnes, Lemke i Zienkiewicz [3], baziraju se na *statičkoj i kinematičkoj teoremi* koje su su formulisali Horne , Greenber i Prager 1952. godine.

Ako za dati okvirni sistem i skup proporcinalnih opterećenja intenziteta $P_s$, koji se može izraziti i nekim faktorom opterećenja $\gamma_s$, postoji raspodela momenata savijanja koja zadovoljava uslove statičke ravnoteže i ni u jednom preseku moment savijanja po veličini ne prevazilazi plastični moment (moment nosivosti ili kapacitet) tog preska, onda je opterećenje $P_s$, odnosno faktor opterećenja $\gamma_s$ , manje ili jednako od opterećenja loma (kolapsa) sistema $P_c$ , odnosno faktotra loma $\gamma_c$

$$P_s \le P_c \text{, odnosno } \gamma_s \le \gamma_c . \tag{1}$$

Ako je pretpostavljen mogući mehanizam loma za zadati okvirni sitem i nadjen odgovarajući intenzitet opterećenja $P_k$, odnosno faktor opterećenja $\gamma_k$, onda je to opterećenje veće ili jednako od opterećenja loma (kolapsa) sistema $P_c$, odnosno faktora loma $\gamma_c$, t.j.

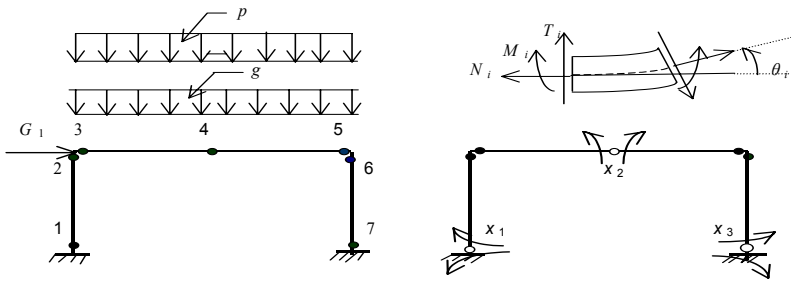
$$P_k \ge P_c \text{, odnosno } \gamma_k \ge \gamma_c . \tag{2}$$

Nejednačine (1) i (2) se mogu pisati u obliku

$$P_s \le P_c \le P_k \text{, odnosno } \gamma_s \le \gamma_c \le \gamma_k . \tag{3}$$

## 3 ODREĐIVANJE FAKTORA GRANIČNOG OPTEREĆENJA I MEHANIZMA LOMA KONSTRUKCIJSKOG SISTEMA

Razmatra se neki linijski konsrukcijski sistem, prikazan na slici 2, koji je $\alpha$ puta statički neodređen. Pretpostavlja se da materijalu odgovara Sen Venant-ov reološki model u kojem se material tretira kao krut dok napon ne dostigne granicu tečenja, posle čega postaje idealno plastičan. U sistemu se bira $m$ karakterističnih ili kritičnih preseka u kojima može doći do iscrpljenja nosivosti preseka odnosno pojave plastičnih zglobova. Sistem se prvo analira za statički moguće ravnotežno stanje (statička faza), a zatim za stanje kada se formira mehanizam loma (kinematička faza). Pozitivni smerovi unutrašnjih sila $N_i$, $T_i$ i $M_i$ i ugla obrtanja $\theta_i$ u preseku $i$ ($i=1,2,...,m$) su prikazani na slici 2.




*Slika* 2 - *Konstrukcijski i osnovni sistem*

### 3.1 STATIČKI MOGUĆE GRANIČNO RAVNOTEŽNO STANJE SISTEMA

Za određivanje ovog ravnotežnog stanja primenjuje se metoda koja je slična metodi sila u teoriji elastičnih linijskih sistema, koja se u engleskoj literature (Lloyd Smith and Munro [7]) naziva *mesh method* (metoda mreže).

Formira se "osnovni" statički sistem, tako što se za $\alpha$ prekobrojnih nepoznatih statičkih veličina u nekim od kritičnih preseka isključuju odgovarajuće veze i umeću nove veze (zglobovi ili drugi diskontinuiteti) i umesto njih se uključuje $\alpha$ parova (biakcija) nepoznatih sila, koje mogu biti momenti savijanja, normalne ili transverzalne sile i koje se obeležavaju sa $x_1, x_2, ..., x_\alpha$. Za jedinične veličine ovih sila $x_i = 1 \ (i = 1,2,...,\alpha)$ se svakom od kritičnih preseka $j$ = 1,2,...,$m$ određuju karakteristične ili merodavne unutrašnje sile $b_{ij}$ ($i$=1,2,...,$\alpha$; $j$=1,2,...,$m$ ), koje formiraju matricu **B.** Ako je u nekom preseku $j$ merodavan momenat $M_j$, onda je $b_{ij} = \overline{M}_{ij}$, ako je merodavna normalna sila sila $N_j$, onda je $b_{ij} = \overline{N}_{ij}$, gde su $\overline{M}_{ij}$ i $\overline{N}_{ij}$ momenat savijanja, odnosno normalna sila u preseku $j$ usled dejstva jedinične sile $x_j$ =1. Za poznato stalno podeljeno opterećenje $g$, odnosno koncentrisane sile $G_k$ ($k$=1,2,...,$r$) i promenljivo podeljeno opterećenje $p$ i promenljive koncentrisane sile $P_l$ ($l$=1,2,...,$s$) na isti način određuju se merodavne unutrašnje sile u kritičnim presecima $i$ ($i$=1,2,...,$m$), koje se ovde obeležavaju sa $b_i^g$ za stalno i $b_i^p$ za promenljivo opterećenje.

Primenjujući princip superpozicije uticaja, koji važi u statičkoj fazi ponašanja sistema, *merodavni moment savijanja* ili *merodavna normalna sila* u preseku ***i*** ($i$=1,2,...,$m$), koji se ovde obeležavaju sa $R_i$ su

$$R_i = \sum_{j=1}^{\alpha} b_{ij} x_j + b_i^g + \gamma b_i^p, \quad i = 1,2,...,m. \tag{4}$$

Koeficijent $\gamma$ predstavlja *faktor graničnog stanja*, odnosno *loma sistema*, sa kojim se množi promenljivo opterećenje da bi sistem došao u još uvek moguće statičko stanje granične ravnoteže, zbog dostizanja kapaciteta nosivosti, odnosno plastifikacije u odeđenom broju preseka. Da bi sistem došao u ovo stanje neophodno je da minimalan broj kritičnih preseka $n_k$ u kojima dolazi do dostizanja kapaciteta nosivosti preseka bude $n_k = \alpha+1$.

Merodavni kapacitet nosivosti sistema $R_{*i}^{+}$ i $R_{*i}^{-}$, u zavisnosti od smera unutrašnje sile na koju se odnose u nekom kritičnom preseku ***i*** ($i$=1,2,...,$m$), se posebno sračunavaju i za njih važi

$$R_{*i}^{+} \geq 0,\ R_{*i}^{-} \geq 0;\ i = 1,2,...,m. \tag{5}$$

U statičkoj fazi ponašanja sistema vrednosti merodavne sile $R_i$ u svakom preseku $i$ moraju se nalaziti u sledećim intervalima

$$R_{*i}^{-} \leq R_i \leq R_{*i}^{+},\ i = 1,2,...,m; \tag{6}$$

ili kada se uzme u obzir izraz (4), dobija se

$$R_{*i}^{-} \leq \sum_{j=1}^{\alpha} b_{ij} x_j + b_i^g + \gamma b_i^p \leq R_{*i}^{+},\ \ i = 1,2,...,m. \tag{7}$$

Ovaj sistem nejednačina se posle sređivanja može pisati u sledećoj formi:

$$\sum_{j=1}^{\alpha} b_{ij} x_j + \gamma b_i^p \leq R_{*i}^{+} - b_i^g, \quad -\sum_{j=1}^{\alpha} b_{ij} x_j - \gamma b_i^p \leq R_{*i} + b_i^g,\ i=1,2,...,m. \tag{8}$$

Da bi se problem rešio treba, prema Prvoj osnovnoj teoremi i nejednačini (1), odrediti maksimalnu vrednost faktora graničnog opterećenja sa kojim treba pomnožiti promenljivo opterećenje da bi sistem došao u statičko stanje granične ravnoteže, i da merodavne sile u $R_i$ presecima $i$ =1,2,...,$m$ po svojim vrednostima ne prevaziđu kapacitete nosivosti, tj. da ostanu u intervalima (6). Treba, dakle, odrediti maksimalnu vrednost *funkcije cilja* $\gamma_c$

$$z = \gamma_c = \max \gamma. \tag{9}$$

Na ovaj način je rešavanje problema određivanja faktora graničnog opterećenja $\gamma_c$ i odgovarajućih nepoznatih sila $x_i$ ($i$=1,2,...,$\alpha$) formulisano kao rešavanje zadatka linearnog programiranja (LP), sa funkcijom cilja (9) i uslovima ograničenja (8).

Pošto nepoznate promenljive $x_i$ nemaju ograničenja u znaku, a kompjuterski programi koji se koriste za rešavanje zadataka linearnog programiranja prema simpleks algoritmu su razvijeni za nenegativne vrednosti $x_j \geq 0$ ($j = 1,2,...,\alpha$), to se ove promenljive izražavaju kao razlike dveju nenegativnih promenljivih

$$x_j = x_j^{+} - x_j^{-};\ x_j^{+} \geq 0,\ x_j^{-} \geq 0;\ x_j^{+} x_j^{-} = 0;\ j = 1,2,...,\alpha. \tag{10}$$

Uslovi ograničenja (8) sada imaju formu

$$\sum_{j=1}^{\alpha} b_{ij}(x_j^{+} - x_j^{-}) + \gamma b_i^p \leq R_{*i}^{+} - b_i^g, \quad -\sum_{j=1}^{\alpha} b_{ij}(x_j^{+} - x_j^{-}) - \gamma b_i^p \leq R_{*i}^{-} + b_i^g,\ i=1,2,...,m \tag{11}$$

ili pisano u vektorsko-matričnoj formi sa funkcijom cilja i uslovima ograničenje

$$z = \gamma_c = \max\left[\mathbf{0}^T \mathbf{x}^+ - \mathbf{0}^T \mathbf{x}^- + \gamma\right], \begin{bmatrix} \mathbf{B} & -\mathbf{B} & \mathbf{b}^p \\ -\mathbf{B} & \mathbf{B} & -\mathbf{b}^p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{x}^+ \\ \mathbf{x}^- \\ \gamma \end{bmatrix} \le \begin{bmatrix} \mathbf{R}_*^+ - \mathbf{b}^g \\ \mathbf{R}_*^- + \mathbf{b}^g \end{bmatrix}. \qquad (12)$$

Kada se primenom odgovarajućeg računarskog programa, zasnovanog na simplex metodi, odrede nepoznate veličine $x_j^+ \ge 0$ i $x_j^- \ge 0$, $(j = 1,2,...,\alpha)$ i koeficijent graničnog stanja (loma) sistema $\gamma=\gamma_c$ a zatim prema izrazima (10) nađu tražene nepoznate sile $x_j$ $(j = 1,2,...,\alpha)$, i na kraju prema izrazu (4) merodavne unutrašnje sile u kritičnim presecima sistema u statičkom stanju granične ravnoteže.

### 3.2 KINEMATIČKI MOGUĆE STANJE

U teoriji plastičnosti zbog plastifikacije materijala u odgovarajućem broju kritičnih preseka nastaju plastični zglobovi zbog momenata savijanja, velika izduženja, odnosno skraćenja zbog normalnih sila. Ovakvi plastični zglobovi razlikuju se od klasičnih zgobova, koji se nalaze u sistemu kao njegovi sastavni elementi, što oni mogu prenositi u preseku ***i*** moment savijanja pune plastičnosti $M_i^*$ (N. Hajdin [4]). Klasični zglobovi, kako je to poznato iz statike konstrukcija, ne mogu ni u jednoj fazi opterecenja primiti moment savijanja $M_i$. Kada se u kritičnim presecima konstrukcijskog sistema pojavi $r = \alpha + 1$ plastičnih zglobova, sistem prelazi u granično kinematičko stanje, odnosno mehanizam, koji odgovara kolapsu ili lomu sistema. U sistemu se može formirati više mehanizama, kako je to prikazano u radu [4].

Za svaki od ovih mehanizama ($k$) se određuju odgovarajuća pomeranja i obrtanja prseka, a zatim za mala pomeranja u mehanizmima sračunavaju radovi spoljašnjih sila $W_e(\gamma_k)$ i radovi unutrašnjih sila $W_u(\gamma_k)$ absorbovanih u plastičnim zglobovima, odnosno izduženjima ili skraćenjima sistema, zavisno od toga da li je u kritičnom preseku merodavan momenat ili normalna sila. Na mehanizmu loma ti radovi su jednaki $W_e(\gamma_k) = W_u(\gamma_k)$. Ovde je $\gamma_k$ faktor opterećenja bilo kojeg od razmatranih mehanizama, a $\gamma_c$ faktor opterećenja loma (kolapsa) sistema.

Prema Drugoj osnovnoj graničnoj teoremi i nejednačini (13) je $\gamma_k \ge \gamma_c$. Zbog toga, za merodovni mehanizam loma treba uzeti onaj mehanizam za koji faktor opterecenja $\gamma_k$ ima najmanju vrednost, tj.

$$\gamma_c = \min \gamma_k. \qquad (14) \qquad (13)$$

U ovome radu se merodavni mehanizam loma i odgovarajući factor opterećenja $\gamma_c$ određuju rešavanjem dualnog problema linearnog programiranja u odnosu na primarni problem LP (12) i (13), kako je to detaljno objašnjeno u radovima [7] i [8]. Polazi se od Maxwell-ovog stave o uzajamnosti sila i pomeranja.

Ako se za svaki uslov ograničenja (11) uvede po jedna dualna promenljiva $\theta_i^+$ i $\theta_i^-$ ($i$=1,…,$m$) koja označava moguće obrtanje preseka ***i*** usled plastifikacije u pozitivnom ili negativnom smeru, onda se može formulisti dualni problem linearnog programiranja

$$w = \min D_k = \min\left[\sum_{i=1}^{m}(R_i^{*+} - \ b_i^g)\theta_i^+ + \sum_{i=1}^{m}(R_i^+ + b_i^g)\theta_i \ \right], \tag{14}$$

$$\sum_{i=1}^{m} b_{ij}\theta_i^+ - \sum_{i=1}^{m} b_{ij}\theta_i^- = 0; \qquad \sum_{i=1}^{m} b_i^p\theta_i^+ - \sum_{i=1}^{m} b_i^p\theta_i^- = 1; \tag{15}$$

$$\theta_i = \theta_i^+ - \theta_i^- \ ; \qquad \theta_i^+ \geq 0; \quad \theta_i^- \geq 0; \qquad i = 1,2,...,m; \ j = 1,2,...,\alpha. \tag{16}$$

$D_k$ je disipicaja energije u posmatranom mehanizmu sistema $k$ do koje dolazi usled dejstva spoljašnjih sila $P_i$ koje su izazvale dostizanje kapaciteta nosivosti $R_i^{*+}$ ili $R_i^{*-}$ u kritičnim presecima, uzimajući uticaj sila od stalnog opterećenja $G_l$ prema izrazima (4) i (8).

Funkcija cilja (14) i uslovi ograničenja (15) mogu se pisati u matričnoj formi

$$w = \min D_k = \min\left[(\mathbf{R}^{*+} - \mathbf{b}^g)\boldsymbol{\theta}^+ + (\mathbf{R}^* \ + \mathbf{b}^g)\boldsymbol{\theta}^- \ \right], \quad \begin{bmatrix} \mathbf{B}^T & -\mathbf{B}^T \\ \mathbf{b}^T & -\mathbf{b}^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \boldsymbol{\theta}^+ \\ \boldsymbol{\theta}^- \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ 1 \end{bmatrix}. \tag{17}$$

Rešavanjem primarnog problema linearnog programiranja (12) dobijaju se za statičko rešenje nepoznate sile $x_j$ ($j$ = 1,2,…,$\alpha$ ) i factor opterecenja loma $\gamma_c$, a rešavanjem dualnog problema (17) dobijaju se, uzimajući u obzir (16), uglovi obrtanja poprečnih preseka $\theta_j$ ($i$=1,2,…,$m$) za kinematičko rešenje problema. Ovaj postupak u poređenju sa klasičnim postupkom ima prednost što se ne crtaju svi potrebni kinematički mehanizmi loma i ne računaju odgovarajuća pomeranja, u čemu se mogu napraviti i greške (naročito kod složenijih višestruko statički neodređenih sistema).

## 4 ANALIZA DVOPOJASNOG SISTEMA

Pošto su nosač i opterećenje, prikazani na slici 1, simetričani u odnosu na vertikalnu osu u svim fazama ispitivanja, u daljoj analizi, radi skraćenja proračuna razmatrana je, kako je to uobičajeno u statici konstrukcija, polovina nosača sa odgovarajućim vezama, koja je prikazana na slici 4.

Posmatrana polovina nosača je povezana sa osloncima i njegovom drugom polovinom vezama, tako da se nosač u sljemenu (presek 6) može pomerati vertikalno i primati moment savijanja. Na levom osloncu (pored preseka 1 i 2) nosač se može pomerati samo horizontalno i ne može primati momente savijanja.

Na posmotranoj polovini nosača izabrano je 12 karakterističnih preseka, koji su označeni punim kružićima. Pošto su u armiranobetonskom delu nosača značajni momenti savijanja i normalne sile, to su kapaciteti nošenja $R_i^{*+}$ i $R_i^{*-}$ u presecima $i$ ($i$ =1,2,...,6) toga dela nosaača računati kao za ekscentrično pritisnute armiranobetonske preseke uzimajući u obzir moment savijanja $M_i$ i normalnu silu $N_i$. Kapaciteti nosivosti preseka $i$ ($i$=7,8,..,12) čeličnih elememenata računati su prema normalnoj sili $N_i$, pošto je momenat savijanja, kako je već rečeno, zanemarljiv. U presecima armiranobetonskih elemenata se pod dejstvom opterećenja plastifikuju, pojavljuju uglovi obrtanja $\theta_i$, dok u karakterističnim presecima čeličnih elemenata

nastaju plastična izduženja $\varepsilon_{pl}$, koja će biti obeležavana u skladu sa matematičkim formulacijama problema sa $\theta_i = \varepsilon_{pl}$.

### 4.1 STATIČKA FAZA PRORAČUNA

Dvopojasni nosač je jedanput statički neodređen. Isključivanjem elementa sa presecima (11)-(12), sistem postaje statički određen, kako je to prikazano na slici 4. Umesto isključenog štapa, kao što je to poznato iz metode sila, uključuje se sila $x_1 = 1$. Ova sila izaziva u karakterističnim presecima sistema normalne sile $\bar{N}_i$ i momente savijanja $\bar{M}_i$ ($i$ = 1,2,...,12). Na osnovu ovih veličina i u zavisnosti da li je kritičnom preseku merodavan moment savijanja ili normalna sila birane su vrednosti $b_{i1}$ ($i$ = 1,2,...,12). Ove vrednosti su elementi matrice **B.**

Opterećenje dvopojasnog nosača je vršeno u sedam faza. Opterećenje prve faze se odnosi na sopstvenu težinu nosača $g$ = 7.50 *kN/m'*. U drugoj fazi opterećenja su pored stalne težine naneti tegovi obešeni gornjem pojasu od po 50 *kN*, a u trećoj fazi opterećenja su dodati tegovi od još 50 *kN*. Konačno računsko opterećenje od sopstvene težine $g$ i težine tegova iznosi $G$:

$g$ = 7.50 *kN/m'* i $G$ = 10,00 + 10.00 = 20.00 *kN*.

Uticaji ovog opterećenja su označeni sa gornjim indeksom $g$. U sledećim fazama ispitivanja ovo se opterećenje nije menjalo, pa su za njega određivani momenti $M_i^g$ i normalne sile $N_i^g$ u karakterističnim presecima osnovnog sistema i u zavisnosti da li je kritičnom preseku merodavan momenat ili normalna sila, birane vrednosti $b_i^g$ ($i$ =1,2,…,12), koji su elementi vektora $\mathbf{b}^g$.U četvrtoj fazi opterećenja su na delu gornjeg pojasa dodavane po dve armiranobetonske ploče kao opterećenje $p$ = 9.00 kN/m'. Uticaji ovog opterećenja su označeni sa gornjim indeksom $p$. Za ovo opterećenje, kao bazično promenljivo opterećenje sračunate su normalne sile $N_i^p$ i momenti savijanja $M_i^p$ u kritičnim presecima $i$ ($i$ = 1,2,…,12), a zatim izabrane vrednosti $b_i^p$, koje su elemeti vektora $\mathbf{b}^p$. U sledećim fazama je ovo opterećenje povećavano i iznosilo je 26.50 *kN/m* u petoj fazi, 35.30 *kN/m* u šestoj fazi i 53.0 *kN/m* u sedmoj fazi. Međutim, ni pod ovim opterećenjem nije došlo to loma nosača, pa je u osmoj fazi pored opterećenja iz sedme faze izvršeno udar tegom od 5.00 *kN* sa visine od 6.00 *m*. Pošto je opterećenje $p$ bilo promenljivo, to se ono množi sa faktorom loma $\gamma$, koji treba odrediti, kao i odgovarajuću silu zatezanja u elementu donjeg pojasa (11) i (12).

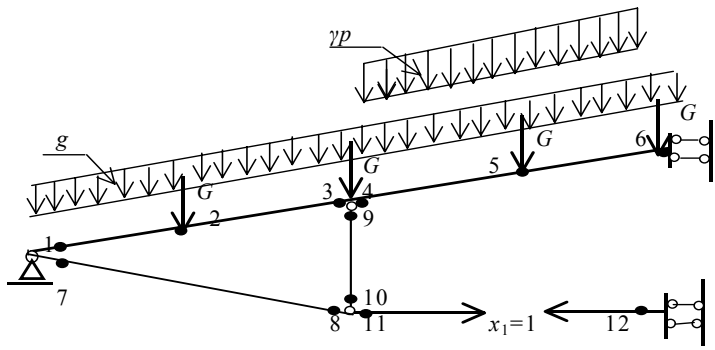
Celokupni postupak eksperimentalnog ispitivanja ovih nosača, sa merenjima za pomenute faze opterećenja je detaljno prikazan u pomenutoj disertaciji B. Furtule [4] i radu [2].

Sile $x_1$ i faktor loma $\gamma_c$ u odnosu na promenljivo opterećenje $p$=9.00 *kN/m*, određuju se, kako je to već rečeno, rešavanjem primarnog linearnog programa (12) I (13). Elementi odgovarajućih vektora i matrice **B**, pisanih u transponovanoj formi jesu:

$\mathbf{B}^T = \mathbf{b}_1{}^T$ = [0, -0.78, -1.55, -1.55, -1.93, -2.30, 1.012, 1.012, -0.16, -0.16, 1.00, 1.00],
$\mathbf{b}^{g,T}$ = [0, 369.81, 642.39, 642.39, 811.80, 874.79, 0, 0, 0, 0, 0, 0],
$\mathbf{b}^{p,T}$ = [0, 91.29, 182.55, 182.55, 255.49, 273.71, 0, 0, 0, 0, 0, 0],
$\mathbf{R}^{*+} = \mathbf{R}^{*-}$=[0, 41.52, 19.0, 19.0, 230.25, 96.18, 1360, 1360, 1360, 1360, 1360,1360],
$\mathbf{c}$ = [ 0, 1], $\mathbf{x}$ = [$x_1$].

Rešavanjem primarnog problema LP (12) primenom kompjuterskog programa, zasnovanog na Dantzigovoj simplex metodi LP, dobijeni su rezultati:

Sila u elementu (11) – (12) je $x_1$ = 1343.75 *kN*, faktor loma u odnosu na opterećenje *p* je $\gamma_c$ = 7.875. Ovako sračunato optrećenje loma je $p_{loma} = \gamma_c p = 7.875 \times 9.00 = 70.875$ *kN*/*m*' > $p_{\max}$. $p_{loma} = 1.34 p_{\max}$, gde je $p_{\max}$ = 53.00 *kN*/*m*'.






***Slika 13.*** *Opterećenje VI faze na levoj polovini nosača*

Ispitivani nosači, kako je već rečeno, se nisu polomili u VII fazi opterecćenja, koje je dalje nije bilo moguće povećavati.

Razlika $\Delta_i$ između kapaciteta nosivosti $R_i^*$ preseka i apsolutne vrednosti merodavne sile $R_i$ preseku *i* (*i* = 1,2,...12), koja je u presecima gornjeg pojasa moment savijanja $M_i$, a u presecima ostalih elemenata sistema normalna sila $N_i$), naziva se *Mayerov potencijal* i predstavlja *rezervu nosivosti* nosača u tom preseku.

$$\Delta_i = R_i^* - |R_i|, \quad i = 1,2,...,m. \tag{18}$$

Kapacitet nosivosti preseka za stanje granične ravnoteže je, prema ovoj analizi, iscrpljen u preseku gornjeg pojasa (5) i u elementima donjeg pojasa – preseci (7) i (8).

Nosač je analiziran ovim postupkom za optereénje u toku eksploatacije koje se sastoji od stalnog optereénja *g*=7.50 *kN*/*m*' i jednako podeljenog opterećenja na svim elementima gornjeg

pojasa koje potiče od rožnjača, pokrivača i snega $p$=22.30 kN/m'. Dobijeno je da je sila u u čeličnoj zatezi $x_1$=1344 kN <13360 kN i factor loma $\gamma_c$=2.012>1.80.

## 4.2 KINEMATIČKA FAZA PRORAČUNA

Parametari mehanizma loma $\theta_i^+$ i $\theta_i^-$ (i =1,2,...,12), koji predstavljaju elemente vekora $\boldsymbol{\theta}^+$ i $\boldsymbol{\theta}^-$, odgovarajućeg mehanizma loma nosača u kinematičkoj fazi određuju se rešavanjem dualnog problema LP (17) za poznate vrednosti vektora i matrica iz primarnog problema primenom kompjuterskog programa zasnovanog na simpleks metodi. Ta rešenja su:

$\boldsymbol{\theta}^{+=}$ [0 0 0 0 0.00389 0 0.00789 0 0 0 0 0],
$\boldsymbol{\theta}^-$ = [0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0],

tako da je vektor plastične deformacije (obrtanja i izduženja) prema izrazu (16)

$\boldsymbol{\theta} = \boldsymbol{\theta}^+ - \boldsymbol{\theta}^-$ = [0 0 0 0 0.00389 0 0.00789 0 0 0 0 0].

Plastično obrtanje preseka (5) iznosi $\theta_5$ = 0.00789 i izduženje elementa donjeg pojasa (7) – (8) iznosi $\theta_7 = \varepsilon_{pl,7}$ = 0.00789. U ovim presecima su merodavni momenat savijanja $M_5 = R_5^{*+}$ = 230.25 *kNm* i normalna sila $N_7 = R_7^*$ = 1360 *kN*.

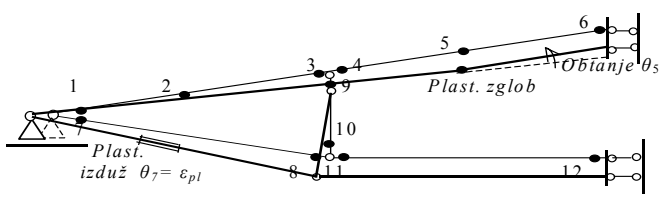
Pošto su kapaciteti nosivosti elemenata u ovim presecima u potpunosti iscrpljeni, to su prema (18) rezerve nosivosti $\Delta_5 = \Delta_7 = 0$.

Dobijene vrednosti parametara mehanizma loma, koji u ovom slučaju predstavljaju obrtanje preseka ili izduženje elementa zbog platičnog tečenja materijala, su relativne u odnosu na neku izabranu referentnu vrednost $\theta_r$ = 1. U proračunima po teoriji elastičnosti, kao što je poznato, sračunate vrednosti deformacija sistema su precizne vrednosti u odnosu na ulazne podatke koji se odnose na opterećenje i paramertre svojstava materijala.

Za parametre mehanizma loma $\theta_i$ i rezerve nosivosti $\Delta_i$ u kritičnom preseku ***i*** važi izraz koji proističe iz *uslova komplementarnosit* primarnih i dualnih promenljivih LP

$$\Delta_i \, \theta_i = 0, \quad i = 1,2,...,m. \tag{19}$$

Uslovi komplementarnosti primarnih i dualnih promenljivih, koji su izraženi ovom jednačinom povezuju statičko i kinematičko rešenje, koja nisu zbog toga međusobno nezavisna, iako se ona formulišu odvojeno jedno od drugoga.




Slika 5. Mehanizam loma leve polovine dvopojasnog nosača

Mehanizam loma leve polovine ovog sitema prikazan je na slici 5, iz kog se vidi da bi pod opterećenjem loma $p$=70.875 kN/m' došlo do formiranja platičnog zgloba u presedku (5) gornjeg pojasa i plastičnog izduženja čeličnog elementa (7) i (8). Međutim, opterećenje tako velikog intenziteta nije bilo moguće naneti na nosač u toku njegovog ispitivanja.

Pored analize ponašanja sistema u oblasti granične ravnoteže po teoriji plastičnosti nosač je analiziran za pomenute faze opterećenja i po teoriji elastičnosti, primenjujući računarski program koji je ranije razvio za ovu vrstu sistema Ž. Praščević.

# 5 ZAKLJUČAK

Prikazani postupak za određivanje faktora loma i mehanizma loma linijskog konstrukcijskog sistema kao celine, koji je zasnovan na teoriji linearnog programiranja, je veoma efikasan i ima prednosti nad postupcima u kojima se konstruiše više mogućih mehanizama loma sistema i izjednaćavanjima radova spoljađnjih i unutrađnjih sila na tim mehanizmima određuje opterećenje ili faktor opterećenja i merodavni mehanizam loma. Pored analiza i proračuna sistema na bazi teorije elastičnosti, treba u praksi primenjivati i ovaj postupak za nala\enje faktora loma sistema u celini i mehanizama loma za zadata opterećenja.

Upoređujući veličine unutrašnjih sila i pomeranja u izabranim kritičnim presecima sistema dobijenih za elastično ponašanje sistema sa veličinam dobijenih na osnovu merenja na ispitivanim nosačima, ustanovljeno je da su se čelični elementi donjeg pojasa ponašali elastično u svih VII faza opterećenja. Razlike između normalnih sila sračunatih na osnovu merenja i prema teoriji elastičnosti su veoma male i iznose od 2 do 2.6 %. U fazama I do VI sistem se ponaša kao elastičan. U fazi opterećenja VII došlo je plastifikacije u preseima (5) armiranobetonskih elemenata gornjeg pojasa, ali ne i do pojave mehanizma loma. Da bi se dostiglo teorijsko stanje granične ravnoteže, pored dejstva koncentrisanih sila $G$ i podeljenog opterećenja $g$, nosač treba opteretiti sa velikim podeljenim promenljivim opterećenjem $p_{loma}$ = 70.875 *kN/m*', kojem odgovara veliki faktor loma $\gamma_c$=7.875, kojim treba pomnožiti polazno podeljeno opterećenje $p$ = 9.00 *kN/m*', što je bilo praktično neostvarivo. U tom slučaju, došlo bi do plastifikacije betona u preseku (5) i velikih izduženja čeličnog elementa (2)-(7). Sistem je analiziran i za ukupno jednako podeljeno opterećenje u fazi eksploatacije $q$ = 29.80 *kN/m*' i dobijen faktor loma $\gamma_c$ = 2.012, tako da ovi nosači imaju dobar koeficijent sigurnosti na lom.

