

Srpsko društvo za hidraulička istraživanja (SDHI)
Srpsko društvo za hidrologiju (SDH)

ZBORNİK RADOVA

**19. naučnog savetovanja
Srpskog društva za hidraulička istraživanja i
Srpskog društva za hidrologiju**

18-19. oktobar 2021.

Priredili:
NENAD JAĆIMOVIĆ
JASNA PLAVŠIĆ

Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet
Beograd

Zbornik radova 19. naučnog savetovanja
Srpskog društva za hidraulička istraživanja i
Srpskog društva za hidrologiju
18-19. oktobar 2021.

Elektronsko izdanje na CD-u

Urednici

Nenad Jaćimović i Jasna Plavšić

Izdavač

Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, Beograd, 2021.

Za izdavača

Prof. dr Vladan Kuzmanović, dekan

Produkcija CD izdanja

Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, Beograd

Dizajn i priprema

Nenad Jaćimović i Jasna Plavšić

Tiraž

50 primeraka

ISBN 978-86-7518-219-1

CIP - Каталогизација у публикацији - Народна библиотека Србије, Београд

626/628(082)(0.034.2)

532.5(082)(0.034.2)

СРПСКО друштво за хидрауличка истраживања (Београд). Научно саветовање
(19 ; 2021 ; Београд)

Zbornik radova 19. naučnog savetovanja Srpskog društva za hidraulička istraživanja i
Srpskog društva za hidrologiju, [Beograd], 18-19. oktobar 2021. [Elektronski izvor] / priredili
Nenad Jaćimović, Jasna Plavšić. - Beograd : Univerzitet, Građevinski fakultet, 2021 (Beograd
: Univerzitet, Građevinski fakultet). - 1 elektronski optički disk (CD-ROM) ; 12 cm

Sistemske zahteve: Nisu navedeni. - Nasl. sa naslovne strane dokumenta. - Radovi na srp. i
engl. jeziku. - Tiraž 50. - Bibliografija uz svaki rad. - Abstracts ; Apstrakti.

ISBN 978-86-7518-219-1

1. Српско друштво за хидрологију (Београд). Научно саветовање (19 ; 2021 ; Београд)

a) Хидротехника - Зборници b) Хидродинамика - Зборници c) Хидраулика
- Зборници

COBISS.SR-ID 55495945

Sadržaj

Naučni odbor savetovanja	vii
Organizacioni odbor savetovanja	vii
Predgovor	ix
Хидрауличко моделирање бране са степенастим брзотоком - пример бране Сиди Насер	1
<i>Роберт Љубичић, Филип Ђорђевић, Будо Зиндовић, Радомир Канор, Љубодраг Савић, Радмилко Глишић, Ивана Дмитровић</i>	
Утицај величине, распореда и положаја блокова умирујућег базена степенастог брзотока на преосталу енергију	13
<i>Филип Ђорђевић, Роберт Љубичић, Будо Зиндовић, Радомир Канор, Љубодраг Савић</i>	
Вежа између гранулометријске криве и хидрауличких карактеристика незасићеног земљишта заснована на теорији (multi)фрактала	28
<i>Filip Stanić, Pierre Delage, Daniel Schertzer</i>	
Показно-образовна инсталација за испитивање пумпи у лабораторији и преко интернета	45
<i>Novica Janković, Miloš Nedeljković, Petar Atanasijević, Đorđe Čantrak, Dejan Ilić</i>	
Просторни распоред основних карактеристика малих вода на територији Републике Србије	57
<i>Stevan Prohaska, Jasna Plavšić, Samir Čatović, Vladislava Bartoš Divac, Ognjen Prohaska, Aleksandra Ilić, Srđan Marjanović, Dragutin Pavlović</i>	
Утицај избора калибрационе стратегије на трансферабилност мјесечних билансних хидролошких модела	65
<i>Жана Топаловић, Андријана Тодоровић, Јасна Плавишић</i>	
Статистичка анализа великих вода: Календарска и хидролошка година	82
<i>Aleksandar Bogojević, Nikola Đenić, Borislava Blagojević</i>	
Одређивање рачунског хидрограма великих вода методом билансiranог хидрограма	96
<i>Borislava Blagojević, Vladislava Mihailović</i>	
Хидраулички и морфолошки ефекти проточних напера	106
<i>Miodrag Jovanović</i>	
Оптимално управљање водопривредним системима у периоду наиласка поплавних таласа – Примјер система на Требишњици и Врбасу у Републици Српској	118
<i>Милица Трифковић, Тамара Судар, Тина Дашић, Милош Станић</i>	
Ка одрживом развоју водоводног сектора у Црној Гори – искуства у раду Регионалног водоводног система	139
<i>Ivana Ćipranić, Marija Jevrić, Milan Radulović, Goran Sekulić, Goran Jevrić</i>	
Dynamics resilience as a measure for risk assessment of the complex water systems: Project overview	150
<i>Milan Stojković, Damjan Ivetić, Miloš Milašinović, Lazar Ignjatović, Luka Stojadinović, Nikola Milivojević</i>	
Динамичка резилјентност као мера за управљање ризиком код слојених водопривредних система: имплементација модела оtkаза у водопривредни модел	158
<i>Luka Stojadinović, Damjan Ivetić, Miloš Milašinović, Lazar Ignjatović, Milan Stojković, Nikola Milivojević</i>	