**LITERATURA**


[1] Aćić, M.: Ostojić, D.: *Eksperimentalno ponašanje armiranobetonskoih nosača sa zategom*, Zbornik radova XVIII Simpozijuma JUDIMK,III knj.,Portorož, 1986, str. 8-16.

[2] Aćić, M., Zejak, R., Furtula, B.: *Analiza graničnih stanja dvopojasnih AB nosača od betona velike čvrstoće*, Drugi internacionalni naučno-stručni skup GNP, Žabljak, 2008.

[3] Charmes, A., Lemke, C. E. and Zienkiewicz, O. C.: Virtual work, linear programming and plastic limit analysis, Proc. od The Royal Society of London, 251, 1959, pp. 110-116.

[4] Furtula, B.: *Granična stanja armiranobetonskih montažnih dvopojasnih nosača od betona velikih čvrstoća*. Doktorska disertacija, Građevinski fakultet, Beograd, 2013.

[5] Hajdin, N.: *Proračun linijslih nosača prema stadijumu loma*. Čelične konstrukcije – posebno izdanje, Izgradnja, 1974., strana 3-13.

[6] Ivković, M.: *Ponašanje betona u oblasti granične ravnoteže*, Doktorska disertcija, Građevinski fakultet, Beograd, 1962.

[7] Munro, J. and Lloyd Smith, D.: *Plastic Limit Analysis by Linear Programming*, Imperial College, London, 1976.

[8] Praščević, Ž., Lloyd Smith, D.: *Limit analiza ravnih okvirnih sistema*, Izgradnja 2, 1990, str. 5-14.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Selimir Lelović*[1]

## STABILNOST GRANULARNOG MATERIJALA U TOKU ELASTO-PLASTIČNE DEFORMACIJE

***Rezime:***

U radu je određeno kritično opterećenje granularnog materijala numeričkim postupkom korišćenjem algoritma za različite putanje napona. Konstitutivne jednačine za hijerarhijski model (hierarchical single surface model - HISS), su primenjene da bi se opisalo ponašanje granularnog materijala u toku deformacije. Rezultati dobijeni numeričkom analizom su upoređeni sa eksperimentalnim rezultatima za pesak (Leighton Buzzard Sand) u opitima: standardne triaksijalne kompresije (CTC) i zatezanja (TE). Razlike vrednosti kritičnih napona dobijenih numerički i eksperimentalno su za CTC test 6.2 % a za TE test 3.4%.

*Ključne reči: stabilnost, površ tečenja, kritično opterećenje, numerička metoda*

## STABILITY OF GRANULAR MATERIAL DURING ELASTO-PLASTIC DEFORMATION

***Summary:***

Numerical method in determining critical stress in granular material using algorithm for different loading paths is presented. The constitutive relationships of the hierarchical single surface (HISS) model were used to describe the granular material during deformation. Critical stresses under applied triaxial compression and extension obtained numerically were compared with published results for Leighton Buzzard Sand in experiments of conventional triaxial compression (CTC) and triaxial extension (TE). Differences in numerical and experimental methods were for CTC test 6.2 % and for TE test 3.4%.

*Key words: Key words: stability, yield surface, critical loading, numerical method*

[1] dr Selimir V. Lelović, dipl.građ.inž., docent, Univerzitet u Beogradu, Gradjevinski fakultet, Beograd, Srbija

## 1. UVOD

Problem stabilnosti geomehaničkih materijala za tačno utvrđenu geometriju, granične uslove i karakter opterećenja zahteva određivanje intervala parametara opterećenja pri kojem naponsko deformacijske veličine imaju konačne vrednosti. Sama reč stabilnost u ovom konceptu ima značenje kvazi-statičkog ponašanja materijala pri malim priraštajima deformacije. Potreban uslov za gubitak stabilnosti ponašanja materijala, gubitak jedinstvenosti rešenja i pojavu bifurkacije je promena znaka drugog izvoda funkcije rada [1-2]. S jedne strane Drucker-ov postulat [3] predviđa dovoljan uslov za stabilno ponašanje materijala, određena teorijska razmatranja ukazuju da je ovo možda samo potreban ali ne i dovoljan uslov [4]. Ponašanje materijala postaje nestabilno kada počinje da se gubi eliptičnost tangente matrice krutosti. Ovaj početak nestabilnog ponašanja materijala je vezan za tačku bifurkacije ili odstupanja od jedinstvenog rešenja na ravnotežnom putu [5-6]. Pojava lokalizovane deformacije je u klasičnom smislu diskontinuiteta obično povezana sa pojavom tačke bifurkacije. Klasični rezultati za elasto-plastični kontinuum izraženi preko kritične vrednosti modula ojačanja i odgovarajuća orijentacija trake klizanja ("shear band") prikazani su u radovima Hill, Rudnicki i Rice i Runesson[7-9]. U ovim radovima su definisani statički i kinematički uslovi za početak klizanja u granularnom materijalu. Matematički precizan kriterijum za određivanje položaja kritične tačke izveden iz generalnog razmatranja svojstvenih vrednosti tangentne matrice krutosti [10-15]. Ovako postavljen kriterijum za odredivanje kritične tačke je vrlo pogodan sa stanovišta praktične primene. Ova metodologija je primenjena od strane velikog broja autora na granularne materijale s tim što su koristili Mohr-Coulomb-ov kriterijum kao funkciju tečenja. Valanis [16] je postavio pretpostavku da se gubitak stabilnosti ponašanja materijala treba povezati sa kritičnom tačkom u kojoj tenzor tangenti krutosti dobija vrednost jedinstvene nule (zero eigenvalue). Neilsen [17] je posmatrao gubitak eliptičnosti kao kriterijum koji pokazuje prvu tačku bifurkacije kao kinematički uslov za formiranje klizanja. U referenci [18] je dat veoma dobar pregled fenomena nestabilnosti u plastičnoj deformaciji granularnih materijala. U ovom radu, prvo su prikazana generalna razmatranja odnosa napon-deformacija i kriterijum za određivanje kritične tačke deformacije, zatim dva ilustrativna primera, poređenje dobijenih rezultata sa eksperimentalnim vrednostima i na kraju zaključak.

## 2. KONSTITUTIVNE JEDNAČINE

U teoriji plastičnosti se obično zanemaruju uticaji brzine deformacije i temperaturnog polja. Tako dobijena teorija zove se izotermička teorija plastičnosti. Ograničićemo naša razmatranja na izotermički process $(T = cons. > 0)$. Pomeranje tačke tela označićemo sa $u(x)$, gde su sa $x$ označene pravougle Dekartove koordinate posmatrane tačke. Usvajajući pretpostavku o malim pomeranjima, tenzor deformacije se može napisati u obliku:

$$2\varepsilon_{ij} = u_{i,j} + u_{j,i} \tag{1}$$

gde zarez označava parcijalni izvod po odgovarajućoj koordinati. Veza između napona i elastične deformacije je određena Hukovim zakonom. Funkcija plastičnog potencijala za izotropan materijal može se napisati u obliku:

$$f = f(\sigma, q) \tag{2}$$

gde $q$ označava određenu unutrašnju promenljivu stanja materijala (tj. njen tenzor). Uslov tečenja $f = f(\sigma, q) = 0$ definiše površ tečenja u $(\sigma, q)$ prostoru. Neka $Q$ označava izvod površi tečenja u odnosu na napon a R označava izvod u odnosu na unutrašnju promenljivu $q$:

$$Q(\sigma, q) = \frac{\partial f}{\partial \sigma},\ R(\sigma, q) = \frac{\partial f}{\partial q} \tag{3}$$

Neka je $P$ normala na površ tečenja koja označava pravac tečenja u odnosu na $\sigma$, onda ako je $P = Q$ plastično tečenje se naziva asocijativno, dok za slučaj gde $P \neq Q$ plastično tečenje se naziva ne-asocijativno. Plastični deo priraštaja deformacije je označen kao:

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda P(\sigma, q),\ \lambda > 0 \tag{4}$$

gde je $\lambda$ arbitrarni faktor proporcionalnosti. Pozitivni znak za $\lambda$ je usled činjenice da plastično tečenje uključuje gubitak energije. Tačka iznad promenljive označava puni izvod promenljive u odnosu na vreme, koji usled pretpostavke malih brzina, je isti kao i parcijalni izvod u odnosu na vreme. Efekti disipacije u materijalu koji prate deformaciju mogu se uzeti u obzir preko unutrašnje promenljive stanja. Brzina promene unutrašnje promenljive $q$ je predstavljena sa nelinearnom funkcijom $h$ koja sadrži $\sigma$ i $q$,

$$\dot{q} = \lambda h(\sigma, q) \tag{5}$$

Za infinitezimalne deformacije možemo izraziti tenzor deformacije kao zbir tenzora elastičnih i plastičnih deformacija:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \tag{6}$$

gde indeks $e$ označava elastičan deo, i indeks $p$ označava plastičnu promenu u polju deformacija kada se unutrašnja koordinata $q$ promeni u $q + \dot{q}$. Razmatrajući materijale kod kojih se konstitutivno ponašanje može idealizovati u segmentno-linearnoj formi:

$$\dot{\sigma} = L : \dot{\varepsilon} \tag{7}$$

gde je $L$ konstitutivni tenzor materiala, (:) označava dijadu. Jedna forma konstitutivne jednačine (6) može se izraziti:

$$\dot{\sigma} = C : (\dot{\varepsilon} - \frac{1}{R \cdot h} P(Q : \dot{\sigma})) \tag{8}$$

gde je $C$ tenzor inkrementa modula elastičnosti, $h$ je brzina promene ojačavanja ili omekšavanja. Desna strana jednačine (7) može se napisati u odnosu na $\dot{\varepsilon}$, i poređenjem sa jednačinom (6) dobija se sledeći odnos:

$$L = C - \frac{(C : P)(Q : C)}{Q : C : P - R \cdot h} \tag{9}$$

Ako se funkcija $f$ može razviti u Tejlorov red do drugog stepena oko trenutnih vrednosti za deformaciju i plastične promenljive, onda se može dobiti sledeći izraz:

$$\begin{aligned} f(\varepsilon + \dot{\varepsilon}^*, q + \dot{q}^*) = f(\varepsilon, q) + \frac{\partial f}{\partial \sigma} : \left(L : \dot{\varepsilon}^*\right) + \frac{\partial f}{\partial q} \cdot \dot{q}^* + \\ \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial^2 f}{\partial \sigma \partial \sigma} : \left(L : \dot{\varepsilon}^*\right) : \left(L : \dot{\varepsilon}^*\right) + \frac{\partial^2 f}{\partial \sigma \partial q} : \left(L : \dot{\varepsilon}^*\right) \cdot \dot{q}^* + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial^2 f}{\partial q \partial q} \cdot \dot{q}^* \cdot \dot{q}^* \end{aligned} \tag{10}$$

gde su svi izvodi određeni na $\varepsilon, q$. Promene u $\varepsilon + \dot{\varepsilon}^*$ mogu se posmatrati kao varijacije u $\dot{\varepsilon}^*$, gde je $\dot{\varepsilon}^* = \varepsilon_{,u}(\delta u)$ prva promena u (nelinearnom) operatoru za deformaciju-pomeranje $\varepsilon(u)$ u odnosu na $u$. Sledeće veličine su uvedene da bi se jednačina (10) pojednostavila:

$$T(\sigma,q)=\frac{\partial^2 f}{\partial\sigma\partial\sigma}, U(\sigma,q)=\frac{\partial^2 f}{\partial\sigma\partial q}, V(\sigma,q)=\frac{\partial^2 f}{\partial q\partial q} \tag{11}$$

gde je $T$ simetrični tenzor četvrtog stepena, $U$ je simetrični tenzor drugog stepena a $V$ je scalar. Sada, jednačina (10) ima sledeći oblik:

$$f = f + Q:\left(L:\dot{\varepsilon}^*\right) + R\cdot\dot{q}^* + 1/2\cdot T:(L:\dot{\varepsilon}^*):(L:\dot{\varepsilon}^*) + U:(L:\dot{\varepsilon}^*)\cdot\dot{q}^* + 1/2\cdot V\cdot\dot{q}^*\cdot\dot{q}^* \tag{12}$$

Treći član u jednačini (12) se zove drugi osnovni kvadratni oblik površi tečenja.

## 3. ODREĐIVANJE KRITIČNE TAČKE

U analizi stabilnosti deformacije, određivanje kritične tačke je centralni problem. $T, U, V$, izrazi određeni relacijama (11), su koeficijenti druge osnovne kvadratne forme površi tečenja $f = f(\sigma, q)$. Izraz za normalnu krivinu posmatrane površi, možemo napisati u sledećem obliku:

$$\frac{1}{\rho}=\frac{T:(L:\dot{\varepsilon}^*):(L:\dot{\varepsilon}^*)+2U:(L:\dot{\varepsilon}^*)\cdot\dot{q}^*+V\cdot\dot{q}^*\cdot\dot{q}^*}{\left[Q:\left(L:\dot{\varepsilon}^*\right)+R\cdot\dot{q}^*\right]^2} \tag{13}$$

Znak normalne krivine zavisi samo od znaka brojioca izraza na desnoj strani gornje jednačine. U proučavanju znaka normalne krivine, prema tome, mogu nastupiti tri slučaja:

1. $\delta = U^2 - T\cdot V < 0.$ (14)

Imenilac izraza na desnoj strani uvek je pozitivna veličina, jer predstavlja kvadrat. Tada je brojilac potpuni kvadrat i ne menja znak, tj. krivina opet ostaje stalnog znaka u svim pravcima, ali postoji jedan pravac u kome je krivina jednaka nuli. Ovakve tačke površine zovu se eliptične, a za površinu se kaže da u takvoj tački ima eliptičnu krivinu. Znak krive je uvek pozitivan i prema koeficijentu $T$.

2. $\delta = U^2 - T\cdot V = 0.$ (15)

Brojilac ne menja znak i krivina normalnih preseka u svim pravcima ima isti znak, izuzev u tački gde je nula. Takve tačke površine zovu se paraboličke tačke.

3. $\delta = U^2 - T\cdot V > 0.$ (16)

Brojilac menja znak, tj. u posmatranoj tački postoje glavne normale suprotnih smerova za normalne preseke raznih pravaca. Normalna krivina u istoj tački može u tom slučaju za razne pravce biti pozitivna i negativna, a postoje dva pravca u kojima je krivina nula. Takva tačka površi zove se hiperbolička, a površina u toj tački ima hiperboličku krivinu.

Zadatak stabilnosti je definisan preko oblasti dopustivih deformacija posmatranog elasto-plastičnog materijala. Sračunavanje diskretnih tačaka ravnotežne krive zajedno sa odgovarajućim vrednostima $\delta$, definisane gornjim izrazima, nailazimo i na tačku u kojoj dolazi do promene znaka ove veličine. Pri vrednosti funkcije $\delta > 0$ relacija postaje i potreban i dovoljan uslov za stabilnost ravnotežnog položaja posmatranog sistema za vreme opterećenja.

## 4. PRIMERI ZA ILUSTRACIJU

U ovom radu razmatrane su različite naponske putanje u trijaksijalnom opitu, za slučaj primene konstitutivnih jednačina HISS modela [14], za granularni materijal. Invarijante napona su uvedene prema sledećim izrazima (naponi i deformacije su pozitivni u kompresiji):

$$I_1 = \sigma_{kk},\ I_{2d} = \tfrac{1}{2} S_{ij} S_{ij},\ I_{3d} = \tfrac{1}{3} S_{ij} S_{jk} S_{ki} \tag{17}$$

gde je $I_1$ prva invarijanta napona a $I_{2d}$ i $I_{3d}$ su druga i treća invarijanta devijatora napona. U praktičnim proračunima često se primenjuje invarijanta koja se naziva oktaedarski smićući napon $\tau_{oct}$ i dat je izrazom: $\tau_{\mathrm{oct}}^2 = 2/3 \cdot \mathrm{I_{2d}}$. Funkcija tečenja opšteg tipa [14], $f$, za asocijativnu plastičnost sa izotropnim ojačanjem je oblika:

$$f = p_a^{-2} I_{2d} - F_b \cdot F_s = 0 \tag{18a}$$

gde je

$$F_b = -\alpha \left( \frac{I_1}{p_a} \right)^n + \gamma \left( \frac{I_1}{p_a} \right)^2,\ F_s = \left( 1 - \beta S_r \right)^m \tag{18b}$$

$S_r$ je odnos napona dat u obliku $S_r = 3\sqrt{3}/2\, I_{2d}^{-\frac{3}{2}} I_{3d}$, $\alpha$ je funkcija ojačanja, $\gamma$ i $\beta$ su parametri materijala, a $p_a$ je atmosferski pritisak. $F_b$ je osnovna funkcija koja prikazuje oblik funkcije tečenja u prostoru $I_1 - \sqrt{I_{2d}}$, a $F_s$ je funkcija oblika u oktaedarskoj ravni. Funkcija ojačanja je data izrazom

$$\alpha = a_1 \xi^{-\eta} \tag{19}$$

gde su $a_1$ i $\eta$ materijalni parametri za model izotropnog ojačanja, $\xi$ je putanja plastične deformacije. Ukupna efektivna plastična deformacija, $\xi$, je definisana preko promene

$$\dot{\xi} = \sqrt{{}^{p}\dot{e}_{ij}\ {}^{p}\dot{e}_{ij}} \tag{20}$$

gde se $m = -0.5$ uzima za većinu (geotehničkih) materijala. Ovaj model uključuje osam materijalnih konstanti od kojih su dve elastične. Iz relacije (18) eksplicitni izraz za gradijent fumkcije tečenja se dobija diferenciranjem kao što sledi

$$\frac{\partial \mathrm{f}}{\partial \sigma_{\mathrm{ij}}} = \mathrm{p_a^{-1} F_s} \left[ \mathrm{n\alpha} \left( \mathrm{I_1/p_a} \right)^{\mathrm{n-1}} - 2\gamma \left( \mathrm{I_1/p_a} \right) \right] \delta_{\mathrm{ij}} + \left( \mathrm{p_a^{-2}} - 3/2\, \mathrm{m F_s^{\frac{m-1}{m}} F_b S_r I_{2d}^{-1}} \right) \mathrm{S_{ij}} + \mathrm{m F_s^{\frac{m-1}{m}} F_b A_{ij}} \tag{21a}$$

$$\frac{\partial \mathrm{f}}{\partial \xi} = -\mathrm{a_1 \eta \xi^{-(\eta+1)}} \left( \mathrm{I_1/p_a} \right)^{\mathrm{n}} \mathrm{F_s} \tag{21b}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \mathrm{f}}{\partial \sigma_{\mathrm{ij}} \partial \sigma_{\mathrm{kl}}} &= \mathrm{p_a^{-2} Fs} \left[ \mathrm{n(n-1)} \alpha \left( \frac{\mathrm{I_1}}{\mathrm{p_a}} \right)^{\mathrm{n-2}} - 2\gamma \right] \delta_{\mathrm{ij}} \delta_{\mathrm{kl}} + \\ &+ \mathrm{p_a^{-1} m Fs^{\frac{m-1}{m}}} \left[ \mathrm{n\alpha} \left( \frac{\mathrm{I_1}}{\mathrm{p_a}} \right)^{\mathrm{n-1}} - 2\gamma \left( \frac{\mathrm{I_1}}{\mathrm{p_a}} \right) \right] \cdot \left[ \tfrac{3}{2} \mathrm{SrI_{2d}^{-1}} \left( \delta_{\mathrm{ij}} \mathrm{S_{kl}} + \mathrm{S_{ij}} \delta_{\mathrm{kl}} \right) - \left( \delta_{\mathrm{ij}} \mathrm{A_{kl}} + \mathrm{A_{ij}} \delta_{\mathrm{kl}} \right) \right] + \\ &+ \tfrac{3}{4} \mathrm{m Fs^{\frac{m-1}{m}} Fb I_{2d}^{-1}} \left\{ \mathrm{SrI_{2d}^{-1}} \left[ 5 - 3(\mathrm{m-1}) \mathrm{Fs^{-\frac{1}{m}} Sr} \right] \mathrm{S_{ij} S_{kl}} + 2 \left( \mathrm{Fs^{-\frac{1}{m}} Sr - 1} \right) \left( \mathrm{S_{ij} A_{kl}} + \mathrm{A_{ij} S_{kl}} \right) \right\} - \\ &- \mathrm{m(m-1) Fs^{\frac{m-2}{m}} Fb A_{ij} A_{kl}} + \left( \mathrm{p_a^{-2}} - \tfrac{3}{2} \mathrm{m Fs^{\frac{m-1}{m}} Fb Sr I_{2d}^{-1}} \right) \left( \delta_{\mathrm{ik}} \delta_{\mathrm{jl}} - \tfrac{1}{3} \delta_{\mathrm{ij}} \delta_{\mathrm{kl}} \right) + \\ &+ \tfrac{3\sqrt{3}}{2} \mathrm{m Fs^{\frac{m-1}{m}} Fb \beta I_{2d}^{-\frac{3}{2}}} \left[ \delta_{\mathrm{ik}} \mathrm{S_{jl}} + \mathrm{S_{ik}} \delta_{\mathrm{jl}} - \tfrac{2}{3} \left( \mathrm{S_{ij}} \delta_{\mathrm{kl}} + \delta_{\mathrm{ij}} \mathrm{S_{kl}} \right) \right] \end{aligned} \tag{21c}$$

***Tabela I. Parametri za HISS model***

| $E[MPa]$ | $\nu$ | $\beta$ | $\gamma$ | $n$ | $a_1$ | $\eta$ | $m$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 103.8 | 0.29 | 0.442 | 0.089 | 3 | 0.00018 | 0.85 | -0.5 |

$$\frac{\partial^2 f}{\partial\xi\partial\sigma_{ij}} = -a_1\eta\xi^{-(\eta+1)}\left[p_a^{-1}n\left(\frac{I_1}{p_a}\right)^{n-1}Fs\delta_{ij} + \left(\frac{I_1}{p_a}\right)^{n} mFs^{\frac{m-1}{m}}\left(\frac{3}{2}SrI_{2d}^{-1}S_{ij} - A_{ij}\right)\right] \tag{21d}$$

$$\frac{\partial^2 f}{\partial\xi^2} = a_1\eta(\eta+1)\xi^{-(\eta+2)}\left(\frac{I_1}{p_a}\right)^{n} Fs\,,\ A_{ij} = \frac{3\sqrt{3}}{2}\beta I_{2d}^{-\frac{3}{2}}\left(S_{ik}S_{kj} - \frac{2}{3}I_{2d}\delta_{ij}\right) \tag{21f}$$

Ako sa $\sigma_{xx}$ označimo aksijalni napon a sa $\sigma_{yy}$ i $\sigma_{zz}$ bočne napone onda ćemo odgovarajuće veze izraziti prema ovim oznakama. Materijal je prvo opterećen hidrostatičkim pritiskom od $\sigma_0 = 90[\text{kPa}]$, pri atmosferskom pritisku $p_a = 101[\text{kPa}]$. U ovom slučaju jednačina (15) postaje

$$\bar{\delta} = 2\gamma\left[n^2\frac{\eta}{\eta+1} + n(n-1) - 1\right] \tag{22}$$

Materijalne konstante za pesak (Leighton Buzzard Sand) [19] su date u Tabeli I.

**Ilustracija # 1**: Konvencionalni trijaksijalni pritisak (CTC). Za stanje CTC komponentalni naponi i devijator napona su dati sledećim izrazima

$$\sigma^{CTC} = \begin{bmatrix}\sigma_0+\sigma_{xx} & 0 & 0\\ 0 & \sigma_0 & 0\\ 0 & 0 & \sigma_0\end{bmatrix},\ S^{CTC} = \frac{\sigma_{xx}}{3}\begin{bmatrix}2 & 0 & 0\\ 0 & -1 & 0\\ 0 & 0 & -1\end{bmatrix} \tag{23}$$

Uvodeći jednačinu (23) u (21) i zamenjujući u (15), dobija se sledeći izraz:

$$\begin{aligned}\delta = {} & (1-2k)^2 n^2 \frac{p_a^{-2}a_1^2\eta^2\xi^{-2(\eta+1)}}{(1-\beta)}\left(\frac{3\sigma_0+\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{2(n-1)} + \frac{p_a^{-2}a_1\eta(\eta+1)\xi^{-(\eta+2)}}{(1-\beta)}\left(\frac{3\sigma_0+\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n}\cdot\\ & \left\{\left[\frac{2\sqrt{1-\beta}}{3} + n(n-1)\alpha\left(\frac{3\sigma_0+\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n-2} - 2\gamma\right] - 4k\left[-\frac{\sqrt{1-\beta}}{3} + n(n-1)\alpha\left(\frac{3\sigma_0+\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n-2} - 2\gamma\right] + \right.\\ & \left. 2k^2\left[\frac{\sqrt{1-\beta}}{3} + 2n(n-1)\alpha\left(\frac{3\sigma_0+\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n-2} - 4\gamma\right]\right\}\end{aligned} \tag{24a}$$

gde je:

$$k = \frac{\left[\left(c_1^2 + 1/3\,c_1 - 2/9\right) - \nu c_2\right]}{\left[\left(c_1 + 2/3\right)^2 + c_2\right]}\cdot\frac{\left\{\left[2c_1^2 + 2/3\cdot c_1 + \frac{5-4\nu}{9(1+\nu)}\right] + (1-\nu)c_2\right\}}{\left[2\left(c_1 - 1/3\right)^2 + (1-\nu)c_2\right]} \tag{24b}$$

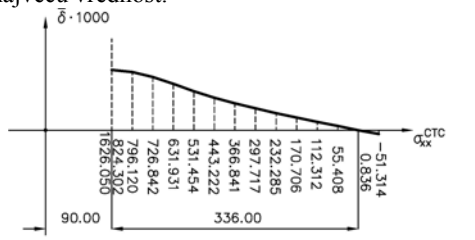
$$c_1 = \left(\frac{3\sigma_0}{\sigma_{xx}} + 1\right)\left[n\alpha\left(\frac{3\sigma_0+\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n-2} - 2\gamma\right]\frac{1}{\sqrt{1-\beta}} \tag{24c}$$

$$c_2 = \frac{a_1\eta p_a^2}{\xi^{(\eta+1)}E\sigma_{xx}}\left(\frac{3\sigma_0+\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n}\cdot\sqrt{\left(\frac{3\sigma_0}{\sigma_{xx}}+1\right)^2\left[n\alpha\left(\frac{3\sigma_0+\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n-2} - 2\gamma\right]^2\frac{3}{(1-\beta)^3} + \frac{2}{3(1-\beta)}} \tag{24d}$$

Nakon nekoliko jednostavnih transformacija jednačina (24) se može prikazati u formi

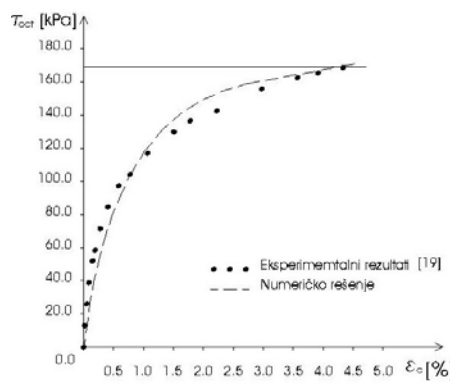
$$\overline{\delta} = \left[ n^2 \frac{\eta}{\eta+1} + n(n-1) \right] \alpha \left( \frac{3\sigma_0 + \sigma_{xx}}{p_a} \right)^{n-2} - 2\gamma + \left( \frac{1+k}{1-2k} \right)^2 \frac{2\sqrt{1-\beta}}{3} = 0 \qquad (25)$$

Rešenje karakteristične jednačine stabilnosti (25) je prikazano na Slici 1. Najnepovoljnije ravni u pogledu kritičnog naponskog stanja biće one kod kojih ugao između totalnog napona i normale na ravan ima najveću vrednost.




*Slika 1. Konvencionalna trijaksijalna kompresija - rešenje jednačine stabilnosti*

Kao što se vidi sa dijagrama, nagib krive je negativan ali je vrednost $\delta$ pozitivna (uslov dat izrazom (16)) i postoji ravnomernost u opadanju u tom pravcu ka vrednosti gde je krivina jednaka nuli. U tački gde je $\delta = 0$ (15), ta tačka površine je nazvana paraboličke. Na osnovu prikazanog dijagrama jasno se vidi da je kritična vrednost sračunata numeričkim postupkom $\sigma_{xx}^{CTC} = 336[\text{kPa}]$. Eksperimentalni podaci su prikazani na Slici 2. (na osnovu podataka objavljenih u Referenci 19).




*Slika 2. Poređenje eksperimentalnih i numeričkih rezultata za CTC test.*

Iz priloženih podataka se vidi da je kritična vrednost oktaedarskog napona smicanja $\tau_{oct}^{CTC} = 168,90[\text{kPa}]$, odnosno, koristeći izraz (17a), može se odrediti vrednost kritičnog normalnog napona $\sigma_{xx}^{CTC} = 358,30[\text{kPa}]$.

**Ilustracija # 2**: Test trijaksijalne ekstenzije (TE). Za stanje TE komponentalni naponi i devijator napona su dati sledećim izrazima

$$\sigma^{TE}=\begin{bmatrix}\sigma_0-\sigma_{xx} & 0 & 0\\ 0 & \sigma_0+\sigma_{xx}/2 & 0\\ 0 & 0 & \sigma_0+\sigma_{xx}/2\end{bmatrix}\quad S^{TE}=\frac{\sigma_{xx}}{2}\begin{bmatrix}-2 & 0 & 0\\ 0 & 1 & 0\\ 0 & 0 & 1\end{bmatrix}\qquad (26)$$

Uvođenjem jednačine (26) u (21) i zamenom u jednačinu (15), dobija se:

$$\delta=(1-2k)^2\,n^2\,\frac{p_a^{-2}a_1^2\eta^2\xi^{-2(\eta+1)}}{(1+\beta)}\left(\frac{3\sigma_0-\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{2(n-1)}+\frac{p_a^{-2}a_1\eta(\eta+1)\xi^{-(\eta+2)}}{(1+\beta)}\left(\frac{3\sigma_0-\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n}\cdot$$
$$\left\{\left[\frac{2\sqrt{1+\beta}}{3}+n(n-1)\alpha\left(\frac{3\sigma_0-\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n-2}-2\gamma\right]-\right.\qquad (27a)$$
$$\left.4k\left[-\frac{\sqrt{1+\beta}}{3}+n(n-1)\alpha\left(\frac{3\sigma_0-\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n-2}-2\gamma\right]+2k^2\left[\frac{\sqrt{1+\beta}}{3}+2n(n-1)\alpha\left(\frac{3\sigma_0-\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n-2}-4\gamma\right]\right\}$$

gde je:

$$k=\frac{\left[\left(c_1^2-\frac{1}{3}c_1-\frac{2}{9}\right)-\nu c_2\right]}{\left[\left(c_1-\frac{2}{3}\right)^2+c_2\right]}\cdot\frac{\left\{\left[2c_1^2-\frac{2}{3}c_1+\frac{5-4\nu}{9(1+\nu)}\right]+(1-\nu)c_2\right\}}{\left[2\left(c_1+\frac{1}{3}\right)^2+(1-\nu)c_2\right]}\qquad (27b)$$

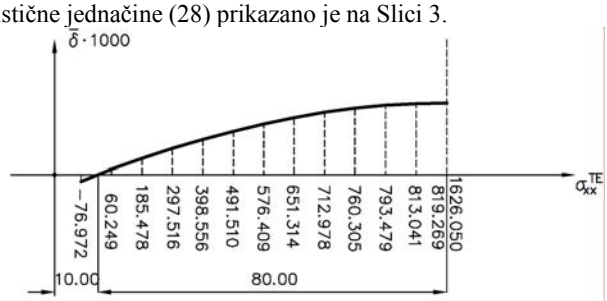
$$c_1=\left(\frac{3\sigma_0}{\sigma_{xx}}-1\right)\left[n\alpha\left(\frac{3\sigma_0-\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n-2}-2\gamma\right]\frac{1}{\sqrt{1+\beta}}\qquad (27c)$$

$$c_2=\frac{a_1\eta p_a^2}{\xi^{(\eta+1)}E\sigma_{xx}}\left(\frac{3\sigma_0-\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n}\cdot\sqrt{\left(\frac{3\sigma_0}{\sigma_{xx}}-1\right)^2\left[n\alpha\left(\frac{3\sigma_0-\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n-2}-2\gamma\right]^2\frac{3}{(1+\beta)^3}+\frac{2}{3(1+\beta)}}\qquad (27d)$$

Nakon nekoliko jednostavnih transformacija (28) se može napisati u formi:

$$\bar{\delta}=\left[n^2\frac{\eta}{\eta+1}+n(n-1)\right]\alpha\left(\frac{3\sigma_0-\sigma_{xx}}{p_a}\right)^{n-2}-2\gamma+\left(\frac{1+k}{1-2k}\right)^2\frac{2\sqrt{1+\beta}}{3}=0\qquad (28)$$

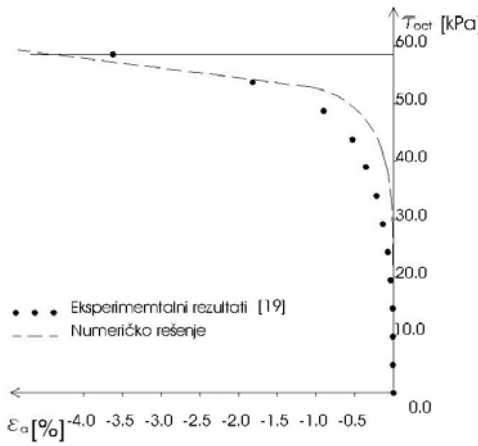
Rešenje karakteristične jednačine (28) prikazano je na Slici 3.




*Slika 3. Primer trijaksijale ekstenzije - Rešenje jednačine stabilnosti.*

Kao što se vidi sa dijagrama, nagib krive je pozitivan (uslov dat izrazom $\delta = U^2-T\cdot V\succ 0$). Na osnovu prikazanog dijagram se jasno vidi da je numerički sračunata kritična vrednost $\sigma_{xx}^{TE}=80\,[kPa]$. Eksperimentalni podaci su prikazani na Slici 4. (na osnovu Refer. 19). Iz

priloženih podataka se vidi da je kritična vrednost oktaedarskog napona smicanja $\tau_{oct}^{TE} = 58,54\,[\text{kPa}]$, odnosno, korišćenjem izraza (17a), može se odrediti vrednost kritičnog normalnog napona $\sigma_{xx}^{TE} = 82,80\,[\text{kPa}]$.




*Slika 4. Poređenje eksperimentalnih i numeričkih rezultata za TE test.*

## 5. ANALIZA REZULTATA

Očigledno je da postoji dobro slaganje između rezultata dobijenih numeričkom analizom i eksperimentalnih rezultata. Razlika između predviđene vrednosti za TE test je samo 3.4 % dok je za CTC razlika 6.2 %. Prikazan numerički kriterijum za određivanje kritične tačke je pogodan sa stanovišta praktične primene za analizu stabilnosti deformacije geomehaničkih materijala u zavisnosti od geometrije, graničnih uslova i karaktera opterećenja. Klasični rezultati prikazani u radovima Hill, Rudnicki i Rice [8-9] idu i korak dalje i definišu ugao linije nestabilnosti tečenja. Ugao linije nestabilnosti tečenja možda se može i zamisliti kao ugao analogan lokalizovanju plastične deformacije i pojavi vrata u testu zatezanja u metalnim uzorcima. Međutim, takva analogija primenjena na granularne materijale ne može se funkcionalno povezati sa uglom unutrašnjeg trenja u Mohr-Coulomb-ovom kriterijumu tečenja. U ovom radu ugao linije nestabilnosti tečenja, kao parameter od interesa, nije definisan.

## 6. ZAKLJUČAK

Analiza uslova stabilnosti za granularni material je prikazana. Rezultati dobijeni numeričkom analizom korišćenjem HISS konstitutivnog modela su upoređeni sa publikovanim dijagramima za pesak (Leighton Buzzard Sand) u eksperimentalnim uslovima trijaksijalne kompresije i zatezanja. Vrednosti za kritični napon u numeričkom testu su za 3-6 % niže u odnosu na odgovarajući eksperimentalni test. Nedovoljno široka primena HISS modela možda proističe iz potrebe za relativno velikim broj materijalnih parametara (osam) i njihova ograničena zastupljenost u literaturi.

**LITERATURA**


[1] Hill, R., *The mathematical theory of plasticity*, Clarendon Press, Oxford (1950)

[2] Drucker, D.C., "Some Implications of Work Hardening and Ideal Plasticity", *Quarterly of Applied Math.,* 7(4), pp 411-418 (1950)

[3] Drucker, D.C., "A Definition of Stable Inelastic Material", *ASME Journal of Applied Mechanics, 26,* pp 106-112 (1959)

[4] Mroz, Z., "Nonassociated flow laws in plasticity", *J. de Mech.,* 2(1*),* pp 21-42 (1963)

[5] Mandel, J., "Conditions de Stabilite et Postulat de Drucker", *Proc. IUTAM Symp. Rheology and Soil Mechanics,* Grenoble (Ed. Kravtchenko, J. and Sirieys, P.M.), pp 57-58, (1964)

[6] Fung, Y.C., *Foundations of Solid Mechanics*, Prentice Hall, New Jersey (1965)

[7] Rice, J.R., "Plasticity in Soil Mechanics"*, Proceedings of the Symposium on the Role of Plasticity in Soil Mechanics* (Ed. A.C. Palmer), 263, Depart. of Engineering, University of Cambridge (1973)

[8] Rudnicki, J.W., and Rice, J.R., "Conditions for the Localization of Deformation in Pressure-Sensitive Dilatant Materials", *J.Mech.Phys.Solids*, 23, pp 371-394 (1975)

[9] Rice, J.R., "The Localization of Plastic Deformation", *Proc. 14th Int. Cong. Theoretical and Appl. Mech.,* Delft (Ed. W.T. Koiter),1, pp 207-220, Delft, Amsterdam (1976).

[10] Vardoulakis, I., "Shear band Inclination and Shear Modulus of Sand in Biaxial Tests", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*,4(2), pp 103-121 (1980)

[11] Lelović, S., "Konstitutivne jednačine za pesak i njihova primena pri numeričkoj analizi ponašanja trakastog temelja", Doktorska disertacija, *Građevinski Fakultet Univerziteta u Beogradu*, (2012)

[12] Molenkamp, F., "Comparison of frictional material models with respect to shear band initiation", *Geotechnique*, 35, pp 127-143 (1985)

[13] Dinkler, D., and Kröplin, B., "Global constraints applied to static instability analysis", *Third Int. Conf. Num. Methods for Non-linear Problems*, 1, pp 41-60, Dubrovnik (1986)

[14] Desai, C.S, Somasundaram, S. and G. Frantziskonis, G. "A hierarchical approach for constitutive modeling of geological materials*", Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*,10(3), pp 225-257, (1987)

[15] Borst, de R., "Bifurcations in Finite Elements Models with a Non-associated Flow Law", I*nt. J. Numer. Anal. Meth.Geomech.*,12(1), pp 99-117 (1988)

[16] Valanis, K.C., "Banding and Stability in Plastic Materials", *Acata Mechanica, 79*, pp 113-141 (1988)

[17] Neilsen, M.K. and Schreyer H. L., "Bifurcations in elastic-plastic materials", *Int. J. Solids. Struct.*, 30, pp 521-544 (1993)

[18] Tomita, Y., "Simulations of plastic instabilities in solid mechanics", *Appl. Mech. Rev.*,47(6), pp 171-205 (1994)

[19] Desai, C.S., "Notes for Advanced School-Numerical Methods in Geomechanics Including Modelling", Udine, Italy, July 10-14, (1989)

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Autori: Saša Radivojević[1], Radule Savić[2], Goran Ristić[3]*
*Koautori: Miko Maljević[4], Milan Šveljo[5]*

# ZAVARIVANJE SUČEONIH MONTAŽNIH SPOJEVA SA ODSTUPANJEM OD PROJEKTOVANOG OTVORA ŽLEBA

***Rezime:***

U radu je prikazan metodološki pristup u zavarivanju montažnih sučeonih spojeva u slučaju odstupanja dimenzija otvora žleba, Δb>9mm, od projektovanog otvora žleba, b, na Žeželjevom mostu preko reke Dunav u Novom Sadu. Zavarivanje se izvodi, rutilno punjenom žicom u zaštiti aktivnog gasa $CO_2$.

*Ključne reči: Žeželjev most, zavarivanje, otvor žleba.*

# WELDING OF BUT WELDS ON THE CONSTRUCTION SITE WITH A DEVIATION OF DESIGNED GAP

***Summary:***

This paper present a methodological approach in welding of butt welds on the construction site of Zezelj bridge across Danube river in Novi Sad with a deviation of designed gap in a grove, Δb >9mm. Welding is carried out with a rutile cored wire in the shielding active gas $CO_2$.

*Key words: Zezelj bridge,* welding, a gap in a groove.

[1] Dipl.inž.maš. IWE, inženjer za zavarivanje u PC Batajnica, GP Mostogradnja A.D., Beograd
[2] Dipl.inž.maš. IWE, inženjer za zavarivanje u PC Batajnica, GP Mostogradnja A.D., Beograd
[3] Dipl.inž.maš. IWE, rukovodilac odeljenja za zavarivanje u PC Batajnica, GP Mostogradnja A.D., Beograd
[4] Dipl.inž.maš. IWE, direktor PC Batajnica, GP Mostogradnja A.D., Beograd
[5] Dipl.inž.građ. IWE, inženjer u pogonu montaže u PC Batajnica, GP Mostogradnja A.D., Beograd

# 1. PRIPREMA ZA ZAVARIVANJE ČELIČNE KONSTRUKCIJE ŽEŽELJEVOG MOSTA

## 1.1 Opšte

Priprema i izvođenje zavarivanja novog Žeželjevog mosta izvodi se u skladu sa sledećim normama: EN 1090-2:2008, DIN 18800-7:2008, Ril 804:2003, uzimajući u obzir da je klasa konstrukcije EXC4, a kvalitet zavarenih spojeva zahtevan za ovakav tip konstrukcije.

Na Žeželjevom mostu svi motažni spojevi su sučeoni sa potpunim provarivanjem. Opseg debljina limova koji se spajaju zavarivanjem je 8mm – 50mm, te je predgrevanje korišćeno u značajnom obimu.

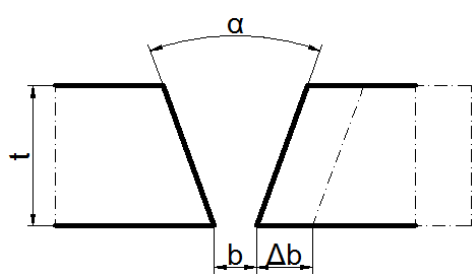
## 1.2 Priprema žlebova za zavarivanje

Priprema za zavarivanje izvodi se prema primenjenom postupku zavarivanja. Obzirom na neophodne kvalifikacije zavarivanja, priprema žlebova za zavarivanje i ispitivanja moraju biti ista i u skladu sa obavezujućim normama. Oblici žlebova treba da odgovaraju i poziciji zavarivanja i pristupačnosti šava.

I pored svih sprovedenih mera za obezbeđivanje kvalitetnog zavarenog spoja mogu se javiti određeni problemi u dimenzijama i oblicima žlebova za zavarivanje, koji mogu uticati na kvalitet zavarenog spoja. Kao jedan od problema može se izdvojiti i problem koji nastaje nakon montaže određenog segmenta mosta, a to je preveliki otvor žleba, odnosno otvor žleba veći od projektovanog.

U slučaju pripreme žlebova za montažne sučeone spojeve i odstupanja $\Delta b$ od projektovanog otvora žleba b, važe zahtevi Ril 804:2003, 804.4101 koji je naveden u tehničkim specifikacijama glavnog projekta. Njime su propisani slučajevi odstupanja dimenzija otvora žlebova i utvrđeni nivoi odlučivanja za njihovo ispravljanje:

- $\Delta b \geq 3$mm: Koordinator zavarivanja utvrđuje potrebne mere uz svoju odgovornost;
- 3mm $< \Delta b \leq$ 6mm: Inženjer za zavarivanje utvrđuje potrebne mere i to dokumentuje u pisanom obliku u uputstvu za zavarivanje;
- 6mm $< \Delta b \leq$ 9mm: Inženjer za zavarivanje utvrđuje potrebne mere i to dokumentuje u pisanom obliku, ali uz obaveznu saglasnost nadzorne službe.
- $\Delta b >$ 9mm: Potrebne mere se definišu u saradnji sa nadzornom službom i uz povećan obim ispitivanja, u koliko je to neophodno.



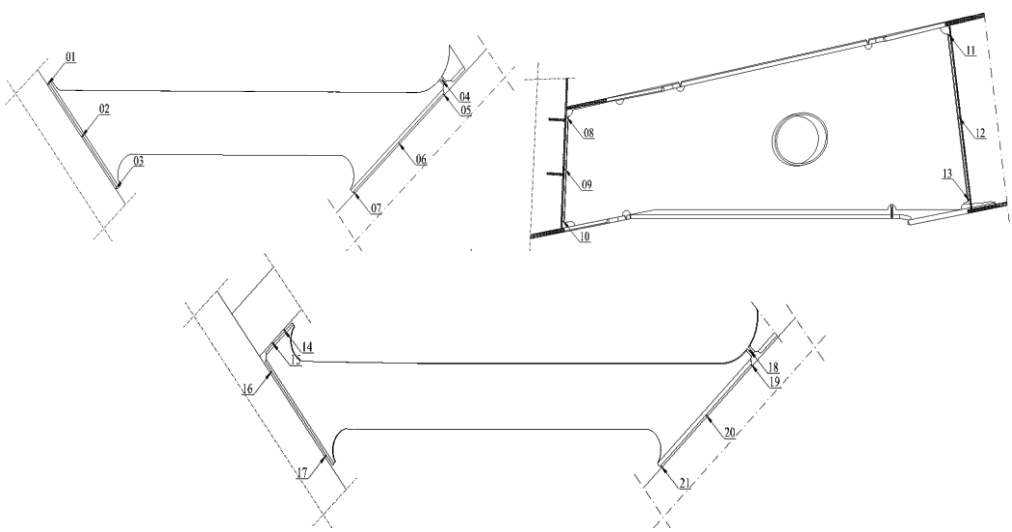

*Slika 1 – Odstupanje od projektovanog otvora žleba.*

## 2. IZVOĐENJE ZAVARIVANJA SUČEONIH MONTAŽNIH SPOJEVA SA ODSTUPANJEM OD PROJEKTOVANOG OTVORA ŽLEBA

Čelici koji su projektom određeni za ugradnju na konstrukciji mosta pripadaju grupi nelegiranih konstrukcionih čelika (EN 10025-2). Odabrani materijali su dobro zavarljivi i sa niskom vrednošću ekvivalentnog ugljenika, CE. Na osnovu zadatih vrsta čelika, debljina limova i položaja za zavarivanje konstrukcije na montaži, GP Mostogradnja AD je izradila kvalifikacije svih predviđenih postupaka zavarivanja (pWPS) vršeći zavarivanje probnih uzoraka i sva standardima predviđena ispitivanja. Svi neophodni parametri dati su u odgovarajućim tehnološkim listama tehnologije zavarivanja (WPS), a u radu su prikazani oni koji utiču na kvalitet zavarenog spoja sa povećanim otvorom žleba.

### 2.1 Dimenziona kontrola

Pre početka zavarivanja bilo kog sučeonog spoja neophodno je izvršiti kontrolisanje dimenzija i oblika žleba. Merenje otvora žleba se izvodi pomoću pomičnog kljunastog merila, merenjem u više tačaka po dužini spoja. U slučajevima kada se utvrdi da dimenzije žlebova odstupaju od dimenzija datih projektom, na osnovu izveštaja kontrole, utvrđuju se potrebne mere za izvođenje zavarivanja ovakvih spojeva kao što je objašnjeno u tački 1.2. Na Slici 2 prikazan je, kao primer, jedan element sa mernim tačkama u spoju, a u Tabeli 1 su prikazani rezultati merenja.




*Slika 2 – Element sprega sa mernim tačkama.*

***Tabela 1 – Rezultati merenja dimenzija i oblika žleba***

| *Merna tačka* | *1* | *2* | *3* | *4* | *5* | *6* | *7* | *8* | *9* | *10* | *11* | *12* | *13* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *Zazor (mm)* | *16* | *19* | *24* | *9* | *7* | *6* | *10* | *7,5* | *8* | *11* | *8* | *8* | *7,5* |
| *Smaknuće (mm)* | *1* | *1* | *0,5* | *0* | *1* | *1,5* | *0* | *-* | *-* | *0* | *0* | *0,5* | *0* |

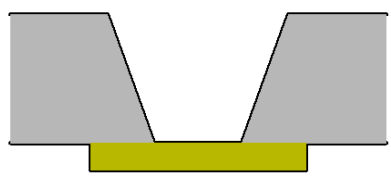
Kao što se iz Tabele 1 može zaključiti, u tačkama 1, 2 i 3 otvor žleba je veći od projektovanog za više od 9 mm, te se ovaj spoj izvodi prema tehnologiji opisanoj u tački 2.2. Na slici 3 može se videti primer dimenzione kontrole jednog spoja sa odstupanjem od projektovane geometrije žleba.




*Slika 3 – Izmereni otvor žleba na jednom od montažnih spojeva.*

## 2.2 Parametri zavarivanja

Spojevi sa velikim otvorima u žlebu zavaruju se na keramičkim podloškama. U zavisnosti od tipa spoja i veličine otvora žleba na Žeželjevom mostu se koriste i različiti tipovi keramičkih podloški. Za otvore koji su značajno veći u odnosu na projektovane, na gradilištu se koriste ravne keramičke podloške širine 50,8 mm. Jedan takav model prikazan je na Slici 4. Moguće je koristiti i ravnu keramiku sa žlebom širine 25mm, međutim ovaj postupak je složeniji i neće se biti predmet razmatranja ovog rada.



*Slika 4 – Skica žleba sa ravnom keramičkom potkorenom trakom.*

Parametri zavarivanja, su dati u odgovarajućim WPS listama Tehnologije zavarivanja na ukrupnjavanju konstrukcije Žeželjevog mosta, a provereni su tokom kvalifikacije tehnologije koja je vršena u fabrici čeličnih konstrukcija u Batajnici. Zavarivanje se izvodi rutilno punjenom žicom u zaštiti aktivnog gasa $CO_2$. Pored velike produktivnosti, punjene žice imaju veliku otpornost na apsopciju vlage i daju nizak sadržaj vodonika u metalu šava te su pogodne za zavarivanje na otvorenom prostoru [1].

***Tabela 2 – Parametri zavarivanja***

| *Br. Spoja* | *Prečnik žičane elektrode(mm)* | *Sl. kraj žice (mm)* | *Zaštit. gas (l/min)* | *Jačina struje (A)* | *Napon (V)* | *Brzina dodavanja žice (cm/min)* | *Brzina zavarivanja (cm/min)* | *Uneta količina toplote (kJ/cm)* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *1-n* | *1,2* | *15-20* | *10-15* | *185* | *26,5* | *300* | *12,5* | *20,5* |
| *n+ 1 – m* | *1,2* | *15-20* | *10-15* | *215-220* | *28,5* | *350* | *25,7-15,9* | *12,9-19,6* |
| *m+ 1 - z* | *1,2* | *15-20* | *10-15* | *230-250* | *29,5* | *380* | *33,2-22,8* | *11,2-16,5* |

U Tabeli 2 prikazani su parametri zavarivanja koji su se koristili upravo za izvođenje spojeva sa velikim otvorom žleba. Prikazani parametri se odnose na PA položaj zavarivanja prema Tehnologiji zavarivanja broj 02/13 [2].

Dodatni materijal koji je izabran za zavarivanje čelika S355J2/K2+N je rutilno punjena žica i njene karakteristike su date u tabelama 3 i 4. Oznake i karakteristike elektrodne žice usvojeni su prema standardu EN 758 (EN 17632 - A).

***Tabela 3 – Hemijske karakteristike čistog metala šava***

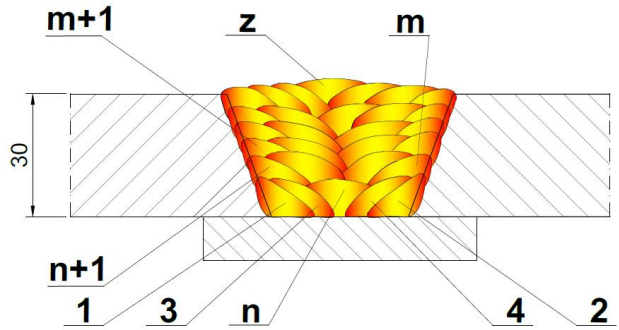
| *Žičana elektroda* | *C (%)* | *Si (%)* | *Mn (%)* |
|---|---|---|---|
| *T 42 P C 1 H5* | *0,04 -0,08* | *0,30 – 0,60* | *1,00 – 1,40* |

***Tabela 4 – Mehaničke karakteristike čistog metala šava***

| *Žičana elektroda* | *Gornji napon tečenja, Reh(N/mm$^2$)* | *Zatezna čvrstoća, Rm (N/mm$^2$)* | *Izduženje, $A_5$ min %* | *Žilavost KV, (J)* |
|---|---|---|---|---|
| *T 42 P C 1 H5* | *≥ 420* | *500-640* | *20* | *47(-20$^o$C)* |

## 2.3 Redosled i postupak izvođenja zavarivanja

Redosled nanošenja zavara prikazan je na Slici 5, gde se vidi da zavarivanje počinje sa izvodjenjem zavara od 1 do n. Bitno je naglasti da je najpovoljniji redosled izvođenja zavara takav da se prvo uvaruju obe ivice žleba, a zatim se simetrično nanose navari sve do poslednjeg zavara koji treba da bude na sredini keramičke podloške. Na ovaj način se vrši ravnomerno raspoređivanje toplote i kontrolisano hlađenje prethodnih zavara. Nakon toga se izvode zavari od n+1 do m i zavari od m+1 do z sa paremetrima datim u Tabeli 2.




*Slika 5 – Redosled zavarivanja spoja sa odstupanjem od projektovanog otvora žleba*

Naglašava se da zavarivanje žleba sa otvorom većim od onog koji standard propisuje, zahteva povećani utrošak dodatnog materijala, a samim tim i veću količinu unete toplote po jedinici zapremine zavarenog spoja. Da bi se sprečile neželjene posledice kao što su povećanje poprečnog i podužnog skupljanja metala šava, deformacije, nekontrolisan rast zrna u strukturi materijala i pojava zakaljene strukture, neophodno je kontrolisano vršiti unos toplote u zavareni spoj strogim poštovanjem parametara zavarivanja. Takođe je potrebno i da međuslojna temperatura između svakog pojedinog zavara ne prelazi 250$^{o}$C (temperatura plavog loma) kako bi se izbegla mogućnost pojave prslina.

Zavarivanje ovakvih spojeva izvodi se u više prolaza kao što je i prikazano na Slici 5, praktično navarivanjem na prethodno postavljenu keramičku podlošku uz obavezno predgrevanje i kontrolisano hlađenje svakog zavara. Međuprolazna temperatura ne sme biti manja od 50ºC jer se sa malim unosom toplote može pojaviti zakaljena struktura - martenzitna struktura.

Nakon završenog zavarivanja mogu se u naličju, tj. korenu zavarenog spoja javiti veća odstupanja od dozvoljenih za klasu kvaliteta spoja B+ (EN 1090-2, tabela 17). Prevashodno se misli na neuvarene ivice žleba, zajede, međuslojne zajede i nadvišenje naličja šava, koje često može biti konkavnog oblika što je nedostatak rada na ravnoj keramici bez žleba.

Do ovog problema dolazi i kada usled loše pripreme geometrije spoja u probnoj montaži nije moguće izvršiti pravilno postavljanje keramičke podloške ili ukoliko se ne izvrši pravilno postavljanje magnetnih držača koji sprečavaju dislokaciju potkorene trake usled promena temperature i progorevanja.

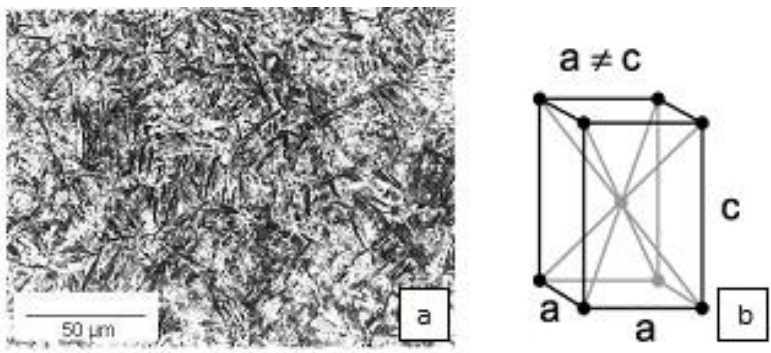
U navedenim slučajevima neophodno je izžlebiti koren na dubini od 5-7mm, izbrusiti površinu do metalnog sjaja i izvesti popunu E postupkom u nadglavnom PE položaju zavarivanja bazičnom elektrodom, propisanom tehnologijom zavarivanja. Tokom izvođenja ove aktivnosti, takođe je neophodno predgrevanje spoja.

U slučaju da postoji potreba za povećanjem obima ispitivanja, Nadzor, odnosno Inženjer može zahtevati i međufazno ispitivanje penetrantima nakon žljebljenja i brušenja korenog zavara, kako bi se utvrdilo da li je dubina žljebljenja dovoljna i da li postoje mikroprsline.

Kada se počne sa zavarivanjem spoja sa velikim otvorom u žlebu, neophodno je da se spoj zavaruje bez prekida do 1/3 poprečnog preseka spoja. Od velike važnosti je da se zavarivanje ovakvih spojeva dobro isplanira kao i da se pozicija rada obavezno zaštiti od atmosferskih uticaja kako bi se izbegla pojava prslina tokom hlađenja zavara.

## 2.4 Metalurški proces tokom izvođenja zavarivanja

Martenzit je čvrsti mikrokonstituent čelika koji se formira brzim hlađenjem austenita, toliko brzim da atomi ugljenika nemaju dovoljno vremena da difuzuju. Uopšteno gledano martenzit je prezasićeni čvrsti rastvor ugljenika u α-železu. Na Slici 6 se može videti nepovoljna igličasta struktura kao i deformisana kristalna rešetka usled koje dolazi do pogoršanja mehaničkih karakteristika zavarenog spoja za ovaj tip konstrukcije [3].




*Slika 6 – a) Mikroskopski prikaz martenzitne strukture; b) kristalna rešetka martenzita*

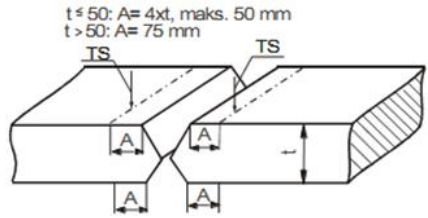
Pojavom martenzita, odnosno. zakaljene strukture u zavarenom spoju, dolazi do pada žilavosti, tj. smanjenja plastične deformacije zavarenog spoja, materijal postaje krt i podložan pojavi hladnih prslina. S druge strane, potrebno je voditi računa da sa povećanjem unosa toplote u zavareni spoj (povećani parametari zavarivanja) dolazi do porasta zrna u kristalnoj rešetki i pada mehaničkih karakteristika. Dakle, da bi se izbegla mogućnost pojave zakaljene strukture neophodno je pratiti uputstva i parametre propisane tehnologijom zavarivanja (maksimalno odstupanje parametara ne sme biti veće od 20%) uz obavezno predgrevanje limova u spoju debljina većih od 30mm.

## 2.5 Merenje temperature predgrevanja tokom izvođenja zavarivanja

Zavisno od debljine osnovnog materijala i ekvivalentnog ugljenika (CE), temperatura predgrevanja je različita i usvaja se na osnovu standarda SRPS EN 1011-2. Tačke u kojima se vrši merenje temperature određene su prema standardu EN ISO 13916. Na Žeželjevom mostu pored predgrevanja gasnim gorionikom zastupljeno je i indukciono predgrevanje.

Slika 7. prikazuje pravilan raspored mernih tačaka za merenje temperature predgrevanja. Ukoliko se predgrevanje vrši gasnim gorionikom temparatura predgrevanja je kontrolisana termo kredama i termometrima: kontaktnim, digitalnim i laserskim.

Indukcioni uređaji za predgrevanje koji su korišćeni na izgradnji Žeželjevog mosta imaju svoje termo-sonde koje su povezane na upravljačku jedinicu mašine za predgrevanje i u svakom trenutku moguće je očitati trenutnu temperaturu u spoju tokom zavarivanja.