Can rainfall-runoff models provide accurate estimates of design flood quantiles in ungauged catchments?.....	170
<i>Andrijana Todorović, Andrea Petroselli, Nikola Zlatanović</i>	
Поступци за добијање тренутних максимума на основу мешовитих низова максималних годишњих протока	182
<i>Никола Ђокић, Борислава Благојевић, Владислава Михаиловић</i>	
Hidrološko modeliranje korišćenjem geomorfološkog jediničnog hidrograma na neizučanim slivovima.....	200
<i>Petar Praštalo, Žana Topalović, Borislava Blagojević</i>	
Реконструкција поплавног таласа из 2014. године на хидролошкој станици Уб	212
<i>Давид Јаћимовић, Ранка Ерић, Дејана Ђорђевић</i>	
Одређивање протока на прилазима цеvnih турбина уз помоћ ЕМ сензора брзине: Приказ мерне методе.....	222
<i>Dušan Prodanović, Damjan Ivetić, Predrag Vojt</i>	
Одређивање протока на прилазима цеvnih турбина уз помоћ ЕМ сензора брзине: Одређивање несигурности измереног протока.....	240
<i>Damjan Ivetić, Dušan Prodanović, Predrag Vojt</i>	
Rekonstrukcija hidrograma na vodomernim stanicama primenom rezultata asimilacije podataka – preliminarni rezultati	255
<i>Miloš Milašinović, Dušan Prodanović, Budo Zindović</i>	
Мерење квалитета воде у алувиялним водоточима	266
<i>Mirjana Horvat, Zoltan Horvat, Ognjen Gabrić</i>	
Metoda za kvantitativnu procenu mikrobiološkog rizika (QMRA) sa primenom u hidrotehnici ..	277
<i>Dušan Jovanović</i>	
Dimenzionisanje instalacija vodovoda za sanitarne potrebe u objektima primenom standarda SRPS EN 806-3	287
<i>Matija Stipić, Marijana Milić, Slobodan Tašin, Srđan Kolaković</i>	
Višekriterijumska analiza sektorizacije vodovodne mreže	298
<i>Željko Vasilic, Damjan Ivetić, Miloš Stanić</i>	
Optimizacija postupka ispiranja vodovodne mreže.....	326
<i>Damjan Ivetić, Željko Vasilic</i>	
Izbor cevnog materijala prilikom projektovanja cevovoda pod pritiskom.....	343
<i>Miloš Ivetić, Milica Kovačević</i>	
Primena Lattice Boltzmann metode za rešavanje ravanskih jednačina strujanja vode u prirodnom vodotoku - Misuri.....	370
<i>Danilo Stipić, Ljubomir Budinski, Slobodan Kolaković, Goran Jeftenić</i>	
Одређивање поплavnih зона комбиновањем линијских и раванских модела течења	379
<i>David Jaćimović, Nikola Rosić</i>	
Fizički zasnovano modeliranje infiltracije kod prirodom inspirisanih rešenja	395
<i>Ognjen Govedarica, Filip Stanić, Anja Randelović</i>	
Ekonomsko vrednovanje mera za zaštitu od poplava na slivu reke Tamnave	411
<i>Ranko S. Pudar, Jasna Plavšić</i>	

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.

MoravaFFWS – integralna platforma za unapređenje hidrološkog prognostičkog sistema na slivu Velike Morave.....	424
<i>Predrag Živadinović, Slavimir Stevanović, Ljiljana Dekić, Dejan Vladiković, Samir Čatović</i>	
Primena paralelnog NSGA-II algoritma u razvoju matematičkih modela za potrebe uređenja režima podzemnih voda	436
<i>Dejan Milošev, Nikola Milivojević, Vladimir Milivojević, Vladimir Lukić</i>	
Maksimalna trajanja malovodnih perioda na malim i srednjim slivovima Srbije	448
<i>Stevan Prohaska, Jasna Plavšić, Samir Čatović, Vladislava Bartoš Divac, Ognjen Prohaska, Aleksandra Ilić, Srđan Marjanović, Dragutin Pavlović</i>	
Analiza uticaja erozije rečnog korita u toku izgradnje hidrotehničkih objekta na primeru privremenog prelaza na reci Južnoj Moravi na stacionaži km 2+404,00.....	457
<i>Borko Radivojević, Dragan Radivojević, Aleksandra Ilić</i>	
Analiza uticaja poprečne građevine u rečnom koritu na dejstvo talasa usled vetra	472
<i>Nikola Rosić, Damjan Ivetić, Nenad Jaćimović</i>	
Primena SPH modela strujanja u analizi transformacije talasa u otvorenim tokovima.....	488
<i>Nikola Rosić, Damjan Ivetić, Nenad Jaćimović</i>	
Систем ране најаве и упозорења (РНУ) „Колубара“ за пилот слив реке Тамнаве.....	496
<i>Никола Миливојевић, Марија Миловановић, Владимир Миливојевић, Лука Стојадиновић, Милан Стојковић</i>	
IN MEMORIAM: Prof. dr Dragutin Muškatirović (1932–2021)	508
<i>Dejana Dorđević</i>	
IN MEMORIAM: Zoran M. Radić (1949–2021)	511
<i>Jasna Plavšić</i>	
Indeks autora	513