*Slika 7 – Raspored mernih tačaka za predgrevanje*

## 3. KONTROLA KVALITETA SUČEONIH MONTAŽNIH SPOJEVA SA ODSTUPANJEM OD PROJEKTOVANOG OTVORA ŽLEBA

Nakon izvršenog zavarivanja, pristupa se vizuelno dimenzionoj kontroli spoja, a zatim i proveri homogenosti zavarenog spoja nekom od metoda bez razaranja. Nivo ispitivanja zavarenih spojeva na konstrukciji mosta propisan je standardom EN 1090-2 za klasu konstrukcije EXC4 i kvalitet zavarenog spoja B+. Dodatni zahtevi za B+ kvalitet prikazani su tabeli 17 navedenog standarda. Projektom je zahtevano da se ispitivanje svih sučeonih spojeva konstrukcije mosta izvodi ultrazvučnom metodom, kao jednom od metoda bez razaranja za utvrđivanje homogenosti spojeva i nedozvoljenih grešaka u zavarenom spoju. Projektom je zahtevan obim UZ ispitivanja od 100%. Pored ove metode na gradilištu je vršena i vizuelna kontrola u obimu od 100% i kontrola penetrantima u obimu od 20%.

Po završetku zavarivanja spoj treba pripremiti za ispitivanje ultrazvukom i otkloniti sve nedostatke na spoju i u zoni oko spoja kako bi zavareni spoj bio spreman za predaju investitoru u zahtevanom kvalitetu, B+.

## 4. ZAKLJUČAK

Prilikom ukrupnjavanja i montaže složenih čeličnih konstrukcija kao što je Žeželjev most, nije uvek moguće na svim spojevima postići projektovanu geometriju žlebova. U najvećem broju slučajeva do odstupanja dolazi usled grešaka nastalih tokom izrade i probne montaže elemenata konstrukcije u fabrici proizvođača. Sve greške nastale u izradi moraju biti otklonjene u montaži kako bi se konstrukcija dovela u projektovanu geometriju.

Pravilnim izborom tehnologije zavarivanja i poštovanjem redosleda zavarivanja moguće je izvesti zavarene spojeve koji imaju standardom ne dozvoljena odstupanja u geometriji žleba, tako da se obezbedi potreban kvalitet svih zavarenih spojeva, bez negativnih uticaja na geometriju mostovske konstrukcije.

### LITERATURA

[1] Sedmak, A., Šijački-Žeravčić, V., Milosavljević, A., Đorđević, V., Vukićević, M.: *Mašinski materijali II deo*, izdanje Mašinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu, 2000

[2] Ristić, G., Savić, R.,: *TEHNOLOGIJA ZAVARIVANJA broj 02/13 na ukrupnjavanju konstrukcije luka raspona 220m (OSE 3B-4) železničko drumskog mosta preko reke Dunav "Žeželj" Novi Sad*. GP Mostogradnja A.D., Beograd, 2013

[3] http://www.threeplanes.net/martensite.html

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Predrag Blagojević[1], Darko Živković[2], Aleksandar Šutanovac[3],*

# SPECIFIČNOSTI U PRORAČUNU ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE STAMBENO-POSLOVNOG KOMPLEKSA U GRADU RJAZANJ U MOSKOVSKOJ OBLASTI

***Rezime:***

U radu su prikazani delovi projekta armiranobetonske konstrukcije: uticaj promene krutosti konstrukcijskih elemenata na globalnu stabilnost objekata, uticaj temperature na konstrukcijske elemente kroz sve faze građenja i eksploatacije, kao i uticaji od skupljanja betona. Stambeno-poslovni kompleks čine tri celine (četiri stambena objekta, tržni centar i autogaraža) ukupne bruto površine oko 160 000 $m^2$.

*Ključne reči: armiranobetonska konstrukcija, globalna stabilnost objekta, temperaturni uticaji, skupljanje betona*

# REINFORCED CONCRETE STRUCTURE DESIGN SPECIFICS FOR THE BUSINESS AND DWELLLING COMPLEX IN THE CITY OF RJAZANJ, MOSCOW AREA

***Summary:***

This paper presents parts of the structural reonforced concrete design: the change in structural element stifness on the global structural stability, the temperature load imposed on the structural elements through all the construction and exploitation phases, and concrete shrinkage influence. The dwelling and business complex comprises three units (four dwelling buildings, trade center and car garage) the net area around 160 000 $m^2$.

*Key words: concrete reinforced structure, structural global stability, temperature load, concrete shrinkage*

[1] Doc dr, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, Aleksandra Medvedeva 14, Niš
[2] Asistent mr, , Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, Aleksandra Medvedeva 14, Niš
[3] Student doktorskih studija, Građevinsko-arhitektonski fakultet Univerziteta u Nišu, Aleksandra Medvedeva 14, Niš

# 1 UVOD

Kompleks objekata koji su prikazani u radu trenutno se grade u Moskovskoj oblasti - Rusija. Autori ovog rada su projektanti konstrukcije svih objekata i izradili su kompletnu projektnu dokumentaciju konstrukcijskog dela (glavne i izvođačke projekte). Kompletna projektna dokumentacija je urađena u skladu sa trenutno važećim ruskim propisima (SNiP). Četiri stambena objekta su spratnosti 2Po+25, spratna garaža je Pr+6, tržni centar Po+Pr+2(5). Nosilac celog projekta je kompanija ''MS ARH'' iz Moskve. Objekat se gradi na adresi **г.Рязань, ул. Московское шоссе, 33.**

# 2 ARHITEKTONSKO REŠENJE

Kompleks se sastoji od tržnog centra sa podzemnom garažom u dva nivoa, slobodnostojećom autogaražom od šest spratova i četiri stambena objekta sa po dva sprata ispod zemlje i dvadeset pet spratova iznad kote terena. Ukupna bruto površina kompleksa je oko 160000m2.

Tržni centar pored dva podzemna nivoa ima od 2 do 5 spratova iznad gde su smešteni različiti sadržaji namenjeni zabavi i trgovinama. Na krovu tržnog centra su projektovani teniski tereni sa zelenim krovovima i šetalištem za panoramsko razgledanje okoline.

U podzemnim spratovima stambenih objekata su projektovane auto garaže, a u prizemlju i nekoliko nižih etaža poslovni prostori. Iznad poslovnih prostora su projektovani stanovi na svim spratovima do vrha.

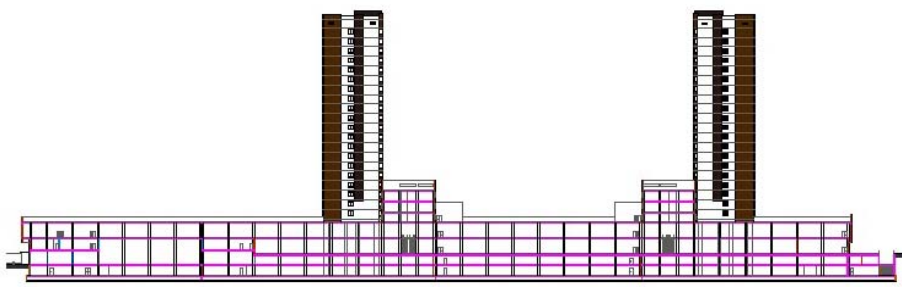
Različita namena po spratovima je definisala i konstrukcijski sistem stambeno-poslovnih kula.




*Slika 1 – Stambeno poslovni kompleks u Moskovskoj oblasti - Rusija*



*Slika 2 – Osnova prizemljaa*



*Slika 3 – Podužni presek*

## 3 KONSTRUKCIJA OBJEKTA

Dimenzije tržnog centra su 260x45m. Ukupna bruto površina oko 60000m2, organizovana u četiri celine međusobno dilatirane. Fundiranje objekta je izvedeno na temeljnoj ploči debljine 70cm. Konstrukcija objekta je monolitna armiranobetonska ramovska na rasteru od 8.0x6.0m. Tavanice su pečurkaste sa pločom debljine 30cm u tržnom centru i garaži. Konstrukcija je koncipirana kao ramovski prostorni sistem sa jezgrima za ukrućenje i prijem horizontalnih dejstava. Stubovi su dimenzija 60/80cm u podzemnim spratovima i 60/60cm u nadzemnim.

Konstrukcija spoljašnje višespratne garaže je u osnovi dimenzija 73x62m i ima šest nivoa, pri čemu su u poprečnom pravcu tavanice smaknute visinski za polovinu spratne visine. Armiranobetonski zidovi su raspoređeni tako da pružaju najmanji mogući otpor deformacijama konstrukcije usled temperaturnih promena. Tavanice su izvedene od monolitne pečurkaste ploče debljine 30cm i kapitela debljine 60cm.

Otvorene višespratne garaže pripadaju specijalnoj vrsti konstrukcija koje imaju posebne zahteve u odnosu na uobičajene objekte visokogradnje, koji uglavnom proizilaze iz funkcije i izloženosti spoljašnjim iticajima. Kako su to otvoreni objekti, u toku čitavog eksploatacionog veka izloženi su promenama spoljašnje temperature kao i agresivnoj sredini, što je zahtevalo upotrebu betona visokog kvaliteta, velikih zaštitnih slojeva.

Stambenih objekata ima četiri. Osnovna noseća konstrukcija stambenih objekata, koji imaju dva sprata ispod kote terena i 25 spratova iznad terena, je rešena u armiranom betonu. Konstrukcija je projektovana u globalnom rasteru od 6.9m. Osnovni noseći sistem konstrukcije su armiranobetonski zidovi u oba pravca. Debljine zidova su promenljive i kreću se od 50cm do 20cm. Međuspratna konstrukcija je projektovana kao puna monolitna armiranobetonska ploča debljine 20cm**.** Objekti su fundirani na temeljnim pločama debljine 120cm.



*Slika 4 – Prikaz objekata iz ptičije perspektive.*

## 4 PRORAČUN

U proračunskim modelima objekti su tretirani kao prostorni sistemi sa površinskim i linijskim elementima kruto ili zglobno povezanim između sebe.

Proračun konstrukcije je urađen uz pomoć programa za statičku i dinamičku analizu prostornih konstrukcija **“Tower 7”© ,,Radimpex,, – Beograd.**

Uticaji u poprečnim presecima su dobijeni simulacijom opterećenja u skladu sa trenutno vazećom regulativom za ovu vrstu objekata i lokaciju na kojoj se objekat nalazi.

U globalnom 3D modelu nisu obuhvaćeni instalacioni otvori koji su manjih dimenzija. Razlog za ovu aproksimaciju je praktične prirode. Ova činjenica nijei zanemarena prilikom izrade planova armiranja.

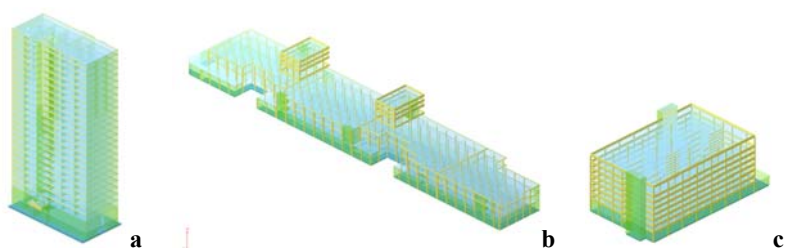
U toku projektovanja su ispoštovani svi zahtevi iz trenutno važeće regulative za ovu vrstu objekata . Za armiranje svih konstrukcijskih elemenata je usvojen čelik AIII i beton kvaliteta B30 u skladu sa SNiP-om.

Proračun temeljne konstrukcije je urađen simulacijom tla kao elastične podloge preko modula reakcije tla za vertikalni pravac a u skladu sa elaboratom o geotehničkim uslovima temeljenja koji je sastavni deo projektne dokumentacije.

Analizirani su uticaji temperature na AB konstrukciju u skladu sa dinamikom gradjenja i vremenskom prognozom. Proračunom su obuhvaćene prosečne letnje i prosečne zimske temperature. Analizirani su uticaji od temperaturnih promena. Karakteristični konstrukcijski elementi su kontrolisani na dejstvo temperaturne razlike. Referentna temperatura je usklađena i usvojena sa realnim vrednostima.

Velike dimenzije temeljnih konstrukcija su zahtevale definisanje prekida betoniranja i sračunavanje uticaja od skupljanja betona. Uticaji od skupljanja betona su sračunati i na ostale konstrukcijske elemente. Prilikom dimenzionisanja temeljne konstrukcije sračunati su uticaji, kako od skupljanja betona tako i od uticaja trenja izmedju temeljne ploče i podložnog betona. Uticaji od skupljanja betona i trenja su bili opredeljujući prilikom odredjivanja linija prekida betoniranja.

Ruskim pravilima za projektovanje i građenje, SP 52-103-2007 u tački 6.2.6, je definisano smanjenje modula elastičnosti konstrukcijskog materijala sledećim koeficijentima u prvoj fazi proračuna (simulacija nelinearnog ponašanja elemenata): za vertikalne konstrukcijske elemente koeficijent umanjenja modula elastičnosti je 0,6 a za horizontalne 0,3. U kasnijoj fazi projektovanja, po definisanju armature u poprečnim presecima kao i otvora prslina, u model se unose realne vrednosti krutosti konstrukcijskih elemenata.




*Slika 5 – Proračunski modeli:**a**-stambeni objekat, **b**-tržni centar, **c**-garaža*

## 5 ZAKLJUČNA RAZMATRANJA

Nakon proračuna AB konstrukcije na dejstvo temperatunih uticaja došlo je do korekcije količine armature u pojedinim poprečnim presecima, koja je dobijena na osnovu stalnih i povremenih dejstava. Uticaji od skupljanja betona i trenja između temeljne konstrukcije i podložnog betona su bili opredeljujući prilikom odredjivanja linija prekida betoniranja. Ruska pravila za projektovanje i građenje SP 52-103-2007 (tačka 6.2.6) definišu koeficijente smanjenja modula elastičnosti materijala konstrukcijskih elemenata u prvoj fazi proračuna čime se dobija realnija preraspodela uticaja u konstrukcijskim elementima.

**LITERATURA**


[1] P. Blagojević, *Idejni projekat stambeno-poslovnog kompleksa Rjazanj-Moskva*, 2014.

[2] P. Blagojević, *Glavni projekat stambeno-poslovnog kompleksa Rjazanj-Moskva*, 2014.

[3] P. Blagojević, D.Živković, A. Šutanovac, *Izvođački projekat stambeno-poslovnog kompleksa Rjazanj-Moskva*, 2014.

[4] СНиП 2.01.07-85*

[5] СНиП 2.03.01-85*

[6] СП 52-103-2007

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Autor: Ivana Milićević Bičanski[1], Branislav Dašić[2],*
*Koautori: Milan Milovanović[3], Milan Šveljo[4], Dragan Šuput[5]*

# SANACIJA I OJAČANJE ČELIČNE KONSTRUKCIJE MOSTA "GAZELA" PREKO REKE SAVE U BEOGRADU

***Rezime:***

Most "Gazela" preko reke Save u Beogradu, sa pripadajućim prilaznim konstrukcijama deo je međunarodnog autoputa E75. Tokom svog eksploatacionog veka most je nedovoljno i neadekvatno održavan, pa je usled niza oštećenja, kao i promene opterećenja i normi za projektovanje bilo neophodno izvršiti sanaciju prema projektnom rešenju. Mere sanacije su obuhvatile popravke konstrukcije; ojačanja orto ploče, greda mosta u celini, vertikalnih limova sanduka mosta, donjeg pojasa sanduka mosta i kosnika; ugradnju novih sekundarnih konstrukcija, popravke postojećih sekundarnih konstrukcija, ugradnju novih ležišta i dilatacionih sprava.

*Ključne reči: Most "Gazela", sanacija mosta, popravke, ojačanja konstrukcije*

# REHABILITATION AND STRENGTHENING OF THE STEEL STRUCTURE OF "GAZELA" BRIDGE ACROSS THE SAVA RIVER IN BELGRADE

***Summary:***

The Bridge "Gazela" across the Sava River in Belgrade with accompanying access structures is a part of the international highway E75. During its service life, the bridge was insufficiently and inadequately maintained, so due to series of damages, changes of loadings and norms for designing it was necessary to execute rehabilitation according to the design solution. The rehabilitation measures included repairs of the structure; strengthening of the orthotropic plate, bridge beams as a whole, vertical plates of the bridge box, bottom chord of the bridge box and stay; installation of new secondary structures, repair of the existing secondary structures, installation of new bearings and extension joints.

*Key words: The Bridge Gazela, rehabilitation of the bridge, repair of the structures reinforcement of the structures*

[1] Dipl.inž.građ., rukovodilac službe za projektovanje i tehnološku razradu u PC Batajnica, GP Mostogradnja AD
[2] Dipl.inž.građ., tehnički rukovodilac PC Batajnica, GP Mostogradnja AD
[3] Dipl.inž.građ., rukovodilac radova na montaži, GP Mostogradnja AD
[4] Dipl.inž.građ., rukovodilac radova na montaži, GP Mostogradnja AD
[5] Dipl.inž.građ., rukovodilac radova na montaži, GP Mostogradnja AD

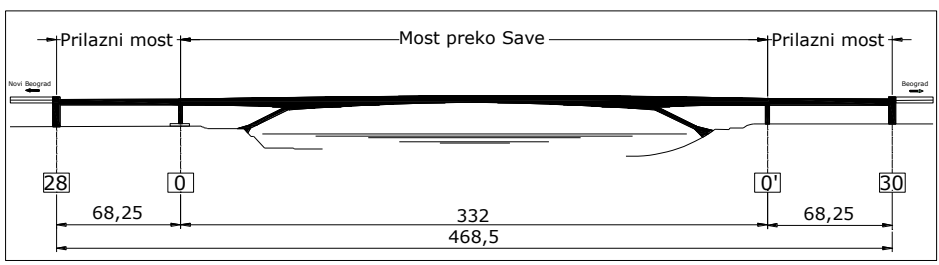
# 1 TEHNIČKI OPIS I KARAKTERISTIKE MOSTA

Most "Gazela" je objekat od vitalnog značaja kako za grad Beograd tako i za ceo region obzirom da predstavlja deo međunarodnog autoputa E75. Most je projektovan u periodu 1962.-1966.godine a izgrađen je u periodu 1966.-1970.godine.



*Slika 1: Most "Gazela" pre sanacije*

Konstrukcija mosta preko reke je sistema rama sa dva kosa zglobna stuba, ukupne dužine 332m između čeličnih stubova u osama 0 (0') i glavnog raspona od 250m. Prilazni mostovi su sistema prostih greda, dužina 2x70,35m i raspona 68,25m i protežu se između masivnih betonskih stubova u osama 28 (30) do čeličnih stubova u osama 0 (0').




*Slika 2:Dispozicija mosta*

Tokom eksploatacionog perioda vršeno je više pregleda koji su ukazivali na neophodnost sanacije konstruktivnih elemenata objekta, a jedina popravka koja je izvršena odnosi se na popravke sistema zaštite od korozije u unutrašnjosti sanduka mosta 1990.god. Tek nakon detaljnog pregleda 2006. godine pristupilo se izradi projekta sanacije pri čemu je urađen kontrolni statički proračun čelične konstrukcije i ustanovljena su brojna prekoračenja dopuštenih napona, nedovoljna sigurnost na izbočavanje a ni brojni uslovi upotrebljivosti nisu bili zadovoljeni. Stoga se ukazala potreba da se izvrše ojačanja mostovske konstrukcije po celoj dužini mosta i po svim elementima.

## 2 STANJE KONSTRUKCIJE PRE SANACIJE

Vizuelni pregled čelične konstrukcije izvršen je kako bi se sagledao obim sanacije, i tom prilikom su konstatovana značajna oštećenja.

Pregledom saobraćajnog profila konstatovana su oštećenja asfalta, ograde razdelnog pojasa i odbojne ograde. Konstatovana su i oštećenja pešačkih staza, nosači staza zahvaćeni korozijom i oštećenja armirano-betonskih ploča (*Slika 3*).



*Slika 3:Oštećenja saobraćajnog profila*

Pregledom sanduka mosta konstatovane su brojne pukotine na orto ploči. Primećeno je i zadržavanje vode na donjem pojasu sanduka mosta. Do pojave korozije dovelo je i neadekvatno funkcionosanje sistema za odvođenje atmosferske vode (*Slike 4 i 5*)




*Slika 4:Oštećenja unutar sanduka mosta*

Oštećenja na čeličnoj konstrukciji prouzrokovana su lošim stanjem antikorozivne zaštite.



*Slika 5:Oštećenja stubova*

Pregledom spoljnih površina sanduka mosta, kolovozne ploče između sanduka mosta i donje površine pešačkih staza, konstantovana su oštećenja elemenata konstrukcije prouzrokovana korozijom (*Slika 6*).



*Slika 6:Oštećenja spoljne površine sanduka mosta i pešačkih staza*

Na dilatacionim spojnicama na stubovima S0, S28, S30 i S0' primećena je korozija usled procurivanja osoljene vode (*Slika 7*).



*Slika 7:Oštećenja dilatacionih spojnica*

Pregledom ležišta takođe je zaključeno da je neophodno izvršiti zamenu usled značajno izražene korozije (*Slika 8*).



*Slika 8:Oštećenja ležišta*

Podaci i fotografije su preuzeti iz Projekta sanacije.

# 3 SANACIJA I OJAČANJE MOSTA

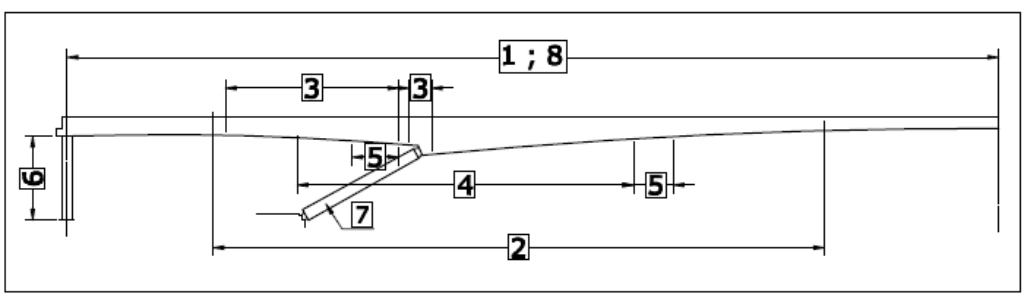
Na osnovu rezultata proisteklih iz vizuelnog pregleda konstrukcije, projekat sanacije je 2007. godine izradila firma "Mostprojekt" a.d. Investitor radova je bilo JP "Putevi Srbije".

Radove na sanaciji ugovorila je firma "Strabag" d.o.o. Beograd, a izvođenje svih radova na sanaciji konstrukcija mosta "Gazela" izvršila je GP "Mostogradnja" AD Beograd kao preduzeće koje je specijalizovano za izvođenje ovakve vrste radova.

Glavnim projektom sanacije su bile predviđene sledeće mere sanacije:

1. Popravke konstrukcije,
2. Ojačanja konstrukcije mosta (*Slika 9*):
   - ortotropne ploče unutar i između sanduka mosta-ojačanje 1;
   - dodatni poprečni ramovi u sanduku mosta-ojačanje 2;
   - nove konstrukcije pešačkih staza-ojačanje 8;
   - dodatna podužna ukrućenja vertikalnih limova sanduka mosta-ojačanje 3;
   - dodatna poprečna ukrućenja donjeg pojasa sanduka mosta-ojačanje 4,
   - flanše na podužnim ukrućenjima donjeg pojasa sanduka-ojačanje 5;
   - dodatni poprečni ramovi u stubovima-ojačanje 6;
   - dodatni poprečni ramovi u kosnicima-ojačanje 7,
3. Nove sekundarne konstrukcije (ograde, ivičnjaci, slivnici, nosači revizionih kolica,…)
4. Popravke sekundarnih konstrukcija (reviziona kolica i staze revizionih kolica )
5. Zamena ležišta,
6. Zamena dilatacionih sprava.

Ukupna količina čelika koji je ugrađen prilikom sanacije konstrukcije mosta iznosi 2100t.




*Slika 9:Položaj projektovanih ojačanja na mostu Gazela*

## 3.1 FAZNO IZVOĐENJE RADOVA

Imajući u vidu značaj mosta kao dela međunarodne saobraćajnice ranga auto-puta, svi radovi na sanaciji mosta su morali da se obavljaju fazno, a podela na faze izvođenja (faze 0, I, II i III) bila je uslovljena delimičnim zatvaranjem, odnosno redukcijom saobraćaja u određenim vremenskim periodima. Kompletan prekid saobraćaja na mostu bio je samo u fazi ispitivanja mosta nakon izvršenih svih radova na sanaciji. U periodu izvođenja radova saobraćaj se odvijao najmanje na po dve saobraćajne trake po smeru kretanja vozila.

**O faza** izvođenja radova je trajala tokom celokupnog trajanja sanacije, gde se saobraćaj odvijao neometano. U ovoj fazi radova je izvršena izrada konstrukcije u radionici, na gradilištu su izvođeni radovi na ojačanjima unutar i između sanduka mosta, ojačanja unutar stubova, montaža pomoćnih konstrukcija za potrebe montaže ojačanja donjeg pojasa sanduka mosta, ojačanja donjeg pojasa sanduka mosta.

**I faza** izvođenja radova je trajala 90 dana i bila je uslovljena zatvorom saobraćaja na "brzim" trakama (dve srednje trake uz razdelnu ogradu). U okviru ove faze je izvedena demontaža elemenata dotrajalog razdelnog pojasa mosta i njihova zamena novom konstrukcijom.

**II** i **III faza** izvođenja su trajale po 90 dana i bile su uslovljene zatvorom saobraćaja na srednjoj i zaustavnoj traci sa uzvodne (nizvodne) strane mosta. U ovim fazama izvođenja radova su sanirani svi elementi na navedenim delovima saobraćajnog profila i montirana konstrukcija novih pešačkih staza.

## 3.2 MERE IZVRŠENE SANACIJE MOSTA

Sve pozicije kojima je izvršeno ojačavanje konstrukcije mosta izrađene su u okviru proizvodnog pogona za čelične konstrukcije GP Mostogradnja AD PC "Batajnica".

### 3.2.1 Ojačanja unutar i između sanduka greda i stubova-Ojačanja 1, 2, 3, 4, 5, 6 i 7

Projektom sanacije čelične konstrukcije mosta zbog prekoračenja dopuštenih napona i nedovoljne sigurnosti na izbočavanje vertikalnih limova bilo je neophodno izvršiti ojačanja preseka grede mosta u celini, a usled prekoračenja dopuštenih napona ortotropne ploče izvršeno je ojačanje rebara orto-ploče. Takođe, projektom je bilo predviđeno ojačanje vertikalnih i kosih stubova, montažom novih dijaftragmi (*Slika 10*). Prilikom izvođenja radova na montaži ovih ojačanja cca 1000t čeličnih pozicija je ručno uneto u konstrukciju mosta i preneto do mesta ugradnje. Samo za potrebu ugradnje ojačanja rebara ortotropne ploče, ojačanje 1a, unutar i između sanduka mosta (*Slike 10 i 11*) bilo je potrebno izvesti 32 km ugaonog šava u nadglavnom položaju (PD-položaj zavarivanja) .



*Slika 10:Ojačanja unutar sanduka mosta*



*Slika 11:Ojačanja između sanduka mosta*

Tokom izvođenja radova na montaži pomenutih pozicija vršeno je ventiliranje sanduka mosta specijalnom opremom koja je projektovana u tu svrhu, kao i strogo praćenje koncentracije otrovnih i eksplozivnih gasova u zatvorenom prostoru.

### 3.2.2 Pešačke staze-Ojačanje 8

U sklopu sanacije mosta izvršena je zamena postojećih pešačkih staza novim sa ciljem da se omogući bezbedno kretanje pešaka preko mosta, kao i da se popravi opšte stanje napona grede mosta u celini. Pomenuti radovi su izvedeni u okviru II i III faze izvođenja radova. Konstrukcija pešačkih staza je dopremana u noćnim satima na mesto ugradnje kako bi narednog dana bila montirana. Radovi na montaži su se odvijali iz konzolnih radnih skela sa kontrategom, oslonjenih na kolovoznu ploču, u kojima je omogućen bezbedan rad (*Slika 12*).



*Slika 12:Montaža konstrukcije novih pešačkih staza*

Konstrukcija pešačkih staza na prilazima je montirana u stanju relaksirane konstrukcije, oslonjene na privremene oslonce na jarmovima. Zamenom pešačkih staza popravljeno je naponsko stanje u konstrukciji mosta.

### 3.2.3 Ojačanje donjeg pojasa grede prilaznih konstrukcija -Ojačanje 9



*Slike 13: Montaža ojačanja donjeg pojasa sanduka mosta*

Usled prekoračenja dopuštenih napona u gredi mosta bilo je neophodno ojačati donji pojas sanduka u zoni prilaznih konstrukcija. Pre početka montaže ojačanja donjeg pojasa grede mosta bilo je neophodno relaksirati konstrukciju, odnosno izvršiti njeno zadizanje.

Zadizanje konstrukcije je izvršeno sa četiri privremena stuba-jarma na koje su bile montirane hidraulične prese i pomoćna ležišta. Na mestima iniciranja sile odizanja, u zoni poprečnih nosača 114 i 127 , unutar sanduka mosta montirana su dodatna ukrućenja (*Slika 14*).



*Slike 14: Dodatna ukrućenja unutar sanduka na mestu oslanjanja prilazne konstrukcije*

Merenje vrednosti postignutih sila i pomeranja prilikom zadizanja konstrukcije vršeno je nakon svake predviđene faze rada, kao i kontrola reakcije na stubu S30 (S28). Postignuta vrednost zadizanja konstrukcije na poprečnom nosaču PN114 je iznosila 163mm, dok je na poprečnom nosaču PN127 iznosila 156mm.

Nakon zadizanja konstrukcije pristupilo se montaži ojačanja donjeg pojasa sanduka mosta prilaznih konstrukcija - ojačanja 9, ugradnje visokovrednih zavrtnjeva i njihovim momento-vanjem na punu silu pritezanja. U montažnim vezama ojačanja 9 ugrađeno je 32.000 komada visokovrednih zavrtnjeva M27 raznih dužina.

Po ugradnji svih elemenata ojačanja donje flanše sanduka mosta i konstrukcije pešačkih staza na prilaznim konstrukcijama pristupilo se otpuštanju konstrukcije sa privremenih oslonaca.

U okviru sanacionih radova na konstrukciji mosta izvršeni su i ostali radovi predviđeni Projektom sanacije i to: popravke konstrukcije, ugradnja novih sekundarnih konstrukcija (nosači sistema za odvodnjavanje, nosači revizionih kolica), zamena odbojnih i zaštitnih ograda, popravke postojećih sekundarnih konstrukcija, zamena dilatacionih sprava, reparacija postojećih i ugradnja novih ležišta.

Tokom svih faza i na svim pozicijama izvođenja radova posebna pažnja je bila posvećena bezbednosti na radu svih učesnika u projektu. Rad na visini je obavljan sa radnih platformi i skela projektovanih tako da zadovolje sve uslove propisane Zakonom o bezbednosti i zaštiti na radu (*Slika 15*).



*Slike 15:Radne skele na mostu Gazela*

## 4 ZAKLJUČAK

Izvođenje radova na sanaciji mosta Gazela je zahtevalo složen inženjersko tehnički pristup svim pozicijama rada uz stalno sadejstvo projektanata i inženjera odgovornih za tehnologije i operativno rukovođenje radovima. Za potrebe sanacije propisan je značajan broj tehnologija izvođenja radova, koje su usaglašavane sa projektantom, od kojih su pojedine i proveravane od strane nezavisnih sertifikacionih tela.

Radovi na sanaciji čelične konstrukcije izvedeni su u skladu sa Sertifikatom o podobnosti proizvođača za izvođenje čeličnih konstrukcija DIN18800-7, klase E.

Treba naglasiti da se tokom izvođenja radova saobraćaj na mostu nije prekidao, osim za vreme ispitivanja konstrukcije nakon završenih svih radova na sanaciji.



*Slika 16 :Most Gazela nakon sanacije*

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Aleksandra Luković*[1]

# GLAVNI PROJEKAT NADVOŽNJAKA NA PETLJI PRELJINA NA km 116+627,045 UKRŠTAJA SA AP E-763

***Rezime:***

Predmet ovog rada jeste Glavni projekat nadvožnjaka preko Autoputa E-763 Beograd (Ostružnica) – Požega, Sektor II: Ljig – Požega, deonica 3: Takovo - Preljina. Most se sastoji od dve paralelne konstrukcije, jedne na kraku 1 i druge na kraku 2 petlje Preljina koja na tom delu premošćuje Autoput E-763. Takođe, petlja ima ukrštanje i sa magistralnim gasovodom RG08-11, tako da objekat prelazi i preko ove prepreke. Drumski mostovi su prednapregnute AB konstrukcije, sandučastog poprečnog preseka, dužine L=250.40 m, predviđene da se izvedu na skeli, fazno, metodom polje po polje.

*Ključne reči: most u petlji, prednapregnuti beton, fazna gradnja, sandučasti presek*

# MAIN PROJECT OVERPASS BRIDGE IN LOOP PRELJINA ON km 116+627,045 CROSSING WITH HIGHWAY ROAD E-763

***Summary:***

Paper presents Main Design of the overpass over highway E-763 Belgrade (Ostružnica) – Požega, Sector II: Ljig – Požega, part 3: Takovo - Preljina. Bridge consist of two paralel structures, one on leg 1 and other on leg 2 on Preljina loop, which on that part goes over Highway E-763. At the same place loop intersects magistral gaspipe line RG08-11, which means that structures goes over two barriers. Road bridges are prestressed reinforeced concrete structures, with box cross section, total lenght L=250m, and idea is to mount on scafold, in several phases, with method field by field.

*Key words: bridge in loop, reinforced concrete, phase construction, box girder*

[1]dipl.građ.inž., Projektant,Saobraćajni institut CIP, Beograd

# 1 OPŠTE

Kompletan projekat deonice Takovo-Preljina autoputa E-763, pa tako i trasa predmetne petlje, izrađen je u Saobraćajnom institutu CIP.

Osovina razdelnog pojasa u zoni mosta je najpre u pravcu, zatim u prelaznoj i na kraju u kružnoj krivini poluprečnika R=250.00 m. Niveleta mosta je u podužnom nagibu od 4.5% u prva četiri raspona, a zatim ulazi u prelaznu vertikalnu krivinu. Poprečni pad je 2.5% na delu gde je most u pravcu, zatim u prelaznoj krivini promenljiv, i na kraju u čistoj krivini iznosi 3.5%.

Širina kolovoznih traka iznosi po 5.50 m. Razdelni pojas je širine 3.00 m. U poprečnom pravcu projektovane su dve nezavisne konstrukcije širine po 8.70 m sa čistim razmakom od 60cm između njih, tako da je ukupna širina celog mosta 18.00 m. Obe mostovske konstrukcije sadrže i po jednu pešačku i jednu službenu stazu ukupnih širina 2.0 m, odnosno 1.2 m.

# 2 DISPOZICIJA

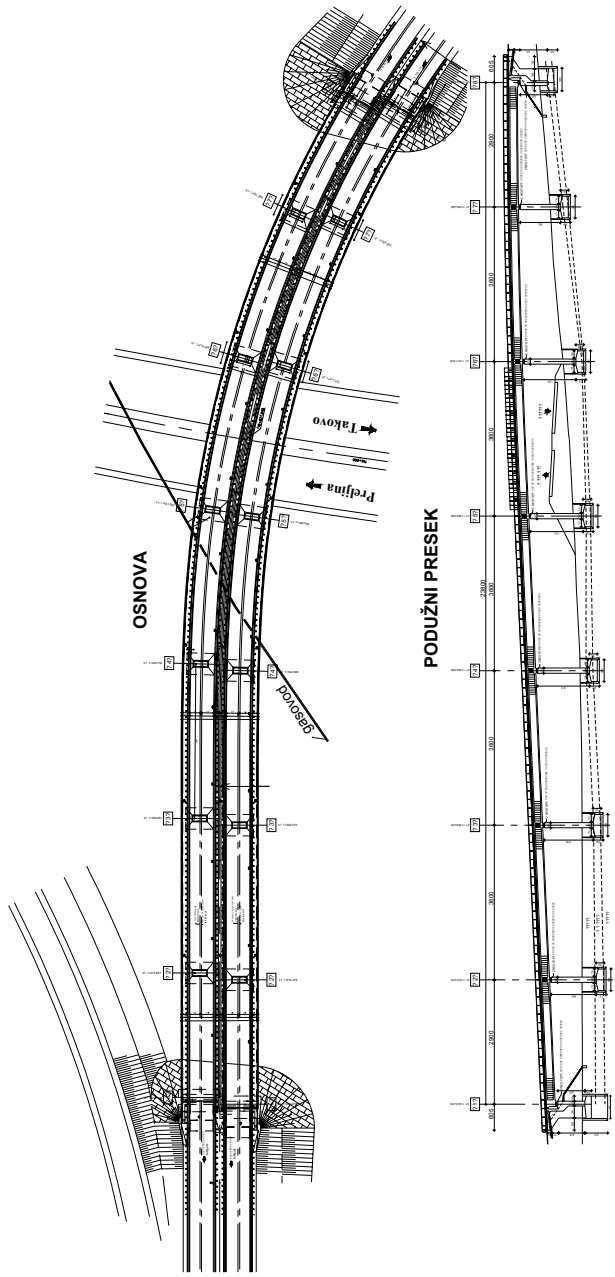
Dispozicionim rešenjem projektovan je most na sedam polja, raspona L=(29.00+5x36.00+29.00) m=238.00 m , ukupne dužine sa krilnim zidovima 250.40 m. Svaka traka ima sopstvenu rasponsku konstrukciju. Rasponi mosta bili su uslovljeni prelaskom preko Autoputa E-763 u petom polju i preko magistralnog gasovoda (RG08-11 Φ356mm, 50 bar) u četvrtom polju, kao i visinom nasipa na početku i na kraju mosta.

## 2.1 GLAVNI NOSAČ

Mostovska konstrukcija je sandučastog poprečnog preseka, marke betona MB45, visine 2.05m sistema kontinualne grede na sedam polja. Predviđeno je oslanjanje konstrukcije na lončastim ležištima. U fazi eksploatacije na S1,S2,S7 и S8 predviđena su po 2 ležišta pokretna u pravcu tangente na osu konstrukcije i sva nepokretna u pravcu upravnom na osu konstrukcije. Na srednjim stubovima S3,S4,S5 и S6 konstrukcija se oslanja na po 2 ležišta nepokretna u svim pravcima. Ceo poprečni presek se rotira prema nagibu nivelete i visina nosača je konstantna duž celog mosta. Konzole pešačkih staza dugačke su po 1.8m, debljine 40cm u uklještenju i 22cm na krajevima. Rebra su debljine 45cm i na dužini od 5m šire se do debljine od 65cm pri osloncima. Iznad srednjih stubova sandučasti presek je predviđen kao pun nosač sa ostavljenim otvorom za prolaz. Takođe je revizioni otvor za prolaz predviđen i u donjoj ploči sanduka u prvom i u poslednjem polju.

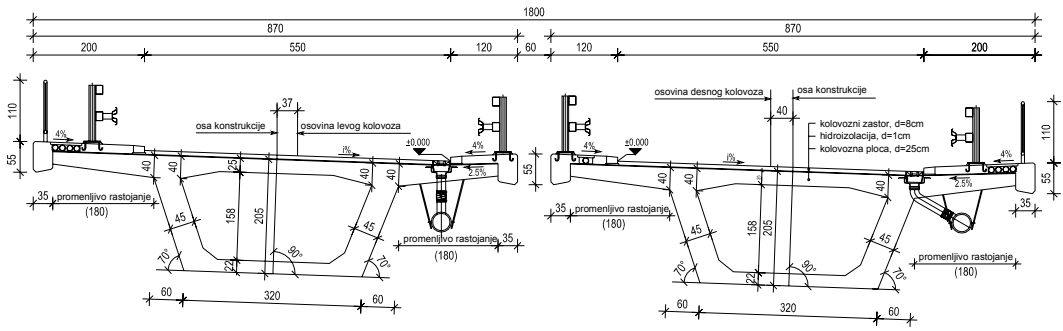
## 2.2 STUBOVI I ZIDOVI

Srednji stubovi su AB platna, marke betona MB35, debljine 120 cm i dužine 320 cm. Ne postoji posebno oblikovana ležišna greda, već je na vrhu stuba armirana skrivena greda 120x120cm.Krajnji stubovi su AB platna, MB35, debljine 110 cm, koja se na gornjem delu, vutom, proširuju u skrivenu ležišnu gredu. Ležišne grede i kvaderi su marke betona MB40. Krilni zidovi stuba S1 и S8, mosta leve i desne trake su stojeći u dužini od 2.80 m, a zatim viseći na dužini od 2.85 m.




*Slika 1 – Dispozicija*

**KARAKTERISTICAN POPRECNI PRESEK**




*Slika 2 – Karakterističan poprečni presek konstrukcije*

### 2.3 FUNDIRANJE

S obzirom na geološki sastav i nosivost podloge mosta, na prisustvo podzemne vode, a u saglasnosti sa geološko geotehničkom elaboratom, izvršeno je plitko fundiranje konstrukcije na laporu dobre nosivosti. Temelji krajnjih stubova su u osnovi pravougaonog oblika, dimenzija 5.2x9.6 m, a srednjih 5.0x6.5 m. Gornja površina temelja je oblikovana u dvostranom padu, čime je omogućeno brzo oticanje procedne vode.

Ispod temelja je predviđen sloj nabijenog betona MB 25 različite visine u zavisnosti od kote lapora koji ima dovoljno dobra svojstva za plitko fundiranje ovog objekta.

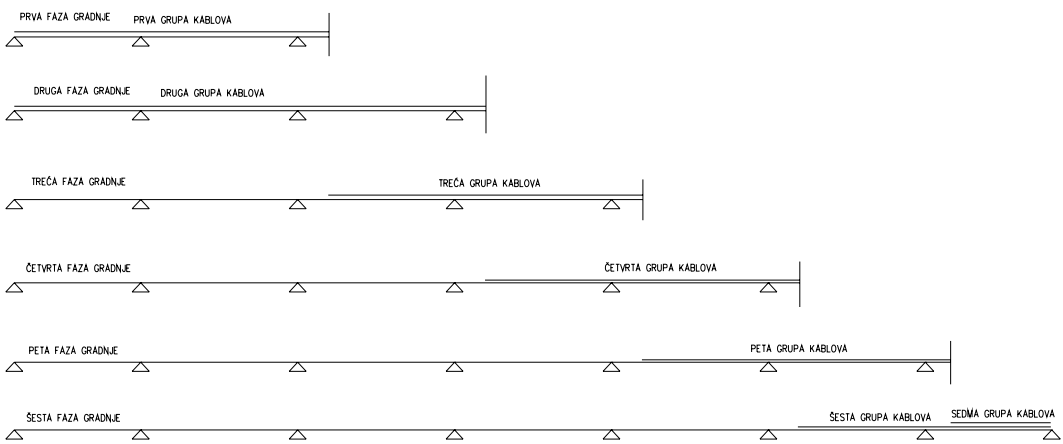
## 3 STATIČKI PRORAČUN

Statički proračun je urađen na linijskom modelu, u programskom paketu „Tower“. Ovaj model uključuje celokupnu rasponsku konstrukciju sa srednjim stubovima, bez obalnih stubova. Mostovi leve i desne trake se veoma malo razlikuju po radijusima krivine u koju ulze na jednom delu trase, tako da je bilo moguće obe konstrukcije aproksimirati u modelu kao sistemnu liniju koja se sastoji od linije i dela kružnice. Rađen je jedan statički proračun za obe konstrukcije. Obalni stubovi su sračunati na odvojenom modelu. Sopstvena težina je data programski. U analizi opterećenja, sva opterećenja su usvojena prema „Pravilniku o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova“ iz 1991. godine. Za saobraćajno opterećenje je usvojena računska šema pokretnog opterećenja V600, sa odgovarajućim dinamičkim koeficijentom. Uticaji od dejstva vetra su računati prema važećim standardima, SRPS U.C7 110-113. Uticaji od seizmike su sračunati za IX zonu seizmičkog dejstva. Za sračunate uticaje izvršena je provera napona u glavnim nosačima i usvojeni kablovi, i to 16x12Ø15.7mm, klase „B“ Y1860 .

S obzirom da konstrukcija tokom građenja prolazi kroz različite statičke sisteme jer je u pitanju fazna gradnja i fazno prednaprezanje konstrukcije, sve faze su statički razmatrane za sve elemente konstrukcije.

# 4 IZVOĐENJE

Predviđeno je fazno izvođenje kolovozne konstrukcije na skeli. Imamo 6 faza gradnje i 7 grupa kablova kao što je predstavljeno na Slici 3. Svaka grupa kablova sastoji se od ukupno 8 каблова, po 4 u svakom rebru. Prva i druga grupa kablova (A и B) utežu se obostrano, dok se ostale grupe nastavljaju na odgovarajuće prethodne nastavnim kotvama i utežu sa jedne strane. U fazi izvođenja, samo su ležišta na stubnom mestu S3 fiksirana kao nepokretna u svim pravcima. Ostala ležišta predviđena da budu nepokretna u svim pravcima tokom eksploatacije ugrađuju se sa odgovarajućim predpomeranjima i rade u svim fazama gradnje kao pokretna u podužnom pravcu. Tek nakon završene poslednje faze utezanja, a to je utezanje grupa 6 i 7 na poziciji stuba S8, obezbeđuje se da ležišta na stubnim mestima S4,S5 i S6 budu nepokretna u svim pravcima. Nakon završenog utezanja jedne faze skela se premešta u naredni raspon. Samo u prvoj fazi skela je u prvom i drugom polju, a u svim ostalim fazama samo u jednom odgovarajućem polju. Gradnja se obavlja od stuba S1 ka stubu S8.




*Slika 3 – Prikaz faza gradnje i grupa kablova*

# 5 ZAKLJUČAK

U toku je izgradnja predmetnog objekta u svemu prema glavnom projektu konstrukcije. Fazna gradnja omogućiće veliku uštedu pri izvođenju jer će izvođač iznajmiti kraću skelu, angažovati manje radne snage, i sl. Mostove ukupnih dužina od preko 200.00m nije ekonomski opravdano prednaprezati obostrano jednom grupom kablova jer su gubici od trenja suviše veliki. Takođe je izašlo iz projektantske prakse dodavanje potrebnog broja kablova nad osloncima, osim kada drugo

rešenje nije moguće. Upravo iz razloga jednostavnosti oplate, brzine izvođenja, manjeg angažovanja skele i radne snage, ova metoda projektovanja, tj. izvođenja dosta je zastupljena u savremenom građevinarstvu.

Investitor izgradnje mosta su Koridori Srbije.
Glavni projekat mosta je urađen u Saobraćajnom institutu CIP.
Tehničku kontrolu projekta radio je Most Projekt.
Radove izvodi azerbejdzanska firma Azvirt, podizvođač Agt, ogranak Beograd.

**LITERATURA**

[1] Saobraćajni institut CIP, zavod za konstrukcije: *Glavni projekat nadvožnjaka na petlji Preljina na km116+627,045,* Beograd, 2011;

[2] Jorg Schlaich, Hartmut Scheef: *Concrete box-girder bridges,* IABSE-AIPC-IVBH, Zurich,1982.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Snežana Maraš-Dragojević*[1]

# NUMERIČKA ANALIZA IZGRADNJE PLITKOG TUNELA U BEOGRADSKIM GLINOVITO-LAPOROVITIM SREDINAMA

***Rezime:***

Ubrzani urbani razvoj, poslednjih decenija, doveo je do sve većih zahteva za izgradnjom i proširenjem mreže podzemnog transporta u velikim prenaseljenim gradovima. Važan zadatak pri projektovanju tunela u urbanim područjima je da se adekvatno predvide sleganja površine terena. U radu je prikazan postupak 3D i 2D modeliranja izgradnje tunela primenom metode konačnih elemenata. Prikazani su neki rezultati proračuna sleganja površine terena usled izgradnje plitkog tunela u beogradskim glinovito-laporovitim sredinama. Ovaj problem je aktuelan s obzirom da se planira početak izgradnje metroa u Beogradu u skoroj budućnosti.

*Ključne reči: tunel, tlo, metoda konačnih elemenata, 3D modeliranje, sleganje*

# NUMERICAL ANALYSIS OF SHALLOW TUNNELING IN BELGRADE MARLY-CLAYEY DEPOSITS

***Summary:***

The rapid urban development, in recent decades, has led to increasing demands for construction and expansion of the underground transport network in large overpopulated cities. An important task in the design of tunnels in urban areas is to adequately predict the ground surface subsidence. This paper presents the methods for 3D and 2D finite element modelling of tunnel construction. Also, the paper presents some results of analysis of the ground surface subsidence due to tunnelling in Belgrade marly clay. This is a current problem given that the start of the Belgrade metro construction is planned in the near future.

*Key words: tunnel, soil, finite element analysis, 3D modeling, subsidence*

[1] Dr, docent, dipl.inž.građ.,Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd

# 1 UVOD

Veliki deo radova u oblasti tunelogradnje, poslednjih decenija, vezan je za izgradnju i proširenje mreže podzemnog transporta u velikim prenaseljenim gradovima. Može se očekivati da će, u bliskoj budućnosti, s obzirom na neophodnost smanjenja saobraćajnih gužvi i zagađenosti vazduha, tunelski projekti ove vrste imati sve veći značaj. U gradovima, tuneli se nalaze na maloj dubini ispod gusto naseljenih zona, u tlu ili mekoj steni, i njihova izgradnja može imati veoma nepovoljne efekte na postojeće objekte. Zbog toga je jedan od osnovnih zadataka pri projektovanju tunela u urbanim područjima da se predvide i kontrolišu sleganja površine terena. Međutim, taj zadatak nije nimalo jednostavan. Da bi se postigla adekvatna naponsko-deformacijska analiza tunela i procenila sleganja površine tunela, u metodama proračuna bi trebalo uzeti u obzir brojne faktore kao što su: 3D efekat izgradnje tunela, metod i detalje izvođenja, dubinu i prečnik tunela, inicijalno stanje napona kao i naponsko-deformacijsko ponašanje tla oko tunela. S obzirom na svu kompleksnost ovog problema, istraživanjima u ovoj oblasti bavili su se, a i danas se bave, naučnici širom sveta.

Pri projektovanju tunela postoje tri vrste pristupa: empirijske metode, analitička rešenja i numeričke metode. Empirijske i analitičke metode predstavljaju relativno jednostavne i korisne postupke proračuna, međutim, mogućnosti njihove primene su ograničene. S obzirom da je praktično nemoguće dobiti zatvorena matematička rešenja za izuzetno kompleksne probleme interakcije tunelske konstrukcije i okolne sredine, neophodna je primena savremenih numeričkih metoda.

Izgradnja tunela je 3D proces pa je za adekvatnu analizu naponsko-deformacijskih stanja u tunelskoj konstrukciji i okolnoj sredini, kao i sleganja površine terena, neophodno primeniti 3D numeričko modeliranje. Razvoj metode konačnih elemenata (MKE) omogućio je efikasnu trodimenzionalnu analizu, međutim, u praktičnoj primeni javljaju se dodatne teškoće, koje se pre svega odnose na znatno povećanje obima računskog posla, a time vremena i koštanja proračuna. S obzirom da je 3D MKE modeliranje izgradnje tunela izuzetno zahtevno, primena numeričkih metoda u inženjerskoj praksi još uvek je, u najvećoj meri, ograničena na 2D analize. Kada se proces izgradnje tunela razmatra primenom 2D modela, moraju se uvesti određene pretpostavke kojima se uzimaju u obzir 3D efekti izgradnje tunela, odnosno naponsko-deformacijske promene koje se dešavaju na radnom čelu tunela.

U ovom radu su prikazani postupci 3D i 2D modeliranja izgradnje tunela primenom metode konačnih elemenata. Dati su neki rezultati analize sleganja površine terena usled izgradnje tunela otvorenom čelom u glinovito-laporovitim sredinama područja Beograda. Ovaj problem je aktuelan s obzirom da se planira početak izgradnje metroa u Beogradu u skoroj budućnosti.

# 2 NUMERIČKO MODELIRANJE IZGRADNJE TUNELA

Pri projektovanju tunela, numeričko modeliranje treba da obezbedi da se što realnije reprezentuju procesi koji se odigravaju u tunelskoj konstrukciji i okolnoj sredini, kao složenom interaktivnom sistemu, u toku izgradnje tunela. U skladu sa tim, od izuzetnog je značaja da se sprovede adekvatna proračunska simulacija procesa izgradnje tunela, koji se po pravilu sastoji od sekvenci iskopa i podgrađivanja. Metoda konačnih elemenata je veoma pogodan i široko priznat numerički postupak za analize u oblasti geotehničkih radova zbog svoje opštosti i sposobnosti da obuhvati heterogenost sredine, nelinearno ponašanje tla, složenu geometriju problema, interakciju konstrukcije i tla, kao i metod izgradnje.

U toku građenja tunela dolazi do 3D stanja napona i deformacija na radnom čelu tunela. Pomeranja tla koja su se desila pre instaliranja obloge su od ključnog značaja. Zbog toga je neophodno, u analizama naponsko deformacijskih stanja u tunelskoj konstrukciji i okolnoj sredini, uzeti u obzir ova pomeranje, odnosno delimičnu relaksaciju napona na čelu tunela. Da bi se to postiglo neophodna je trodimenzionalna analiza kojom se simulira napredovanje radova i naponske promene i deformacije u okolini privremenog radnog čela.

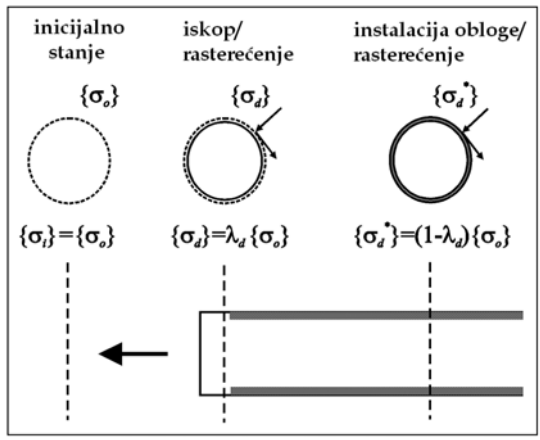
## 2.1 3D MODELIRANJE PRIMENOM MKE

Proces izgradnje tunela se obično simulira primenom tzv. *step-by-step* (korak-po-korak) postupka [1-3]. Početni korak je analiza inicijalnog ili *in-situ* stanja napona u tlu nakon čega sledi simulacija, korak-po-korak, sekvenci iskopa i podgrađivanja. Iskop se simulira tako što se na čelu tunela, na dužini jedne sekvence napredovanja, uklanjaju elementi unutar konture iskopa tunela. U sledećem koraku proračuna na toj deonici se aktiviraju elementi obloge i vrši iskop sledeće deonice. Proračunska simulacija napredovanja izgradnje tunela se nastavlja sve dok se ne postigne dovoljna dužina tunela da se iza čela tunela postigne stacionarno stanje (*steady-state*). Poslednjih godina, zahvaljujući napretku kompjuterske tehnologije, u literaturi se može naći sve veći broj radova u kojima je sprovedeno 3D modeliranje postupka izgradnje tunela, pri čemu su autori uglavnom primenjivali *step-by-step* postupak za simulaciju građenja tunela otvorenim čelom, klasičnim metodama (Nova austrijska tunelska metoda - NATM), kao i štitom sa otvorenim čelom [4-7]. Kada se vrši simulacija građenja tunela štitom sa zatvorenim čelom modeliranje može da obuhvati i detalje postupka izgradnje kao što su npr. potporni pritisak na čelu tunela, pritisak injektiranja i dr.

## 2.1 2D MODELIRANJE PRIMENOM MKE

S obzirom da je 3D numeričko modeliranje izgradnje tunela izuzetno zahtevno sa stanovišta kapaciteta i vremena rada računara, primena numeričkih metoda u inženjerskoj praksi je još uvek, u velikoj meri, ograničena na 2D modele. Kada se proces izgradnje tunela razmatra primenom 2D (ravno stanje deformacija) modela, moraju se uvesti određene pretpostavke kojima se uzima u obzir delimična relaksacija napona na čelu tunela, odnosno deformacije koje su se desile na čelu tunela pre formiranja obloge. U literaturi je do sada predloženo više metoda za simulaciju izgradnje tunela primenom 2D modela: Metoda redukcije napona (*Convergence – confinement method*) ili $\lambda$ - metod [8], Metoda progresivnog omekšavanja (*Progressive softening method*) [9], Metoda kontrole parametra $V_L$ - *volume loss* [10] *i Gap* metoda [11, 12].

Metoda koja se najviše koristi za 2D modeliranje izgradnje tunela je metoda redukcije napona ($\lambda$-metod) u kojoj se delimična relaksacija napona, koja se dešava na čelu tunela, uvodi u 2D model preko parametra $\lambda$ koji predstavlja procenat rasterećenja inicijalnih napona pre instaliranja obloge (Slika 1). Proračun se sprovodi u tri koraka. Prvi korak predstavlja proračun inicijalnog stanja napona u tlu. U drugom koraku proračuna uklanjaju se elementi unutar konture iskopa i dopušta pomeranje konture iskopa, odnosno delimična relaksacija inicijalnih napona (u vrednosti $\lambda \cdot \sigma_0$, gde je $\sigma_0$ inicijalni napon u tlu). U trećem koraku, na tako deformisanu konturu iskopa, instaliraju se elementi obloge, i nanosi celokupan inicijalni napon, pa obloga prima opterećenje koje je jednako $\sigma^* = (1-\lambda)\sigma_0$. Faktor rasterećenja $\lambda$ zavisi od geometrije tunela, inicijalnih napona, karakteristika tla i dužine nepodgrađene deonice na čelu tunela. U ovoj metodi vrednost parametra $\lambda$ se mora usvojiti. Pokazalo se da metoda daje dobre rezultate, kada se usvoji adekvatna vrednost ovog parametra.




*Slika 1 - Convergence – confinement ili λ - method (prema Pots&Zdravkovic[13])*

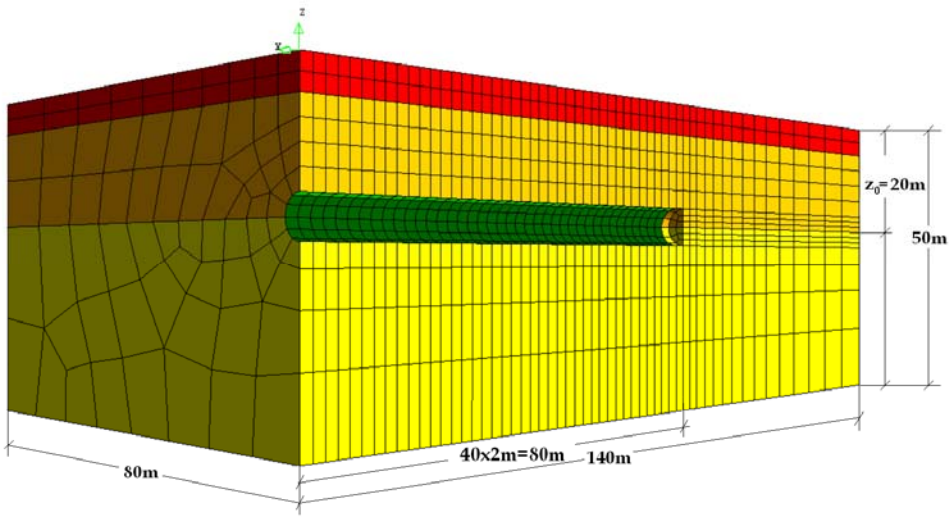
## 3 MKE ANALIZA IZGRADNJE TUNELA U BEOGRADSKIM GLINOVITO-LAPOROVITIM SREDINAMA

U ovom delu rada prikazana je numerička simulacija izgradnje tunela sa otvorenim čelom, kružnog preseka, u glinovito-laporovitim sredinama područja Beograda. Primenjeno je 3D MKE modeliranje izgradnje tunela primenom *step-by-step* postupka i 2D MKE modeliranje primenom λ-metode, čiji su principi izloženi u prethodnom delu rada. Proračuni su urađeni primenom programskog paketa DIANA Finite Element Analysis (TNO DIANA BV). Ovaj program omogućava trodimenzionalnu nelinearnu analizu, kao i modeliranje fazne izgradnje.

Na slici 2 prikazan je 3D model konačnih elemenata. Usvojeni profil terena karakterističan je za uže gradsko područje Beograda i sastoji se od sloja lesa debljine 5m, ispod koga je sloj degradirane, žuto-mrke laporovite gline debljine 15m koji leži na sloju sive neizmenjene laporovite gline i lapora. Analiziran je tunel kružnog preseka prečnika 6m sa betonskom oblogom debljine 0.35m (prema Studiji tehničko ekonomske podobnosti brzog javnog gradskog saobraćaja u Beogradu, faza 3: idejna inženjerska rešenja prve etape metroa, 1981). Osa tunela je na dubini $z_0$=20m.

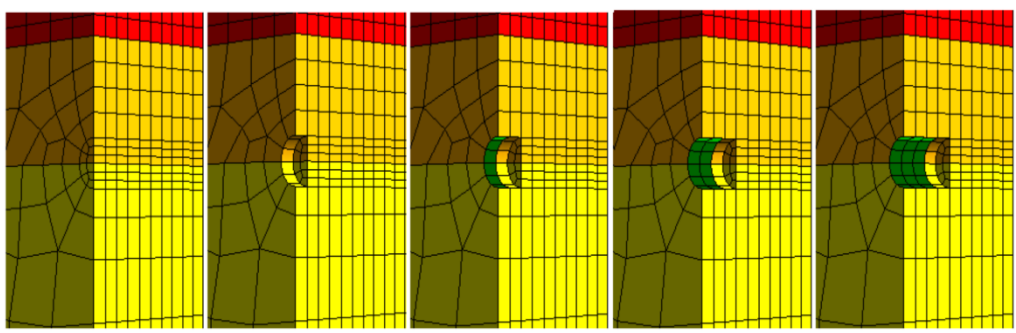
Usvojeni proračunski presek ima dimenzije 80x50x140m i sastoji se od ukupno 23967 čvorova i 5294 elementa. S obzirom da je vršena nelinearna analiza tla, proračuni su sprovedeni primenom elemenata "višeg reda" koji osim čvorova u uglovima imaju i čvorove na sredinama stranica. Tlo je modelirano elementom sa dvadeset čvorova, izoparametarskim brick elementom, a obloga je modelirana primenom četvorougaonog izoparametarskog zakrivljenog shell elementa sa 8 čvorova [14]. Prilikom formiranja mreže konačnih elemenata uzeta je u obzir simetrija problema u odnosu na osu z. Granični uslovi obezbeđuju da su na bočnim granicama proračunske oblasti sprečena pomeranja u pravcu upravnom na odgovarajuću granicu, a na donjoj granici su sprečena pomeranja u svim pravcima. U čvorovima obloge u ravni simetrije usvojen je dodatni uslov da je sprečena rotacija oko podužne ose. Izgradnja tunela je simulirana u negativnom y-pravcu na dužini 80m, počev od

y=0, u 40 koraka sa dužinom iskopa (nepodgrađenom deonicom na čelu) od d=2m. Razmatran je slučaj iskopa sa vertikalnim radnim čelom, tj. pretpostavlja se da se iskop sprovodi u punom profilu.




*Slika 2 Proračunski 3D model konačnih elemenata (40. korak proračuna)*

Proračunski model konačnih elemenata ima takvu strukturu koja omogućava analizu u svim fazama izgradnje tunela. Na slici 3 prikazane su početne sekvence simulacije procesa izgradnje tunela.



*Slika 3 Sekvence 3D simulacije procesa izgradnje tunela*

U 2D analizi usvojena konfiguracija mreže je ista kao konfiguracija mreže 3D modela, u ravni upravnoj na osu tunela. Tlo je modelirano četvorougaonim izoparametarskim ravanskim elementom sa 8 čvorova, a obloga primenom zakrivljenog infinite shell elementa sa 3 čvora [14].

Analize u ovom radu su izvršene uz pretpostavku dreniranih uslova i elasto-plastičnog ponašanja tla sa Mohr-Coulomb-ovim uslovom loma. Razmatrana je situacija bez podzemne vode. Usvojeni parametri MC modela su dati u Tabeli 1. Dilatancija je zanemarena tako što je usvojeno da je ugao dilatancije svih slojeva nula. Inicijalni naponi u tlu su određeni primenom parametara $\rho$ i $K_0$ datih u Tabeli 1.

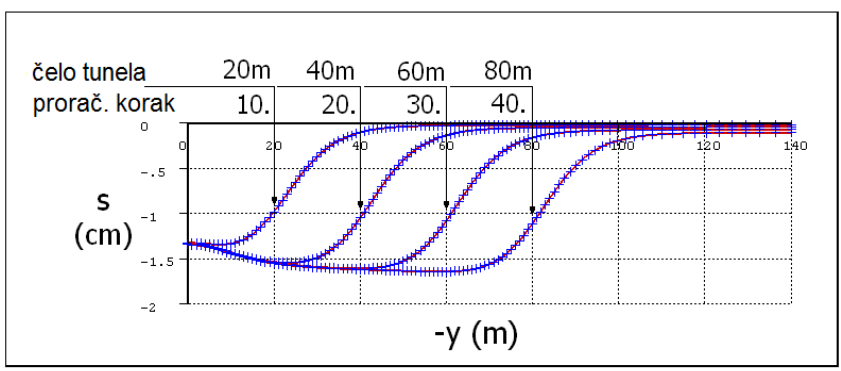
***Tabela 1 - Usvojeni parametri tla***

| Sloj | $\rho$ (g/cm$^3$) | E (MPa) | $\nu$ | c' (kPa) | $\phi$' (°) | $K_0$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1. Les | 1.85 | 10 | 0.4 | 18 | 23 | 0.65 |
| 2. Degradirane laporovite gline | 2.0 | 15 | 0.3 | 20 | 20 | 0.85 |
| 3. Sive neizmenjene laporovite gline i lapori | 2.0 | 60 | 0.3 | 60 | 25 | 0.58 |

Betonska obloga je debljine 0.35m i modelirana je uz pretpostavku linearno elastičnog ponašanja betona sa parametrima $\rho$=2.5 g/cm3, E=15GPa i $\nu$=0.15.

### 3.1 REZULTATI PRORAČUNA SLEGANJA

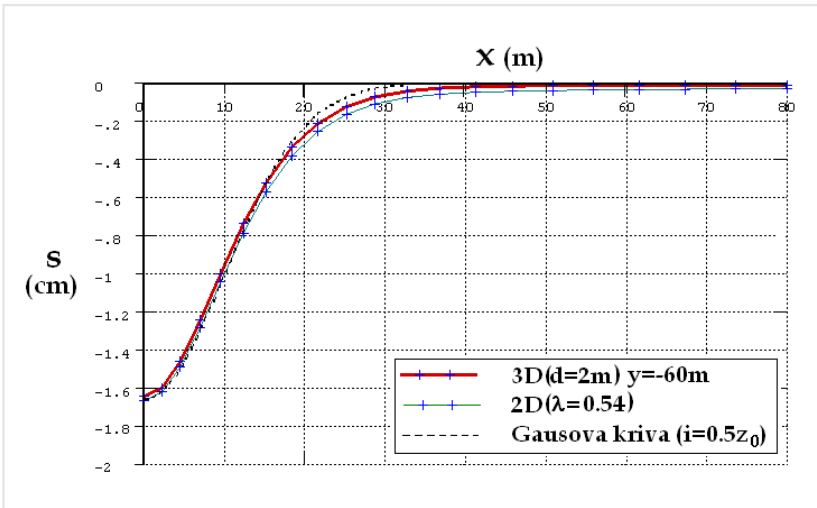
Na slici 4 prikazani su podužni profili sleganja površine terena (vertikalni presek kroz osu tunela) dobijeni u pojedinim koracima 3D proračuna. Kao što se vidi na slici, stacionarno stanje pomeranja (horizontalni deo podužnog profila) tzv. *steady-state* je postignuto na oko 20m iza čela tunela, pri simulaciji napredovanja tunela na dužini 80m (40 koraka po 2m), pri čemu se na početnom delu profila javljaju poremećaji koji su vezani za granične uslove na levoj granici modela [5].




*Slika 4 Razvoj podužnog profila sleganja sa napredovanjem izgradnje tunela*

Na slici 5 dat je uporedni prikaz poprečnog profila sleganja dobijenog 3D proračunom za presek y=-60m - *steady-state* pomjeranja i profila dobijenog 2D proračunom primenom metode redukcije napona sa $\lambda$=0.54. Faktor redukcije napona $\lambda$ je određen prema stacionarnim (*steady-state*) sleganjima koja su dobijena 3D proračunom.

Kao što se vidi sa slike, kada se usvoji odgovarajući koeficijent redukcije napona, 3D i 2D analize daju slične poprečne profile sleganja, što je u skladu sa zaključcima i drugih autora [5,6].




*Slika 5 - Poprečni profili sleganja dobijeni 3D i 2D MKE analizom i empirijska Gausova kriva*

### 3.1.1 Poređenje sa sleganjima određenim primenom empirijskih metoda

U radu je izvršeno poređenje poprečnih profila sleganja dobijenih primenom 3D i 2D MKE analiza sa empirijskom Gausovon krivom sleganja. Naime, Peck [15] je, na osnovu podataka merenja sleganja površine terena na većem broju tunela, ustanovio da se poprečni profil sleganja može, prilično dobro, predstaviti Gausovom funkcijom normalne raspodele. Iako primena ove krive nema teorijsko opravdanje, ona je široko prihvaćena u praksi i predstavlja poznatu i široko primenjivanu empirijsku metodu za procenu sleganja površine terena.

Vertikalna sleganja u poprečnom pravcu data su sledećim izrazom:

$$S_v(x) = S_{v\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \tag{1}$$

gde je:

$S_{v\max}$ maksimalno sleganje koje se javlja iznad ose tunela,

$i$ parametar koji definiše širinu poprečnog profila sleganja i predstavlja horizontalno rastojanje od ose tunela do prevojne tačke profila

Sleganje tla usled izgradnje tunela se obično karakteriše parametrom koji predstavlja faktor gubitka zapremine tla $V_L$ - *volume loss* ili *ground loss*. To je odnos zapremine tla koja se deformiše u tunelski otvor i teorijske zapremine tunelskog otvora. Kod tunela u glinovitom tlu (uz pretpostavku da nema promene zapremine tla) može se smatrati da je gubitak zapremina tla

na konturi iskopa jednak zapremini profila sleganja površine terena $V_S$, pa je faktor *volume loss* $V_L$ (koji se izražava u procentima) za tunel prečnika $D$ jednak:

$$V_L = \frac{V_S}{\frac{\pi D^2}{4}} \cdot 100\% = \frac{\sqrt{2\pi} \cdot i \cdot S_{v\max}}{\frac{\pi D^2}{4}} \cdot 100\% \tag{2}$$

Maksimalno sleganje površine terena preko parametra $V_L$ dato je izrazom:

$$S_{v\max} = 0.313 \cdot V_L \cdot \frac{D^2}{i} \tag{3}$$

Parametar $V_L$ zavisi od metode izgradnje tunela i vrste tla. U homogenom tlu, zavisno od opreme i iskustva ekipe koja radi na iskopu, realne vrednosti $V_L$ su od 0.5% do 2%. Prema Mair & Taylor [16], Mair [17] tipične vrednosti $V_L$ pri građenju tunela sa otvorenom čelom u mekom tlu su generalno u opsegu 1-3%, dok se znatno niže vrednosti (0.25 do 0.5%) dobijaju pri građenju tunela sa zatvorenim čelom, primenom savremenih mašina, kao što je EPB štit. Da bi se procenio parametar $V_L$ od velikog značaja je iskustvo vezano za određenu tunelsku tehniku i geotehničke uslove, odnosno podaci osmatranja sleganja na izvedenim objektima. Zbog izuzetnog značaja ovog parametra za sleganja površine terena usled izgradnje tunela, bilo bi poželjno da se on specifira u okviru ugovornih dokumenata za izgradnju tunela.

Širina poprečnog profila sleganja je definisana parametrom $i$. Za većinu praktičnih primena usvaja se da je $i=K \cdot z_0$ pri čemu se može usvojiti da je za glinovito tlo $K$=0.5. Mair & Taylor [16] su na osnovu velikog broja podataka sa tunela građenih u glinovitom i peskovitom tlu dobili vrednosti K od 0.4 do 0.6 sa srednjom vrednošću K=0.5 za glinovito tlo i vrednosti 0.25 do 0.45 sa srednjom vrednošću 0.35 za peskovito tlo.

Kao što se vidi sa slike 5 dobijeno je dobro slaganje proračunatih profila sleganja sa Gausovom krivom.

## 4 ZAKLJUČNA RAZMATRANJA

Za adekvatnu analizu naponsko deformacijskih stanja u stenskoj masi i tunelskoj konstrukciji, od suštinskog značaja je razmatranje delimične relaksacije stenske mase, odnosno pomeranja površine iskopa na radnom čelu tunela, koje su se desile pre postavljanja obloge (veće vrednosti pomeranja dovode do manjih napona u oblozi). Prema tome, neophodna je pre svega trodimenzionalna analiza kojom se simulira napredovanje radova i naponske promene i deformacije u okolini privremenog radnog čela. S obzirom da je 3D numeričko modeliranje izgradnje tunela izuzetno zahtevno sa stanovišta kapaciteta i vremena rada računara, primena numeričkih metoda u inženjerskoj praksi je još uvek, u najvećoj meri, ograničena na 2D modele. Kada se proces izgradnje tunela razmatra primenom 2D modela, moraju se uvesti određene pretpostavke kojima se uzimaju u obzir 3D efekti izgradnje tunela. Metoda koja se najviše koristi za 2D modeliranje izgradnje tunela je metoda redukcije napona ($\lambda$-metod) u kojoj se delimična relaksacija napona, koja se dešava na čelu tunela, uvodi u 2D model preko parametra $\lambda$ koji predstavlja procenat rasterećenja inicijalnih napona pre instaliranja obloge.

U ovom radu je sprovedeno MKE modeliranja izgradnje tunela otvorenim čelom u glinovito-laporovitim sredinama područja Beograda primenom 3D *step-by-step* postupka i 2D

metode redukcije napona. 3D simulacija izgradnje tunela je sprovedena na dužini 80m, u 40 proračunskih koraka sa napredovanjem (nepodgrađenom deonicom) d=2m. Dužina na kojoj se simulira izgradnja tunela mora biti dovoljna da se, na određenom rastojanju iza čela tunela, formira stacionarno stanje sleganja (*steady-state*) odnosno horizontalni deo podužnog profila sleganja. U ovom radu stacionarno stanje je postignuto na oko 20m iza čela tunela.

U 3D analizama, procenat rasterećenja napona u tlu na čelu tunela, pre postavljanja obloge, dobija se direktno i zavisi od geometrije, karakteristika sredine, kao i dužine nepodgrađene deonice na čelu tunela, dok se u 2D analizama on mora usvojiti. U ovom radu je izvršena kalibracija parametra $\lambda$ na osnovu poređenja vrednosti sleganja dobijenih 2D analizama sa *steady-state* pomeranjima dobijenim 3D proračunom. Za razmatrani tunel dobijena je vrednost faktora rasterećenja napona $\lambda$=0.54 što je u okviru uobičajenog opsega vrednosti 0.5-0.7. Veće vrednosti faktora $\lambda$ odgovaraju slabijem tlu jer su u takvom tlu deformacije koje se dešavaju na čelu tunela pre instaliranja obloge veće. Na osnovu rezultata proračuna dobijenih u ovom radu može se zaključiti da 3D i 2D analize daju slične poprečne profile sleganja kada se usvoji odgovarajući koeficijent redukcije napona, što je u skladu sa zaključcima drugih autora [5,6]. Takođe, dobijeno je dobro slaganje dobijenih poprečnih profila sleganja sa empirijskom Gausovom krivom.

**LITERATURA**


[1] Katzenbach, R.; Breth, H.: *Nonlinear 3-D Analysis for NATM in Frankfurt Clay*. Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, 315-318, 1981.

[2] Wittke, W.: Rock Mechanics: *Theory and Applications with Case Histories*. Springer-Verlag, Berlin, 1990.

[3] Swoboda, G.; Mertz, W.; Schmid, A.: *Three-dimensional numerical models to simulate tunnel excavation.* Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Models in Geomechanics, Niagara Falls, 536-548, 1989.

[4] Lee, G. T. K.; Ng, C. W .W.: *Three-dimensional analysis of ground settlements due to tunnelling: Role of K0 and stiffness anisotropy*. Proc. of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Lyon, 617- 622, 2002.

[5] Vermeer, P. A.; Bonnier, P. G.; Möller, S. C.: *On a smart use of 3D-FEM in tunnelling*. Proc.of the 8th Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics – NUMOG VIII, Rome, Balkema, Roterdam, 361–366, 2002.

[6] Franzius, J. N.; Potts, D. M.; Burland, J. B.: *The influence of soil anisotropy and K0 on ground surface movements resulting from tunnel excavation*. Géotechnique, 55(3): 189-199, 2005.

[7] Mašin, D.: *3D Modeling of an NATM Tunnel in High K0 Clay Using Two Different Constitutive Models*. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering © ASCE, September 2009, 1325-1335, 2009.

[8] Panet, M.; Guenot, A.: *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. Tunnelling 82. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 197-204, 1982.

[9] Swoboda, G.: *Finite element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM)*. In Proc. 3rd Int. Conf. Num. Meth. Geomech, Aachen, Vol. 2: 581-586, 1979.

[10] Addenbrooke, T. I.; Potts, D. M.; Puzrin, A. M.: *The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction*. Géotechnique, 47(3): 693-712, 1997.

[11] Rowe, R. K.; Lo, K. Y.; Kack, G. J.: *A method of estimating surface settlement above tunnel constructed in soft ground*. Canadian Geotechnical Journal, 20: 11-22, 1983.

[12] Lee, K. M.; Rowe, R. K.: *An analysis of three-dimensional ground movements: the Thunder Bay tunnel*. Canadian Geotechnical Journal, 28: 25–41, 1991

[13] Pots D. M. and Zdravković L., 2001. *Finite element analysis in geotechnical engineering, Application*, Thomas Telford

[14] DIANA *Finite Element Analysis, User's Manual release 9.4.3*, TNO DIANA BV, Delft, 2010.

[15] Peck, R. B.: *Deep excavations and tunnelling in soft ground*. In Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanicsand Foundation Engineering, Mexico, State of the art volume: 225–290, 1969.

[16] Mair, R. J.; Taylor, R. N.: *Bored tunneling in urban environment*. Proc. 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Balkema, Rotterdam, 2353-2385, 1997.

[17] Mair, R. J.: *Tunnelling and geotechnics: new horizons*. Géotechnique 58(9): 695-736, 2008.

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Autori:Aleksandra Vasković[1], Bojan Vasković[2], Miko Maljević[3]*

# MONTAŽA ALUMINIJUMSKIH KROVOVA I MEMBRANA NA SANIRANIM REZERVOARIMA VELIKOG PREČNIKA

***Rezime:***

U proleće 1999. godine u toku bombardovanja od strane NATO-a, teško su oštećeni rezervoari R-27 i R-29, zapremine 60.000 $m^3$ na skladištu tečnih goriva NIS-a u Smederevu. U radu su opisana oštećenja i postupci sanacije čelične konstrukcije na rezervoaru R-27 , kao i specifičnosti montaže aluminijumskih kupolastih krovova i aluminijumskih unutrašnjih plivajućih membrana na saniranim rezervoarima, jedinstvenih po svojim dimenzijama u celom svetu.

*Ključne reči: sanacija oštećenja, rezervoar velikog prečnika, montaža alumijumskih kupolastih krovova, montaža aluminijumskih membrana*

# INSTALLATION OF ALUMINIUM DOMES AND DECKS ON REHABILITATED TANKS WITH LARGE DIAMETERS

***Summary:***

In spring 1999. during NATO bombing, the tanks R-27 and R-29 with the volume of 60.000 $m^3$ were severely damaged at the storage of liquid fuels of NIS in Smederevo. The paper describes damages and procedures of the steel structure rehabilitation on the tank R-27, as well as specificities of installation of aluminium domes and aluminium internal floating decks on rehabilitated tanks, unique in the whole world for their dimensions.

*Key words: rehabilitation of damages, large tank diameters, installation of aluminium domes, installation of aluminium decks*

[1] Dipl.inž.maš, rukovodilac službe za razvoj i tehnologiju PC Batajnica, GP Mostogradnja AD
[2] Građ.inž, rukovodilac montaže PC Batajnica, GP Mostogradnja AD
[3] Dipl.inž.maš. IWE, direktor PC Batajnica, GP Mostogradnja AD

# 1. UVOD

U proleće 1999. godine u toku bombardovanja, pogođeni su vertikalni, nadzemni, cilindrični rezervoari R-27 i R-29 za skladištenje derivata nafte, na skladištu tečnih goriva NIS-a u Smederevu. Usled toga su ovi rezervoari koje je GP „Mostogradnja“ AD izrađivala i montirala još davne 1983. godine, pretrpeli značajna oštećenja. To su rezervoari prečnika 73,125m, sa unutrašnjim čeličnim plivajućim krovovima i po svojoj zapremini su i dalje jedinstveni na ovim prostorima. Nakon detaljnog pregleda konstrukcije i studije opravdanosti dalje eksploatacije, usledila je izrada projekta sanacije rezervoara, atmosferskog tipa sa aluminijumskim samonosećim krovom i aluminijumskom plivajućom membranom, a u međuvremenu je uklonjen postojeći unutrašnji čelični plivajući krov i saniran je temelj rezervoara.

GP „Mostogradnja“ AD je za Investitora, Republička direkcija za robne rezerve Beograd, izvršila radove na sanaciji rezervoara R-27, a za Investitora NIS montažu aluminijumskih konstrukcija krova i membrane na rezervoaru R29. Radovi na montaži konstrukcije na gradilištu počeli su u avgustu 2012.godine, a završetak radova je bio u decembru 2013.godine.

Kompletna sanacija čelične konstrukcije rezervoara R-27, uključujući i montažu aluminijumskih krovova i unutrašnjih plivajućih membrana na oba rezervoara R-27 i R-29, trajala je približno 16 meseci.



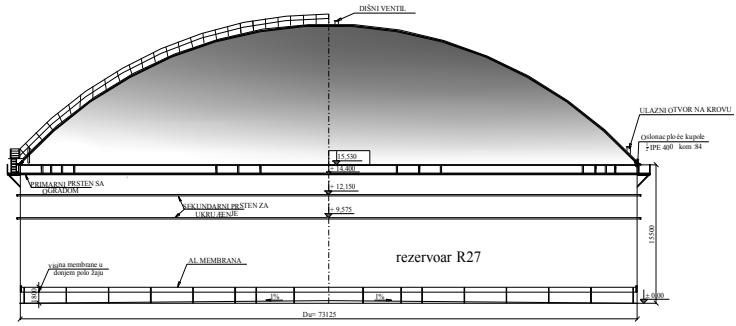

*Slika 1 - Rezervoari nakon sanacije*

# 2. RADOVI NA SANACIJI REZERVOARA R-27

## 2.1. TEHNIČKI PODACI O REZERVOARU

| | |
|---|---|
| Radni fluid: | sirova nafta/BMB/Dizel gorivo |
| Nominalna zapremina: | Vs = 60.000 $m^3$ |
| Visina cilindričnog dela omotača: | Hs = 15.500 mm |
| Unutrašnji prečnik rezervoara: | Du = 73.125 mm |
| Površina dna rezervoara: | 4.200 $m^2$ |
| Tip krova: | Al kupolast, samonoseći |

| | |
|---|---|
| Visina krovne kupole: | 15.703 mm |
| Ukupna visina rezervoara: | 31.203 mm |




*Slika 2 – Dispozicioni crtež rezervoara R-27*

Za potrebe sanacije, urađena su i sledeća dokumenta:

- tehnologija izvođenja radova na sanaciji,
- tehnologija zavarivanja čelične konstrukcije sa tehnologijom navarivanja uboja,
- elaborat zaštite na radu,
- projekat montaže aluminijumskog krova i unutrašnje plivajuće membrane,
- projekat izvedenog stanja objekta i
- elaborat kontrole kvaliteta.

## 2.2. SANACIJA ČELIČNE KONSTRUKCIJE

Od udara projektila, koji je pogodio dno rezervoara R 27, potpuno je bio uništen čelični plivajući krov. Na mestu udara, u centralnom delu dna nastao je krater u temelju, sa uništenim limovima dna, a na samom omotaču od udara gelera nastao je veliki broj proboja i uboja, a došlo je i do značajnih odstupanja od vertikalnosti i kružnosti omotača.

### 2.2.1. Dno rezervoara

Limovi postojećeg primarnog dna su zamenjeni, centralni deo dna je u potpunosti uklonjen i zamenjen novim, a anularni prsten je delimično zamenjen. U svrhu kontrole nepropusnosti dna, ugrađeno je novo sekundarno dno od bradavičastog lima nazivne debljine 6/1,5 mm, zavareno na isti način kao i primarno dno.

### 2.2.2. Omotač rezervoara

Na osnovu detaljnog pregleda oštećenja na omotaču i defektaže oštećenja za svaku od 28 tabli (po svakom prstenu rezervoara) i 8 prstenova (po visini rezervoara), kao i geodetskog snimanja lokalnih deformacija na omotaču, izvršena je klasifikacija oštećenja, definisano je konstruktivno rešenje i postupak sanacije oštećenja na omotaču.

Klasifikacija oštećenja i načini sanacije:

1. Proboji su klasifikovani kao mesta koja su imala vidno izraženu lokalnu deformaciju od udara gelera (iako nije moralo biti i fizički probijeno). Veličina proboja je određivala dimenziju „zakrpe“ čija je dimenzija bila minimum tri puta veća od proboja. Ukupan broj ovako klasifikovanih mesta iznosio je 540, a izgled i položaj zakrpa određivan je u skladu sa standardom API 653.

2. Uboji su klasifikovani kao oštećenja limova do 1/3 debljine lima i oni su tokom sanacije navarivani i brušeni prema tehnologiji navarivanja uboja omotača. Ukupan broj ovako klasifikovanih mesta iznosio je 1217.

3. Zone velikih odstupanja od geometrije, mesta gde je horizontalna deformacija omotača u odnosu na teorijski cilindar bila veća od H/200. Predviđeno je rezanje i uklanjanje postojećih limova, savijanje na zadati radijus rezervoara i ugradnja novih limova u debljini i kvalitetu osnovnog materijala prema projektu. Svi sučeoni zavareni spojevi kontrolisani su ultrazvučnom metodom, vertikalni u obimu 100%, a horizontalni u obimu 20%. Ukupan broj novougrađenih tabli limova iznosio je 173, različitih dužina i širina.
   U zonama većih odstupanja prečnika od +/- 75mm od teorijske geometrije, kao poseban način sanacije primenjivan je i mehanički unos sile uz kontrolisano zagrevanje limova na pojedinim segmentima omotača rezervoara.

Sva nadvišenja na unutrašnjoj strani omotača, nastala zavarivanjem bilo je neophodno obrusiti, kako bi se obezbedilo nesmetano klizanje zaptivača unutrašnje plivajuće membrane. Ugradnja plivajuće membrane i montaža aluminijumskog kupolastog krova unutar rezervoara zahtevali su konstantno kontrolisanje odstupanja geometrije rezervoara, kao i dovođenje geometrije rezervoara u standardom dozvoljene tolerancije.



*Slika 3 – Oštećenja na omotaču rezervoara*



*Slika 4 – Ispravljanje deformacija omotača*

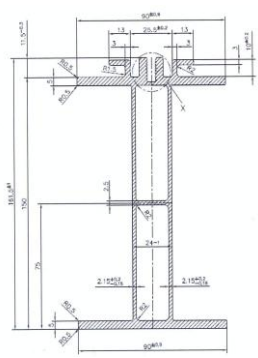
# 3. ALUMINIJUMSKE KONSTRUKCIJE KROVA I PLIVAJUĆE MEMBRANE

## 3.1. KROV REZERVOARA

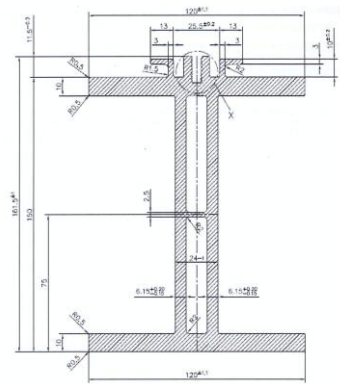
Krov rezervoara je aluminijumski samonoseći, kupolasti i potrebno je da zadovoljava sve zahteve standarda API 650, Appendix G.

Kupola je samonoseća konstrukcija sastavljena od dvostrukih I profila prikazanih na slikama 5,6,7,8 (4 tipa profila J2, J4, J34, K1, ukupno 84 komada), izrađenih od aluminijumske legure AlMgSi0,7 F27 (za profile preseka J) i AlMgSi1 F28 (za profile preseka K). Ovi elementi noseće konstrukcije obezbeđuju stabilnost krova pod sopstvenim i dodatnim opterećenjem od vetra, snega i seizmičkih sila. Međusobne veze više profila u čvoru ostvaruju se aluminijumskim čvornim limovima i specijalnim, „lock bolt“, vijcima koji omogućavaju kontrolisani unos sile pritezanja. Krov se oslanja na omotač preko fiksnih oslonaca koji su zavareni za kružni čelični prsten za oslanjanje krova na vrhu omotača. Na vrhu omotača dodati su kao ukrućenje čelični profili, IPE 400, podužno isečeni. Trougaoni pokrivni limovi kupole su od aluminijumske legure AlMnCu.

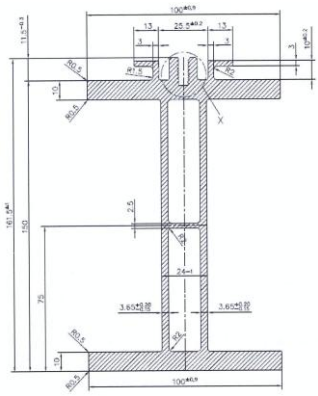
Masa konstrukcije aluminijumskog kupolastog krova iznosi ≈ 55 t.



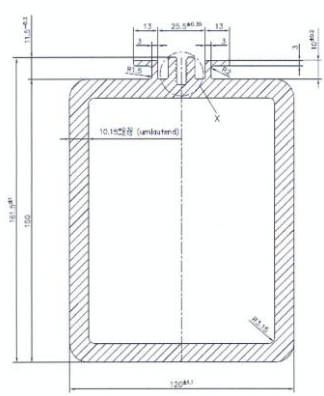
*Slika 5 – Poprečni presek profila J2*



*Slika 6 – Poprečni presek profila J4*



*Slika 7 – Poprečni presek profila J34*



*Slika 8 – Poprečni presek profila K1*

### 3.2. UNUTRAŠNJA PLIVAJUĆA MEMBRANA

U cilju smanjenja gubitaka nastalih usled isparavanja goriva kao i zbog smanjenja aerozagađenja, u rezervoar je ugrađena unutrašnja aluminijumska plivajuća membrana koja je projektovana tako da zadovolji standard za unutrašnje plivajuće krovove API 650, Apendix H. Ugradnja plivajuće membrane treba da smanji gubitke preko 95%.

Noseća konstrukcija sastoji se od plovaka izrađenih od aluminijumskih cevi (pontona) i nosećih aluminijumskih profila od aluminijumske legure AlMgSi, a pokrivni limovi su debljine 0,5/0,7mm, kvaliteta AlMn1. Svi vezni elementi su od nerđajućeg čelika.

Membrana je u svom donjem položaju udaljena 1800 mm od dna rezervoara, što ujedno predstavlja i radni i remontni položaj plivajuće membrane.

Radi sprečavanja isparavanja kroz prostor između omotača i obodnog profila membrane, montira se dupli zaptivni sistem, otporan na uskladišteni fluid, dovoljno fleksibilan da se prilagodi dozvoljenim odstupanjima poluprečnika rezervoara.

Masa konstrukcije unutrašnje aluminijumske membrane iznosi ≈ 14 t.

## 3. MONTAŽA ALUMINIJUMSKE KONSTRUKCIJE

### 3.1. KROV REZERVOARA

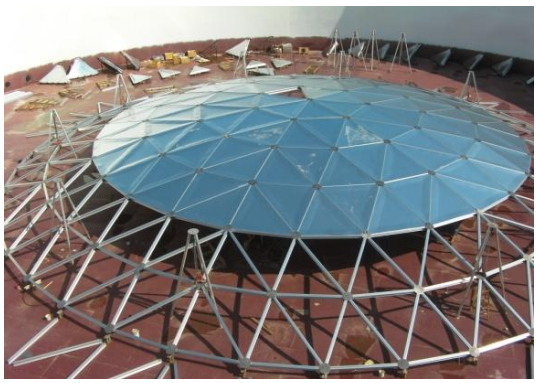
GP „Mostogradnja“ AD je na ovim prostorima prva počela da ugrađuje aluminijumske krovove i membrane na rezervoarima i to u vreme kada su ove konstrukcije tek počele da se primenjuju u svetu. Ipak, do ovih rezervoara, najveći prečnik rezervoara na kome smo ugradili krov i membranu od aluminijuma, iznosio je 43 m.

Ova dva rezervoara su po svojim dimenzijama jedinstveni u regionu, pa je i za isporučioca aluminijumske samonoseće kupole ova konstrukcija bila ozbiljan izazov.

Sama montaža kupolastih krovova ovakvih dimenzija, zahtevala je maksimalnu preciznost ugradnje elemenata u fazi ukrupnjavanja i podizanja konstrukcije u projektovani položaj zbog malog rastojanja između omotača rezervoara i obodnih elemenata krova.

Ukrupnjavanje se vrši postepeno, u unutrašnjosti rezervoara, prsten po prsten, idući od centra ka periferiji uz korišćenje posebnih alata i opreme sve dok se ne izvrši kompletno ukrupnjavanje konstrukcije krova. Za podizanje aluminijumske kupole sa dna rezervoara u projektovani položaj, na omotač rezervoara na jednakim rastojanjima po obimu, u ovom slučaju na 42 mesta, postavljena je pomoćna konstrukcija sa ručnim dizalicama nosivosti 3,5t. Samo podizanje krova se vrši istovremeno, na svih 42 mesta, uz geodetsko praćenje horizontalnosti konstrukcije tokom montaže.

Ukrupnjavanje konstrukcije i montaža aluminijumskog krova na jednom rezervoaru trajala je 40 radnih dana dok je samo podizanje kupole u projektovani položaj trajalo 5 časova.



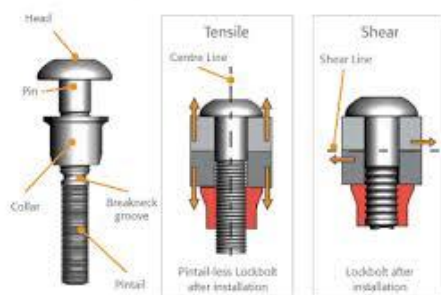



*Slika 9- Početak montaže krovne kupole* *Slika 10 – Krov u projektovananom položaju*

U cilju obezbeđenja maksimalnog kvaliteta i sigurnosti, GP „Mostogradnja“ AD je izvršila dodatnu tehničku kontrolu projekta sa strukturalnom analizom i analizom gubitaka stabilnosti krovne konstrukcije na bazi MKE i proverom nosivosti čvornih veza.

Takođe, obzirom da za isporučene „lock bolt“ vijke, koji su po projektu trebali da budu u kvalitetu 8.8, proizvođač nije mogao da dostavi atestnu dokumentaciju, u Laboratoriji za ispitivanje materijala GP „Mostogradnja“ AD, izvršeno je ispitivanje njihovih mehaničkih karakteristika. Ovom proverom je utvrđeno da je značajna količina isporučenih vijaka bila u kvalitetu 5.6.

Na osnovu svih dobijenih rezultata, GP „Mostogradnja“ AD je dala nalog isporučiocu konstrukcije aluminijumskog krova da izvrši zamenu kompletno isporučenih spojnih sredstava sa „lock bolt“ vijcima u kvalitetu 10.9.




*Slika 11- „lock-bolt“ vijci*

### 3.2. UNUTRAŠNJA PLIVAJUĆA MEMBRANA

Početak montaže obuhvata određivanje centralne ose rezervoara i membrane, a nakon toga sledi montaža obodnog prstena koji se postavlja na aluminijumske oslonce koji se nivelišu zbog konveksnosti ili konkavnosti dna rezervoara.

Nakon toga sledi montaža rama od U nosača koji su uvek paralelni sa centralnom linijom i uvek su na međusobno istom rastojanju. Montaža plovaka, spojenih za U nosače, počinje od centra rezervoara s tim što se postavlja svaki drugi red da bi se omogućilo lakše sklapanje kompletnog rama. Na obodnom prstenu se sa donje strane montiraju plovci, dok se sa gornje strane postavlja zaptivač koji sprečava isparavanje fluida u prostoru između membrane i unutrašnje strane omotača rezervoara.



*Slika 12 – Početak montaže*



*Slika 9 – Membrana u svom radnom položaju*

## 4. ZAKLJUČAK

GP „Mostogradnja“ AD je u svojoj dugogodišnjoj praksi izvršila izgradnju velikog broja rezervoara za skladištenje nafte i naftnih derivata. Ipak, sanacija rezervoara oštećenih nakon bombardovanja zahtevala je specifičan inženjerski pristup svakom objektu ponaosob kao i izradu jedinstvenih tehnologija za izvođenje pojedinačnih radova na sanaciji. Poseban izazov predstavlja i dovođenje geometrije bombardovanog objekta u standardom propisane tolerancije, koje su neophodne za ugradnju aluminijumskih konstrukcija kupolastog krova i unutrašnje plivajuće membrane, a pogotovo kada je reč o konstrukcijama ovako velikih dimenzija.

DGKS DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

14. KONGRES NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR 2014.

*Borislav T. Tomašević*[1]

# VODIČ ZA INVESTITORE® - KAKO IZGRADITI OBJEKAT U REPUBLICI SRBIJI

***Rezime:***

Aktuelan trenutak u Republici Srbiji, kada se na svaki način žele privući investitori, najpre strani, kao i evidentan nedostatak sveobuhvatno obrađene materije iz ove oblasti ,doveo je do stvaranja autorskog dela „Vodič za investitore-Kako izgraditi objekat u Republici Srbiji". Cilj „Vodiča.." je da investitorima, posebno strancima, olakša sagledavanje, razumevanje i rešavanje ukupne problematike izgradnje objekata, a samim tim i implementacije i zaštite njihovih investicionih projekata.Kompletna pravna, urbanistička, i građevinska procedura izgradnje objekata obrađena je na jednom mestu na originalan, jasan i pristupačan način a sve prema zakonskoj regulativi Republike Srbije.

*Ključne reči: investitor, nepokretnost, objekat, izgradnja, zakon, procedura*

# THE GUIDE FOR INVESTORS®- HOW TO DEVELOP A FACILITY IN THE REPUBLIC OF SERBIA

***Summary:***

The actual moment in the Republic of Serbia, when there is a need to atract investors, foreign in particular, as well as an evident lack of a comprehensive overview on the subject matter, have led to the creation of author's work «The Guide for Investors – How to Develop a Facility in the Republic of Serbia». The aim of the guide is to ease to the investers the insight, understanding and solving the complete facility construction, including the implementation and protection of their investment projects. The complete legal, urban and construction procedures processed in one place in an original, clear and accessible way in accordance with the valid legislative of the Republic of Serbia.

*Key words: investor, real estate, facility, develop, law, procedure*

[1]Dipl.inž.grad., direktor Preduzeća za projektovanje, konsalting i inženjering SABLE TRADING DOO, Strahinjića bana 13, Beograd, Srbija, tel.: +381 63 202 755, e-mail: sable.llc@mail.ru, web: www.vodiczainvestitore.com

## 1. UVOD

Prilikom dolaska u stranu zemlju, gde želi da posluje i uloži svoja sredstva, svaki investitor po prirodi svoga posla želi da upozna pravila tržišta zemlje u koju je došao, dakako koja se odnose na njegovu investiciju, a i šire. Samim tim, investitor koji želi da izgradi svoj objekat koji će mu služiti za obavljanje planirane delatnosti, postavlja pitanje kako se u zemlji u koju je došao sa namerom da uloži svoja sredstva, kupuje zemljište (nepokretnost), zapravo, kakva je kompletna procedura - od kupovine zemljišta (nepokretnosti) do uknjižbe gotovog objekta? Drugim rečima, interesuje ga kompletna pravna, urbanistička i građevinska procedura izgradnje objekata u zemlji u koju je došao. Dobro razumevanje i pravilno rešavanje ove problematike omogućava investitoru lakšu realizaciju, pomoć u svakodnevnom radu i potpunu zaštitu njegove investicije u celosti, a ne samo u delu izgrađenog objekta. Rešavanje navedenih pitanja zahteva kompleksan pristup problemu sa ciljem da iz rešenja ovog problema proistekne odgovor koji će investitorima, posebno strancima, omogućiti na jednom mestu sveobuhvatno sagledavanje, razumevanje i rešavanje kompletne problematike.

U Republici Srbiji, u cilju rešavanja navedene problematike - izgradnje objekata, nastalo je delo/priručnik - „Vodič za investitore - Kako izgraditi objekat u Republici Srbiji“ čiji je autor Borislav T. Tomašević, dipl.građ.inž. Uvažavajući najviše standarde razvijenog sveta „Vodič za investitore - Kako izgraditi objekat u Republici Srbiji“, je deponovan i unet u evidenciju autorskih dela i predmeta srodnih prava u Zavodu za intelektualnu svojinu Republike Srbije [1].

## 2. ODLUKA O NASTANKU „VODIČA..“

Aktuelan trenutak u Republici Srbiji, kada se na svaki način žele privući investitori, najpre strani, kao i evidentan nedostatak sveobuhvatno obrađene materije iz ove oblasti, doveo je do stvaranja autorskog dela “Vodič za investitore - Kako izgraditi objekat u Republici Srbiji“. Svedoci smo svakodnevne aktivnosti, kako državnih organa na svim nivoima, tako i privrednika u privlačenju investitora. Praktično, rešenje mnogih naših problema kao društva vidi se u investiranju u našu privredu zdravih sredstava što bi dalo značajan podstrek kvalitetnijem životu društva uopšte.

Odluku da uradim „Vodič“ doneo sam nakon kontakta sa predstavnicima nemačke kompanije LIDL, jednog od najvećih trgovačkih lanaca u Evropi, koji je došao u Srbiju sa namerom da kupi više lokacija u svim njenim delovima i izgradi veći broj svojih supermarketa. Kao prvo, odlučili su da upoznaju pravila tržišta zemlje u koju su došli i sa tim ciljem obilazili su razne ustanove uvek sa istim pitanjem: “Da li znate neku firmu koja bi mogla da nas kroz školovanje naših kadrova sveobuhvatno upozna sa kompletnom pravnom, urbanističkom i građevinskom procedurom izgradnje objekata u Republici Srbiji?“. Na žalost, niko im nije mogao pomoći, jer tako nešto u obimu i na način koji su oni tražili, nije postojalo. Sticajem okolnosti došli su i do moje firme gde su na njihovo pitanje dobili inženjerski jasan i nedvosmislen odgovor: Osnovni principi legalne izgradnje u celom svetu su jednaki i svode se na dokazivanje potrebnog i dovoljnog uslova kao npr.u Višoj matematici. Potreban i dovoljan uslov za legalnu izgradnju su dokaz vlasništva i dokaz urbanizma.Samo ako su istovremeno zadovoljeni i potreban i dovoljan uslov , kao osnovni principi-uslovi i uz zadovoljenje domicilnih propisa u pojedinostima, može se legalno graditi.Ovakav inženjerski jasan i razumljiv pristup rešavanja problema kao i predlog da kompletna procedura izgradnje objekata

bude obrađena na jednom mestu LIDL je u celosti prihvatio.Njihov zahtev me je "naterao" da napišem autorsko delo "Vodič za investitore-Kako izgraditi objekat u Republici Srbiji ". U kreiranju „Vodiča..." korišćeni su nevedeni osnovni principi, domicilni propisi i internacionalno iskustvo sticano širom sveta na projektima na kojima je autor[2] učestvovao.

## 3. KRATAK OPIS „VODIČA.."

„Vodič za investitore-Kako izgraditi objekat u Republici Srbiji", na originalan, inženjerski jasan i pristupačan način obrađuje na jednom mestu u 7 (sedam) tema-poglavlja, kompletnu pravnu, urbanističku i građevinsku proceduru izgradnje svih vrsta objekata, a prema zakonskoj regulativi Republike Srbije. Teme- poglavlja "Vodiča ..." su:

1.Nepokretnosti
2. Prostorno i urbanističko planiranje
3. Javne službe i organi
4. Građevinsko zemljište
5. Izgradnja objekata
6. Zakon o planiranju i izgradnji
7. Spisak dokumenata u postupku izgradnje objekata.

Navedena „temetska poglavlja" jasno ukazuju na sveobuhvatnost rešavanja ovog veoma kompleksnog problema. Pošlo se, kao što je navedeno, na originalan način od činjenice da svugde u svetu važe jednaki osnovni principi legalne izgradnje- dokaz vlasništva i dokaz urbanizma. Drugim rečima, legalno se može graditi samo ako su ovi osnovni principi istovremeno zadovoljeni kao i domicilni propisi, koje svaka zemlja propisuje , u pojedinostima..

Cilj „Vodiča ..." je da na originalan, jasan i pristupačan način investitorima, posebno stranim, olakša sagledavanje, razumevanje i rešavanje ukupne problematike izgradnje objekata a samim tim i zaštite njihove investicije u Republici Srbiji. S obzirom da je ova problematika jedno od delikatnijih, a ujedno i čestih pitanja sa kojima se investitori susreću tokom investiranja u Srbiji, "Vodič ..." daje doprinos olakšanju implementacije i zaštite investicionih projekata kako stranih tako i domaćih investitora. Samim tim „Vodič ..." je i u funkciji skraćivanja vremena potrebnog za pribavljanja neophodne dokumentacije što je danas u Srbiji veliki problem..

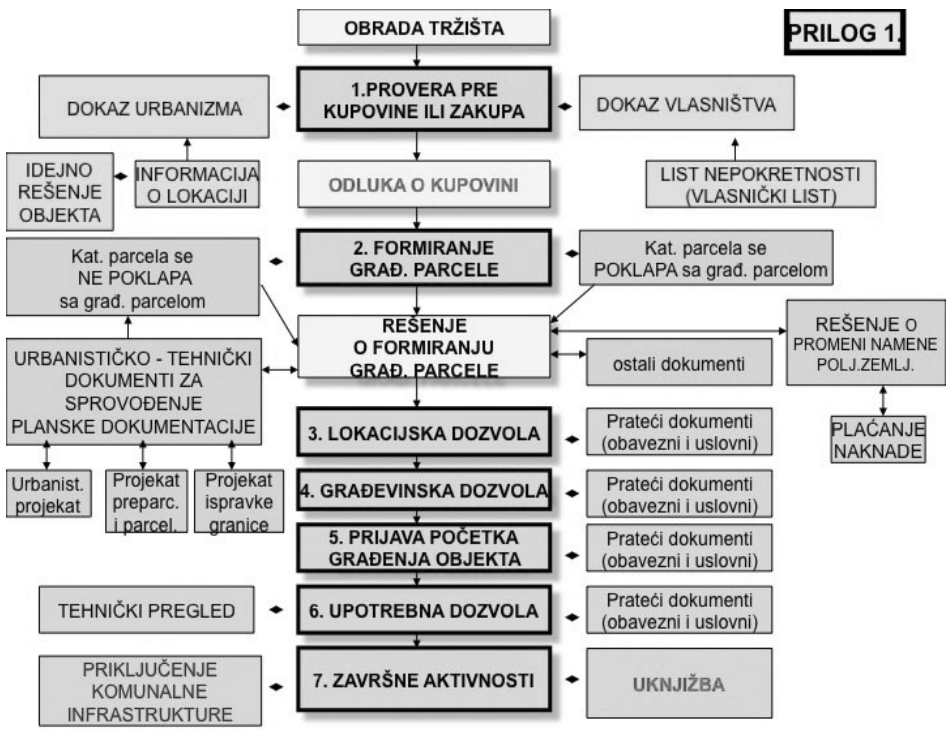
Ciljna grupa „Vodiča..." su investitori, posebno stranci, koji kroz upoznavanje i korišćenje „Vodiča..." stiču neophodna (sa)znanja za planiranje i realizaciju svoje investicije, odnosno, izgradnje objekata po zakonskoj regulativi Republike Srbije. Na taj način investitori izbegavaju nepotrebna „lutanja" koja uvećavaju troškove, zapravo, u svakom trenutku prate realizaciju svog projekta -investicije i troše samo neophodno vreme (novac).

Pored navedenoga, "Vodič..." služi investitorima kao stalni priručnik, pomaže da unapred planiraju i predvide sve optimalne poteze u cilju što kvalitetnije realizacije svog projekta-investicije..

[2]Borislav T. Tomašević, dipl.inž.građ., http://www.vodiczainvestitore.com/o_autoru

## 4. NAČIN PREZENTACIJE I WEB SAJT

Prezentacija „Vodiča“je interaktivna ,tako da na predavanjima- u neposrednom kontaktu sa autorom i njegovim timom, investitor na jednom mestu upoznaje kompletnu problematiku - kako kroz sam „Vodič“ ,tako i kroz odgovore na sva pitanja koja postavi a sve prema zakonskoj regulativi Republike Srbije. Sam „Vodič“, koji se formira tokom trajanja kursa, sastoji od cca 300 slajdova i mnogobrojnih priloga složenih u registrator koji potom služi kao priručnik investitorima u svakodnevnom poslu. Prezentacija i formiranje „Vodiča“ je platna intelektualna usluga koju investitor i davalac usluge regulišu međusobnim ugovorom. Svi zainteresovani,od investitora,preko stručne javnosti ,do radoznalaca,više podataka o „Vodiču“ mogu saznati na sajtu koji je postavljen na nekoliko internet adresa[3].Sajt nudi osnovne podatke o „Vodiču“ na srpskom, engleskom i ruskom jeziku ,što dovoljno govori o njegovim namerama da ciljnoj grupi-investitorima, posebno stranim, svestrano predstavi i preporuči da detaljno, putem navedene prezentacije, upoznaju „Vodič...“ kao i vrste usluga koje nudi preduzeće SABLE TRADING DOO. Pored navedenoga, kao motiv za posetu sajtu prilažu se Slika 1 - sveobuhvatna šema[4] procesa koje treba obaviti kako bi se stiglo do gotovog i legalno izgrađenog- uknjiženog objekta.




*Slika 1- Šema procesa*

[3] http://www.vodiczainvestitore.com/; http://www.investorsguide.rs/; http://www.справочникинвестора.срб/
[4] http://www.vodiczainvestitore.com/vodic

## 5. REFERENCE- KORISNICI

Navode se samo neki od korisnika „Vodiča...“ redosledom kako su koristili „Vodič...“ Prvi korisnik „Vodiča...“ je velika nemačka kompanija LIDL, koja trenutno kupuje više lokacija širom Srbije koristeći, između ostaloga, znanje stečeno kroz prezentaziju „Vodiča...“. Veoma se pohvalno izražavaju o„Vodiču...“ i spremni su da ga preporuče kao veliku pomoć svakom investitoru koji im se preko autora „Vodiča...“ obrati za mišljenje.

„Vodič...“ je po pozivu autor predstavio u Inženjerskoj komori Srbije i to u „Glasniku Inženjerske komore Srbije“ br.31, avgust 2013., rubrika Inovacije[5][2], kao i u okviru Programa permanentnog usavršavanja kroz veoma posećeno predavanje u Beogradu 22.11.2013. koje je stavljeno na sajt - Videoteku Komore[6]

Trgovinsko-industrijska komora Ruske Federacije prepoznala je značaj „Vodiča...“ i na svoj sajt[7] postavila veoma opširnu informaciju[8] o „Vodiču...“

Takođe, i velika kompanija LAFARGE iz Beočina upoznala je svoj menadžerski tim sa „Vodičem..“ kroz interaktivna predavanja koje je autor održao u dva seminarska dana.

Svi dosadašnji korisnici visoko vrednuju „Vodič...“ i pomoć koju im pruža u svakodnevnom poslu i preporučuju ga kao priručnik svakom investitoru.

## 6. ZAKLJUČAK

“Vodič..“ je prilagođen potrebama investitora, kako stranih tako i domaćih, na jednom mestu obrađuje celokupnu problematiku izgradnje objekata u Republici Srbiji i tako kao svestran priručnik pomaže investitorima u donošenju njihovih odluka u svakodnevom poslu. Kompletna pravna, urbanistička i građevinska procedura izgradnje objekata obrađena je na originalan, jasan i pristupačan način a sve prema zakonskoj regulativi Republike Srbije. U radu je dat kratak prikaz suštine i osnovnih principa „Vodiča...“ sa preporukom da svi zainteresovani, kako je navedeno, detaljno upoznaju kompletan „Vodič..“ kroz interaktivna predavanja u neposrednom kontaktu sa autorom i njegovim timom.

Postavlja se pitanje kako će se na “Vodič...“ odraziti promena zakonske regulative, kao što je npr. promena Zakona o planiranju i izgradnji ? Osnovni principi legalne izgradnje- dokaz vlasništva i dokaz urbanizma, na kojima počiva „Vodič..“, ne mogu se suštinski promeniti nikada i uvek moraju biti istovremeno zadovoljeni kao potreban i dovoljan uslov . Samim tim svaki investitor, koji želi da legalno izgradi svoj objekat, uvek će morati da istovremeno zadovolji osnovne principe –dokaz vlasništva i dokaz urbanizma kao i domicilne propise u pojedinostima . Može doći do manjih ili većih promena nekog zakona- domicilnih propisa koje ne mogu ugroziti ove osnovne principe. Sve te eventualne promene ispratiće se kroz ažuriranje „Vodiča“ koje će se permanentno sprovoditi. Znanje stečeno kroz „Vodič“ investitori će uvek moći primeniti, a sve eventualne promene zakonske regulative, lako razumeti .

[5] http://www.ingkomora.rs/glasnik/31/download/Glasnik_br_31.pdf
[6] https://www.ingkomora.rs/video/index.php?id=221113
[7] www.tikrf.org
[8] http://www.tikrf.org/vodic-za-investitore-kako-izgraditi-objekat-u-republici-srbiji/

## LITERATURA:


**[1]** Tomašević, B.: *Vodič za investitore- Kako izgraditi objekat u Republici Srbiji,* Zavod za intelektualnu svojinu Republike Srbije, Beograd, 2011., Potvrda broj : A-239/2011/1 od 31.10.2011.o unošenju u evidenciju i deponovanju autorskih dela i predmeta srodnih prava u Zavodu za intelektualnu svojinu, dana 20.10.2011.godine, pod rednim brojem **5001.**

**[2]** Tomašević, B. : *Vodič za investitore- Kako izgraditi objekat u Republici Srbiji*, Glasnik inženjerske komore Srbije, Beograd, 2013, broj 31, inovacije, strana od 89-90

**[3]** Zakonska regulativa iz oblasti izgradnje objekata Republike Srbije i drugih zemalja

**[4]** Tomašević, B. : *Vodič za investitore- Kako izgraditi objekat u Republici Srbiji*, Međunarodna konferencija-Savremena dostignuća u građevinarstvu, Zbornik radova Građevinskog fakulteta u Subotici,Specijalno izdanje, Subotica, 2014, strana 190+CD

**[5]** Internet: preuzeto 30.08.2014.

(2)http://www.vodiczainvestitore.com/o_autoru
(3)www.vodiczainvestitore.com;
www.investorsguide.rs/;www.spravočnikinvestora.srb/;
(4)www.vodiczainvestitore.com/vodic
(5)http://www.ingkomora.rs/glasnik/31/download/Glasnik_br_31.pdf;
(6)https://www.ingkomora.rs/video/index.php?id=221113;

(7)www.tikrf.org;

(8)http://www.tikrf.org/vodic-za-investitore-kako-izgraditi-objekat-u-republici-srbiji/

**DGKS** DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

**14. KONGRES** NOVI SAD 24-26. SEPTEMBAR **2014.**

*Sanja Jocković[1], Mirjana Vukićević[2]*

## KRUTOST TLA PRI MALIM DEFORMACIJAMA

***Rezime:***

Određivanje krutosti tla u području veoma malih i malih deformacija je ključni faktor za racionalno projektovanje i predviđanje ponašanja tla kako pri statičkom tako i pri dinamičkom opterećenju. U radu je dat pregled laboratorijskih i terenskih postupaka merenja deformacija i određivanja krutosti tla, sa osvrtom na uticaj brzine smicanja na krutost sitnozrnog tla. Prikazana je hiperbolička funkcija kojom je opisan pad krutosti sa porastom smičućih deformacija za primenu u statičkim analizama.

*Ključne reči: krutost tla, male deformacije, modul smicanja, brzina smicanja*

## SMALL STRAIN STIFFNESS OF SOIL

***Summary:***

Soil stiffness determination in the area of very small and small deformation is a key factor for the rational design and prediction of soil behaviour both in static and dynamic load. This paper presents an overview of laboratory and field methods for strain measurements and determination of soil stiffness, with emphasis on the effect of strain rate on the fine-grained soil stiffness. Hyperbolic function which describes the decrease of stiffness with increasing shear deformation for use in static analyses is presented.

*Ključne reči: soil stiffness, small strain, shear modulus, strain rate*

[1] Asistent, dipl. inž. građ., Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd
[2] Docent dr, dipl. inž. građ., Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd

# 1 UVOD

Za racionalno projektovanje geotehničkih konstrukcija neophodna je adekvatna analiza deformacija tla. To podrazumeva upotrebu metoda proračuna koje bi obuhvatile što više elemenata realnog ponašanja tla i konstrukcije, kao i njihovu interakciju. Veliki napredak u razvoju savremenog numeričkog modeliranja postignut je neprekidnim usavršavanjem terenskog i laboratorijskog ispitivanja tla, korišćenjem naprednih konstitutivnih modela tla, kao i kvalitetnim povratnim, parametarskim i uporednim analizama.

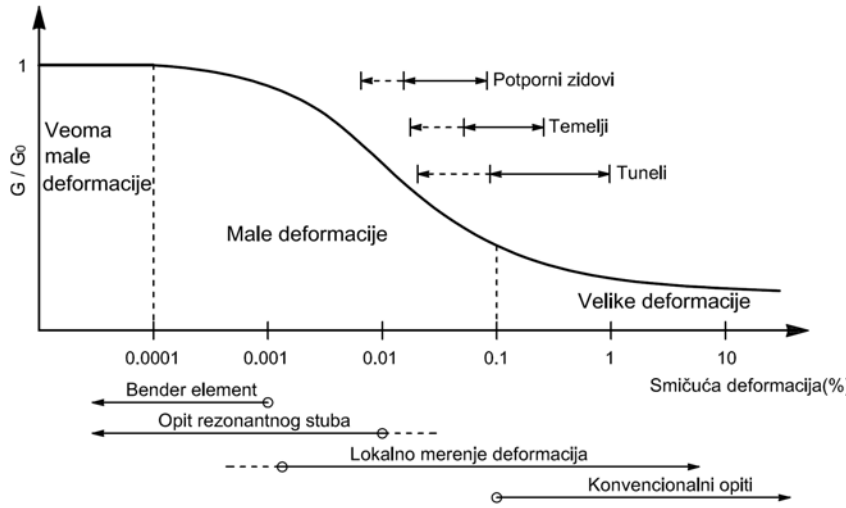
Upravo povratnim analizama, iz registrovanih pomeranja u tlu u okolini geotehničkih konstrukcija, je utvrđeno da je krutost tla određena konvencionalnim laboratorijskim opitima znatno potcenjena. Krajem sedamdesetih i početkom osamdesetih godina prošlog veka, intezivno se radilo na razvijanju laboratorijskih uređaja za merenje deformacija na samom uzorku u triaksijalnom aparatu [1-6]. Opsežna laboratorijska ispitivanja su dokumentovala da je odnos napona i deformacija izrazito nelinearan i u području malih deformacija. Takođe je utvrđeno da je krutost tla u tom području i do nekoliko puta veća od one koja se dobija ispitivanjem tla u statičkom triaksijalnom opitu [7-9]. Zabeležen je pad krutosti i preko deset puta sa porastom smičućih deformacija od 0.001% do 1%. Atkinson [10] navodi da je ovo jedno od glavnih dostignuća u oblasti geotehničkog inženjerstva u poslednjih 30 godina.

U polulogaritamskom dijagramu, pad krutosti sa porastom smičućih deformacija je prikazan kao karakteristična *S-kriva* (Slika 1), dok se generalno smičuće deformacije mogu svrstati u tri grupe [11, 12]:

1. veoma male deformacije, $\gamma_{EL} < 0.0001\%$. Područje linearne elastičnosti, deformacije su povratne, a modul smicanja je približno konstantan i obeležava se sa $G_0$ (inicijalni modul smicanja) ili $G_{max}$ (maksimalni modul smicanja).
2. male deformacije, $0.0001\% < \gamma < 0.1\%$ (1%). Modul smicanja nelinearno opada sa porastom smičućih deformacija. Sa povećanjem deformacija u ovom području iz zone nelinearne elastičnosti se prelazi u zonu gde se pojavljuju trajne plastične deformacije u tlu.
3. velike deformacije, $\gamma > 0.1\%$ (1%). Područje konvencionalnih laboratorijskih opita, gde modul smicanja ima relativno malu vrednost.

Vrednosti graničnih deformacija su zasnovane na konceptualnim okvirima ponašanja tla i objavljenim eksperimentalnim podacima.

U dinamici tla, fenomen krutosti pri malim i veoma malim deformacijama datira još od 1970. godine [13]. Dugo se smatralo da eksperimentalni rezultati dobijeni pri dinamičkom opterećenju nisu primenljivi u analizi pri statičkom opterećenju, pre svega zbog prirode opterećenja, odnosno inercijalnih efekata i velike brzine smicanja. Razvoj novih tehnologija merenja deformacija doveo je do saznanja da su zavisnosti modula smicanja i smičućih deformacija dobijene pri statičkom opeterećenju vrlo slične već ranije poznatim zavisnostima pri dinamičkom opterećenju. Stokoe i dr. [14] navode da inercijalni efekti neznatno utiču na povećanje krutosti tla pri veoma malim deformacijama. Termini u literaturi poznati kao „statički modul smicanja" i „dinamički modul smicanja" nisu dve različite elastične konstante, već su samo dve vrednosti modula smicanja (sekantni ili tangentni) određene pri različitom nivou smičućih deformacija. Ova hipoteza je potvrđena brojnim laboratorijskim i terenskim ispitivanjima tla [8, 9, 11, 15].




*Slika 1. Pad krutosti sa porastom smičućih deformacija (S-kriva) Atkinson & Sallfors [1], Mair [12]*

## 2 ODREĐIVANJE KRUTOSTI TLA U PODRUČJU MALIH DEFORMACIJA

Zabeležene deformacije u tvrdom prekonsolidovanom tlu u okolini geotehničkih objekata kao što su temelji, potporne konstrukcije i tuneli obično ne prelaze 0.5% pri radnom statičkom opterećenju, Slika 1 [8, 16, 17]. Iz tog razloga je adekvatno određivanje krutosti tla u području veoma malih i malih deformacija ključni faktor za racionalno projektovanje i predviđanje pomeranja u tlu.

Za određivanje veze između napona i deformacija u tlu, u laboratoriji se najčešće koristi konvencionalni triaksijalni aparat. Međutim, krutost tla određena na osnovu rezultata ovog opita je znatno niža od krutosti izračunate povratnim analizama. Dobijena mala krutost se pripisivala ispucalosti uzoraka tokom uzimanja na terenu i tokom ugrađivanja u laboratorijsku aparaturu, tj. „poremećenosti uzoraka". Unapređenjem tehnike merenja deformacija uzorka u opitu, utvrđeno je da su nesavršenost aparata i načina merenja deformacija, kao i nesavršen kontakt uzorka, postolja i kape (naročito ako gornja i donja površina uzorka nisu paralelne i glatke) glavni uzroci takvog neslaganja. U početnoj fazi opterećivanja, tokom naleganja uzorka je već prekoračen region malih deformacija i najmanja deformacija koja može biti izmerena u konvencionalnom triaksijalnom aparatu iznosi približno 0.1%.

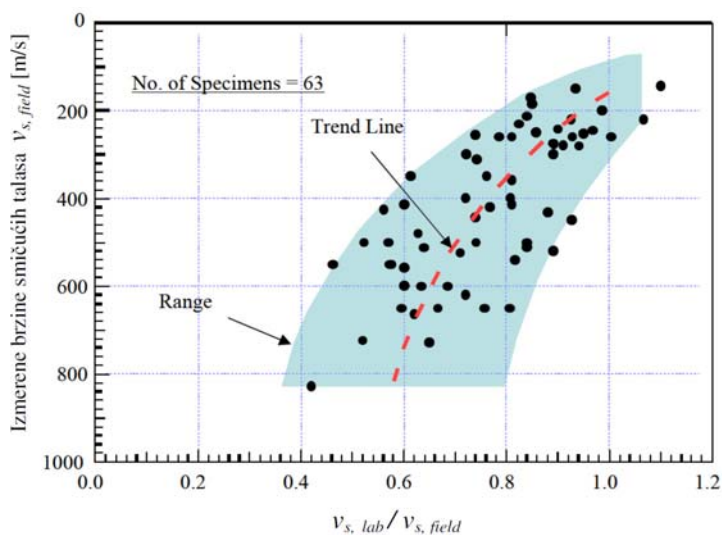
Da bi se izbegli parazitski uticaji, deformacije je potrebno meriti na samom uzorku. Transduseri visoke rezolucije (LDT - *Local Deformation Transducer*, LVDT - *Linear Variable Differential Transformer,* HELST - *Hall Effect Local Strain Transducer*) se postavljaju na srednjoj trećini visine uzorka u triaksijalnom aparatu i na taj način je moguće ispitati naponsko deformacijsko ponašanje tla u širokom rasponu deformacija. Pored statičkih ispitivanja, krutost tla u području veoma malih i malih deformacija je moguće odrediti i dinamičkim ispitivanjima

i to opitom rezonantnog stuba, opitom torzionog smicanja, dinamičkim triaksijalnim opitom, kao i bender element testom i geofizičkim ispitivanjima na terenu. Na Slici 1 je prikazan merni opseg deformacija u pojedinim laboratorijskim ispitivanjima.

Postupci za utvrđivanje karakteristika tla na terenu, zasnivaju se na merenju brzina smičućih i kompresionih talasa koji se šire kroz tlo. Geofizičkim metodama se u tlu indukuju deformacije manje od 0.001%, tako da se baziraju na teorijama širenja talasa u elastičnim sredinama. Na osnovu izmerene brzine smičućih talasa $v_s$ i poznavanjem zapreminske težine (gustine) tla $\rho$, inicijalni modul smicanja se može odrediti kao:

$$G_0 = \rho \cdot v_s^2 \tag{1}$$

Prednost terenskih ispitivanja je u tome što ne zahtevaju uzorkovanje, a ispitivanje velike zapremine tla smanjuje mogućnost da se karakteristike tla odrede na nereprezentativnim uzorcima. Sa druge strane u terenskim ispitivanjima se ne mere karakteristike tla, već se određuju indirektno. Uticaj poremećenosti uzoraka na $G_0$ istraživali su: Richart [18], Toki i dr. [19], Kohata i dr. [20], Hight i dr. [21], Stokoe i Santamarina [22], Landon i dr. [23]. Sistematizacijom podataka određivanja inicijalnog modula smicanja u laboratoriji $G_{0,lab}$ i na terenu $G_{0,field}$ sa nekoliko lokacija u Japanu, Toki i dr. [19] su utvrdili da se odnos $G_{0,lab}/G_{0,field}$ pretežno kreće u granicama 0.8-1.2 za reprezentativne uzorke gline (uzorkovane tankozidnim cilindrom). Takođe je zabeleženo da za uzorke peska i mekih stena, čija je struktura znatno poremećena tokom uzorkovanja, $G_{0,lab}$ iznosi svega $0.25G_{0,field}$. Rezultati ROSRIN studije (Resolution Of Site Response Issues from Northridge Earthquake) [22] pokazuju da se laboratorijskim ispitivanjima dobijaju niže vrednosti inicijalnog modula smicanja (Slika 2). U laboratoriji su ispitana 63 neporemećena uzorka (uzeta sa dubina od 4-240m) u opitima rezonantnog stuba i opitima torzionog smicanja. Sa druge strane, terenskim *Crosshole* testovima i *Suspension logger* testovima su dobijene brzine prostiranja smičućih $v_{s,field}$ talasa do dubina od oko 300m.




*Slika 2. Rezultati ROSRIN studije, Stokoe & Santamarina [22]*

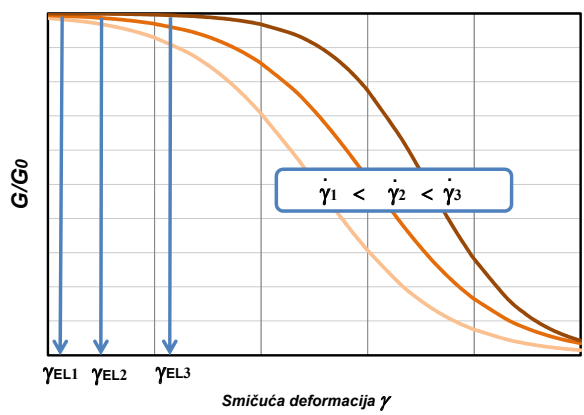
Može se uočiti trend da odnos $G_{0,lab}/G_{0,field}$ opada sa porastom brzine prostiranja smičućih talasa i da laboratorijski određen inicijalni modul smicanja može imati i tri puta manju vrednost u odnosu na vrednost dobijenu terenskim ispitivanjima. Dobijeni rezultati svakako ukazuju na važnost pravilnog uzorkovanja uz minimalne poremećaje strukture i vlažnosti, koji imaju odlučujući uticaj na mehaničko ponašanje tla.

Određivanje krutosti tla od veoma malih do velikih deformacija najčešće zahteva kombinovanje tehnologija ispitivanja. Uobičajen je postupak da se moduli pri veoma malim deformacijama odrede dinamičkim ili geofizičkim ispitivanjima, a odgovarajuće krive redukcije modula, utvrde na reprezentativnim, neporemećenim uzorcima tla ispitivanjem u triaksijalnom aparatu sa lokalnim merenjem deformacija na uzorku.

# 3 UTICAJ BRZINE SMICANJA NA KRUTOST SITNOZRNOG TLA

Laboratorijska ispitivanja pokazuju da na krutost tla od veoma malih do velikih deformacija najviše utiču koeficijent poroznosti tla, srednji efektivni napon, indeks plastičnosti, stepen prekonsolidacije, dijagenetski procesi, istorija napona i deformacija. U literaturi su publikovane i brojne empirijske korelacije, pre svega za inicijalni modul smicanja $G_0$ [24, 25, 26, 27]. Takođe je utvrđeno da povećanje brzine smicanja neznatno utiče na povećanje $G_0$ [28, 29, 30], što potvrđuje hipotezu da je $G_0$ moguće odrediti pri statičkom i dinamičkom opterećenju, kao i u dreniranim i nedreniranim uslovima opterećivanja, jer se pri veoma malim deformacijama ne razvija dodatni porni pritisak u tlu.

Sa druge strane, uočen je uticaj brzine smicanja na krutost sitnozrnog tla u području malih i velikih deformacija ($\gamma$>0.0001%) [28, 30]. Dok se sa povećanjem brzine smicanja vrednost $G_0$ ne menja, povećava se vrednost granične deformacije smicanja $\gamma_{EL}$ koja razdvaja područje veoma malih i malih deformacija, Slika 3.




*Slika 3. Povećanje elastične zone sa povećanjem brzine smicanja*

Za desetostruko povećanje brzine smicanja, Kulhawy i Mayne [31] su u području velikih deformacija zabeležili povećanje krutosti uzoraka gline od 10 %, dok su Lo Presti i dr. [32] ispitivanjem gline niske do srednje plastičnosti dobili povećanje krutosti od 5% za deformacije od 0.01% i povećanje od 10% za deformacije od 1%. Dobijeni rezultati ukazuju da se program laboratorijskih ispitivanja (brzina smicanja) mora planirati u zavisnosti od vrste problema koja će se analizirati (statička ili dinamička analiza).

U nedostatku laboratorijskih i terenskih istraživanja za konkretan problem, publikovani rezultati ispitivanja različitih vrsta tla i u različitim uslovima imaju neprocenjiv značaj za uspostavljanje korelacija. Vardanega i Bolton [33] su analizirali rezultate 67 testova na 21 sitnozrnom tlu (gline i prašine). Baza podataka je obuhvatala ispitivanja krutosti tla u širokom rasponu deformacija na normalno konsolidovanim i prekonsolidovanim uzorcima (OCR=1-17), sa različitih lokacija, u različitim laboratorijskim testovima (opit rezonantnog stuba, triaksijalni opit, opit torzionog smicanja) u periodu od 30 godina. Cilj je bio da se odredi funkcija kojom će se najbolje opisati redukcija modula smicanja u području malih deformacija i to za primenu u statičkim analizama u praksi. S obzirom da je većina podataka iz dinamičkih laboratorijskih opita (opit rezonantnog stuba sa velikom brzinom smicanja), bilo je potrebno redukovati vrednosti izmerenih modula smicanja. Koeficijent redukcije je određen u odnosu na procenjenu brzinu smicanja u statičkom nedreniranom opitu triaksijalne kompresije koja iznosi 0.0001%/*s* i uz pretpostavku da krutost sitnozrnog tla raste 5% za desetostruko povećanje brzine smicanja. Korigovane krive su prikazali u normalizovanom obliku hiperboličkom funkcijom [34]:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1+\left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^{\alpha}} \tag{2}$$

gde su:

$\gamma_{ref}$ – referentna deformacija pri kojoj modul smicanja opadne na polovinu prvobitne vrednosti
$\alpha$ – parametar krivine

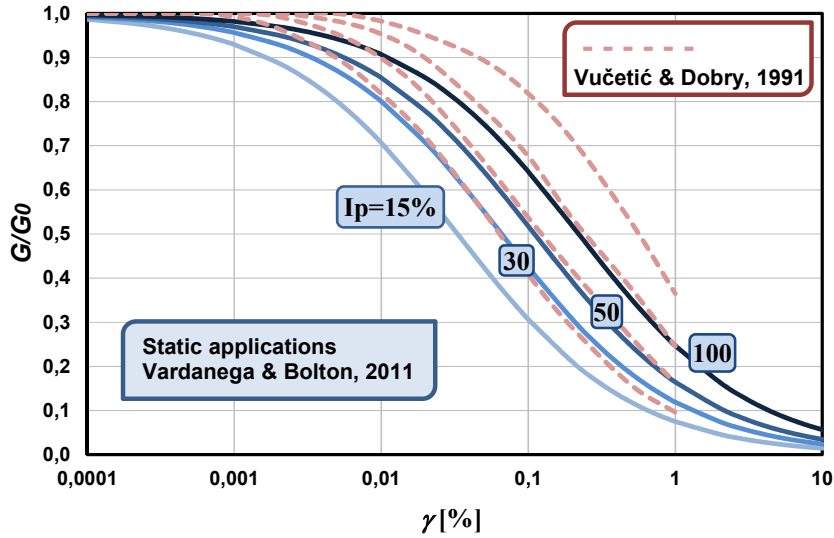
Nakon sistematizacije i obrade podataka (za detalje videti [33]), predložena funkcija za primenu u statičkim analizama (mala brzina smicanja) je:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1+\left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^{0.736}} \tag{3}$$

sa referentnom deformacijom koja zavisi samo od indeksa plastičnosti (decimalno) u obliku:

$$\gamma_{ref} = 2.2\frac{I_p}{1000} \tag{4}$$

Na Slici 4 su prikazane dobijene redukcione krive za statičke analize, za nekoliko vrednosti indeksa plastičnosti. Takođe su, za iste vrednosti indeksa plastičnosti, prikazane i redukcione krive koje su eksperimentalno odredili Vučetić i Dobry [35], a koje se u dinamici tla koriste već više od 20 godina. Za sve nivoe deformacija, krive Vučetić i Dobry pokazuju veću krutost, što je i razumljivo jer su određene u dinamičkom opitu rezonantnog stuba, sa velikom brzinom smicanja.




*Slika 4. Redukcione krive modula smicanja za primenu u statičkim analizama*

## 5 ZAKLJUČAK

Unapređene tehnike merenja deformacija uzoraka u laboratoriji su doprinele da se uoči trend ponašanja tla u funkciji veličine smičućih deformacija, pri statičkom i dinamičkom opterećenju. Osnovni zaključak je da termini u literaturi poznati kao „statički modul smicanja" i „dinamički modul smicanja" nisu dve različite elastične konstante, već su samo dve vrednosti modula smicanja (sekantni ili tangentni) određene pri različitom nivou smičućih deformacija. S obzirom da brzina smicanja ne utiče na krutost tla pri veoma malim deformacijama, inicijalni modul smicanja je moguće odrediti u statičkim i dinamičkim opitima, u dreniranim i nedreniranim uslovima opterećivanja, jer se pri veoma malim deformacijama ne razvija dodatni porni pritisak u tlu. Pored pažljivo sprovedenih opita, pravilno uzorkovanje ima odlučujući uticaj na mehaničko ponašanje tla.

U nedostatku laboratorijskih i terenskih istraživanja za konkretan problem, publikovani rezultati ispitivanja različitih vrsta tla i u različitim uslovima imaju neprocenjiv značaj. U literaturi se mogu naći brojne empirijske korelacije inicijalnog modula smicanja sa karakteristikama tla koje se rutinski određuju u laboratoriji. Zbog uticaja brzine smicanja na krutost sitnozrnog tla u području malih i velikih deformacija, kod usvajanja odgovarajuće krive iz literature je potrebno voditi računa ne samo o sličnim karakteristikama tla, već i pod kojim uslovima je kriva određena (statička ili dinamička ispitivanja), kao i o tome da li se primenjuje u statičkoj ili dinamičkoj analizi deformacija tla. Redukcija modula smicanja se najčešće predstavlja u normalizovanom obliku i to hiperboličkom funkcijom.

Za pouzdano i ekonomično predviđanje deformacija tla je pored kvalitetnog uzorkovanja i laboratorijskih i terenskih ispitivanja, potrebno korišćenje naprednih konstitutivnih modela koji uzimaju u obzir izrazitu nelinearnost tla. To je naročito bitno u tvrdom prekonsolidovanom tlu,

gde deformacije u okolini geotehničkih objekata obično ne prelaze 0.5% pri radnom statičkom opterećenju. U analizama sa konstantnom krutošću koja je određena u konvencionalnom laboratorijskom opitu su obično precenjena pomeranja fleksibilnih potpornih konstrukcija i sleganja tla ispod temelja, a naročito u okolini opterećenje površine koja je u zoni malih deformacija. Sa druge strane, sleganja tla usled izgradnje tunela su potcenjena u zoni iznad tunelske konstrukcije (zona velikih deformacija), dok se u okolnom području (zona malih deformacija) dobijaju nešto veća sleganja od vrednosti izmerenih na terenu.

U Srbiji je određivanje krutosti tla pri veoma malim i malim deformacijama još uvek na nivou empirijskih korelacija. U okviru naučno istraživačkog projekta broj 36046 *Istraživanje uticaja vibracija od saobraćaja na zgrade i ljude u cilju održivog razvoja gradova*, je predviđena nabavka laboratorijske opreme (bender element) za određivanje inicijalnog modula smicanja. Ispitivanja će se vršiti u Laboratoriji za mehaniku tla Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu.

**LITERATURA**


[1] Burland, J.B., Symes, M.: *A simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus*. Géotechnique, Volume 32, Number 1, 1982, 62-65.

[2] Jardine, R. J., Symes, M. J. R. P., Burland, J.B.: *The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus*. Géotechnique, Volume 34, Number 3, 1984, 232-340.

[3] Clayton, C.R.I., Khratush, S.A.: *A new device for measuring local strains on triaxial specimens.* Géotechnique, Volume 36, Number 4, 1986, 593-597.

[4] Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.S., Sato, T.: *A simple gauge for local strain measurements in the laboratory*. Soils and Foundations, Volume 31, Number 1, 1991, 169-180.

[5] Cuccovillo, T., Coop, M.R.: *The measurement of local axial strains in triaxial testing using LVDTs*. Gèotechnique, Volume 47, Number 1, 1997, 167-171.

[6] Da-Re, G., Santagata. M.C., Germaine, J.T.: *Lvdt based system for the measurement of the prefailure bahaviour of geomaterials*. Geotechnical Testing Journal 24(3), 2001, 288–298.

[7] Jardine, R.J., Potts, D.M., Fourie, A.B., Burland, J.B.: *Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction.* Géotechnique, Volume 36, Number 3, 1986, 337-396.

[8] Burland, J. B.: *Ninth laurits bjerrum memorial lecture: 'small is beautiful' - the stiffness of soils at small strains*. Canadian Geotechnical Journal 26, 1989, 499–516.

[9] Tatsuoka, F., Shibuya, S.: *Deformation characteristics of soils and soft rocks from field and laboratory tests.* Keynote Lecture, Proc. 9th Asian reg. Conf. on SMFE, Bangkok, 1992, 101-170.

[10] Atkinson, J.H.: *Non-Linear soil stiffness in routine design.* Géotechnique, Volume 50, Number 5, 2000, 487-508.

[11] Atkinson, J.H., Sallfors,G.: *Experimental determination of soil properties characteristic in laboratory and situ test.* Proc. 10th ECSMFE, Florence, 3, 1991, 915-956.

[12] Mair, R.J.: *Developments in geotechnical engineering research: application on tunnels and deep excavations*. Proceedings of Institution of Civil Engineers, Civil Engineering, Unwin Memorial Lecture, 1992, 27-41.

[13] Seed, H.B., Iddris, I.M.: *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*. Report 70-10, EERC, Berkeley, CA, 1970.

[14] Stokoe, K.H., Darendeli, M.B., Andrus, R.D., Brown, L.T.: *Dynamic soil properties: laboratory, field and correlations studies.* Proc. Second Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, (3), 1999, 811-845.

[15] Georgiannou, V.N., Rampello, S., Silvestri, F.: *Static and dynamic measurements of undrained stiffness on natural overconsolidated clays*. The Proceedings of the 10th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, Vol. 1, 1991, 91-95.

[16] Burland, J.B., Simpson, B., St. John, H.D.: *Movements around excavations in London clay*. Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics, Vol. 1, Brighton, 1979, 13-30.

[17] Tatsuoka,F., Kohata,Y.: *Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications.* Keynote Lecture, Proc. of Int. Symposium Pre-Failure Deformation of Geomaterials, Balkema, Rotterdam, Volume 2, 1995, 947-1063.

[18] Richart Jr., F.E.: *Dynamic stress-strain relationships for soils*, *S-O-A*. Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, Tokyo, 1977, 605-612.

[19] Toki, S., Shibuya, S., Yamashita, S.: *Standardization of laboratory test methods to determine the cyclic deformation properties of geomaterials in Japan*. Proc. of Int. Symposium Pre-Failure Deformation of Geomaterials, Balkema, Rotterdam, Volume 2, 1995, 741-784.

[20] Kohata, Y., Tatsuoka, F., Wang, L., Jiang, G.L., Hoques, E., Kodaka, T.: *Modeling of the non-linear deformation properties of stiff geomaterials*. Geotechnique, Volume 47, Number 3, 1997, 563-580.

[21] Hight, D.W., Bennell, J.D., Chana, B., Davis, P.D., Jardine, R.J., Porovic, E.: *Wave velocity and stiffness measurements of the Crag and Lower London Tertiaries at Sizewell*. Geotechnique, Volume 47, Number 3, 1997, 451-474.

[22] Stokoe, K.H., Santamarina, J.C.: *Seismic-wave-bases testing in geotechnical engineering*. GeoEng 2000, International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Volume 1, 2000, 1490-1536.

[23] Landon, M.M., De Groot, D.J., Jakubowski, J.: *Comparison of shear wave velocity measured in situ and on block samples of a marine clay*. Proceedings 57th Canadian Geotechnical Conference, Quebec, 2004, 22-28.

[24] Hardin, B. O., Drnevich, V.P.: *Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Div., ASCE, Volume 98, Number SM6, June, 1972, 603-624.

[25] Jamiolkowski M., Leroueil S., LoPresti D.C.F.: *Theme lecture: Design parameters from theory to practise*. Proceedings, Geo-Coast '91, Yokohama, Japan, 1991, 1-41.

[26] Viggiani, G., Atkinson, J. H.: *Stiffness of fine-grained soil at very small strains.* Géotechnique, Volume 45, Number 2, 1995, 249-265.

[27] Benz, T.: *Small-strain stiffness and its numerical consequences*. Ph.D. Thesis, University of Stuttgart, 2007.

[28] Tatsuoka, F., Jardine, R.J., LoPresti, D., Di Benedetto, H., Kodaka, T.: *Theme Lecture: characterizing the pre-failure deformation properties of geomaterials.* Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volume 4, Hamburg, 1997, 2129-2164.

[29] Leroueil, S., Marques, M.E.S.: *Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering*. Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior, GSP No. 61, ASCE, New York, 1996, 1-60.

[30] Quinn, T.: *Rate effects in fine grained soils*. Ph.D. Thesis, University of Dundee, 2013.

[31] Kulhawy, F.H., Mayne, P.W.: *Manual on estimating soil properties for foundation design.* Electric Power Research Institute, Report EL-6800, Palo Alto, 1990.

[32] Lo Presti, D.C.F., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A., Pedroni, S.: *Shear modulus and damping of soils*. Géotechnique, Volume 47, Number 3, 1997, 603-617.

[33] Vardenega, P.J., Bolton, M.D.: *Practical methods to estimate the non-linear shear stiffness of fine grained soils.* International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Seoul, Korea, 2011.

[34] Darendeli, M.B.: *Development of a new family of normalised modulus reduction and material damping curves*. PhD thesis, University of Texas at Austin, USA, 2001.

[35] Vučetić, M., Dobry, R.: *Effect of soil plasticity on cyclic response*. Journal of Geotechnical Engineering (ASCE), Volume 117, Number 1, 1991, 89-117.

# DONATORI SIMPOZIJUMA


R B
SAOBRAĆAJNI INSTITUT
CIP




# SIKA® KARBONSKA OJAČANJA

Reference: Stari most preko reke Dunav kod mesta Beška, serija mostova na putnim pravcima Zaječar-Paraćin i Čačak-Kraljevo, most "Gazela" u Beogradu, TENT Obrenovac, veliki broj poslovno-stambenih objekata...

**Proizvodi: Sika CarboDur® S serija | Sika Wrap® Serija | Sikadur® 30 | Sikadur® 330**

**Sika d.o.o.**
Patrijarha Pavla br. 1
22310, Šimanovci - Srbija

Tel: +381 (22) 2155 777
+381 (22) 2155 778
+381 (22) 2155 779

**BUILDING TRUST**



TONDACH®

Krov za sva vremena!

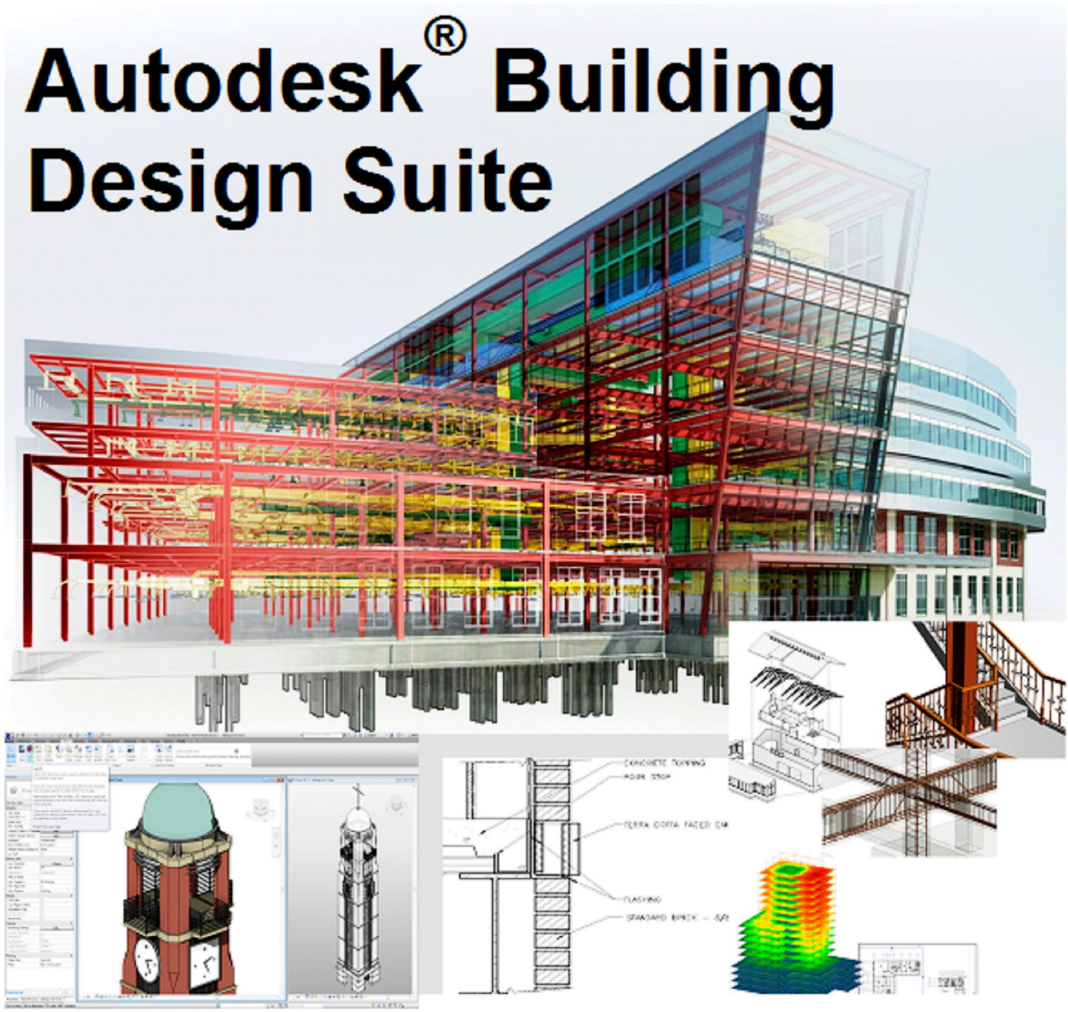
VAŠ TONDACH® KROVOPOKRIVAČ
RASPOLAŽE SA:

# Preko 400 mogućnosti za Vaš krov!

Sa TONDACH®-om možete vrlo uspešno ostvariti svoje sopstvene ideje. Sa preko 25 nijansi boja, različitih dimenzija i površinskih struktura crepova možete stvoriti oko 400 načina koje možete prilagoditi krovu po svom ukusu. To važi kako za nove krovove tako i za one koji se saniraju. Više detalja možete saznati na www.tondach.rs

„POTISJE KANJIŽA" a.d. Kanjiža
Srbija, 24420 Kanjiža, Subotički put 57.
tel.: +381 24 873 303, fax: +381 24 873 306
e-mail: office@tondach.rs
www.tondach.rs

# Autodesk® Building Design Suite



**FOCUS COMPUTERS D.O.O.**

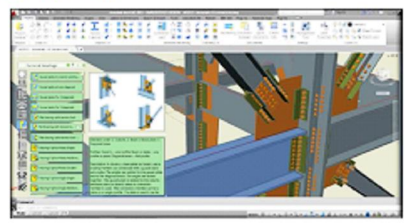
• Telefoni: **011/377-15-43, 011/316-30-97** • **Gradski park 2 - Zemun, 11080 Beograd** •

• E-mail: info@focus-computers.rs • web: www.focus-computers.rs •




3D softver za projektovanje čeličnih konstrukcija
Automatska izrada konekcija i stepenica
Laka izrada kompletne specifikacije
Automatska izrada crteža i poprečnih preseka iz 3D modela
NC fajlovi
Kompletan međunarodni katalog:

- AISIC, UK, DIN ...
- Zavrtnjeva, sidra, materijala, profila






3D softver za projektovanje betonskih konstrukcija
Automatska izrada oplate
Automatska izrada poprečnih preseka iz 3D modela
Izrada specifikacije materijala
Crteži detalja armature



Autodesk Advance Steel i Concrete kao deo BIM sistema – bidirekciono su povezani sa Revit platformom.

**FOCUS COMPUTERS D.O.O.**

• Telefoni: **011/377-15-43, 011/316-30-97** • **Gradski park 2 - Zemun, 11080 Beograd** •
• E-mail: info@focus-computers.rs • web: www.focus-computers.rs •

CIP - Каталогизација у публикацији
Народна библиотека Србије, Београд

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

ДРУШТВО грађевинских конструктера Србије (Београд). Конгрес (2014 ; Нови Сад)
Zbornik radova [Elektronski izvor] / DGKS Društvo građevinskih konstruktera Srbije, 14. kongres, Novi Sad, 24-26. oktobar, 2014. ; [14. kongres je organizovan] u saradnji sa Građevinskim fakultetom Univerziteta u Beogradu ... [et al.] ; [urednici Miloš Lazović, Boško Stevanović]. - Beograd : Društvo građevinskih konstruktera Srbije, 2014 (Beograd : Grafički centar). - 1 elektronski optički disk (CD-ROM) ; 12 cm

Sistemski zahtevi: Nisu navedeni. - Nasl. sa naslovnog ekrana. - Tiraž 150. -
Bibliografija uz većinu radova. - Summaries.

ISBN 978-86-85073-19-9

1. Друштво грађевинских конструктера Србије (Београд)
а) Грађевинарство - Зборници

COBISS.SR-ID 209958412