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia

Naučni odbor savetovanja

Prof. dr Marko Ivetić (Predsednik)

Prof. dr Dragan Arandelović

Doc. dr Borislava Blagojević

Prof. dr Jovan Despotović

Prof. dr Slobodan Đorđević

Prof. dr Aleksandar Gajić

Doc. dr Lajoš Hovanj

Prof. dr Nenad Jaćimović

Mr Dragan Janković

Prof. dr Miodrag Jovanović

Prof. dr Zoran Kapelan

Prof. dr Radomir Kapor

Prof. dr Srđan Kolaković

Prof. dr Čedo Maksimović

Prof. dr Ana Mijić

Prof. dr Zorana Naunović

Prof. dr Miloš Nedeljković

Prof. dr Đorđe Čantrak

Prof. dr Sava Petković

Prof. dr Slobodan Petković

Prof. dr Jasna Plavšić

Prof. dr Dubravka Pokrajac

Prof. dr Dušan Prodanović

Prof. dr Stevan Prohaska

Doc. dr Zoran Radić

Prof. dr Ratko Ristić

Prof. dr Dragan Savić

Prof. dr Ljubodrag Savić

Prof. dr Miodrag Spasojević

Mr Slavimir Stevanović

Dr Mladen Todorović

Prof. dr Zoran Vojinović

Organizacioni odbor savetovanja

Prof. dr Nenad Jaćimović

Prof. dr Jasna Plavšić

Prof. dr Marko Ivetić

Doc. dr Anja Randelović

Ljiljana Janković

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia

Predgovor

Poštovane kolegice i kolege,

Pred Vama je zbornik radova sa 19. Naučnog savetovanja Srpskog društva za hidraulička istraživanja i Srpskog društva za hidrologiju (SDHI i SDH), održanog u Beogradu 18. i 19. oktobra 2021. godine u organizaciji Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu i IRTCUD UNESCO centra. Kao na prethodna tri savetovanja, zbornik izdajemo samo u elektronskoj formi, na CD-u, sa radovima u PDF formatu.

Zbog specifičnih COVID-19 uslova, 19. savetovanje je, po prvi put, održano na daljinu, putem „online“ platforme. Bez obzira na to, sa priližno 90 učesnika smatramo da je savetovanje bilo više nego uspešno u smislu prožimanja nauke i prakse, kao i analize aktuelnih problema u domaćoj hidrotehničkoj praksi i vodoprivredi. Na žalost, zbog specifičnih uslova izostao je neformalni deo savetovanja, koji se ranije pokazao kao vrlo značajan za razmenu znanja i iskustava.

Zajednička organizacija Savetovanja Srpskog društva za hidraulička istraživanja (SDHI) i Srpskog društva za hidrologiju (SDH) ponovo je doprinela ne samo da se prikaže veći broj radova, već i da se prošire oblasti interesovanja. Ponovo je bilo uočljivo veliko preklapanje tematskih oblasti koje su unapred bile definisane pa je programski odbor imao nemoguć zadatak da radove razvrsta po tim oblastima. Kao rezultat, zbornik nije podeljen po tematskim oblastima, već su svi radovi deo jedne celine.

Broj pristiglih radova (37) je bio optimalan za organizaciju dvodnevne „online“ konferencije, iako manji u odnosu na prethodna savetovanja. Uvodna predavanja su održali naši afirmisani istraživači iz inostranstva: dr Dubravka Pokrajac (University of Aberdeen, Velika Britanija), dr Zoran Kapelan (TU Delft, Holandija), dr Slobodan Đorđević (Exeter University, Velika Britanija) i dr Zoran Vojinović (IHE Delft, Holandija), kao i predsednik SDHI, prof. dr Marko Ivetić.

Na savetovanju je održana i specijalna sesija u pomen preminulim kolegama: prof. dr Dragutinu Muškatiroviću i doc. dr Zoranu Radiću. Na njihov veliki doprinos hidrotehničkoj praksi podsetili su nas njihovi bliski saradnici, kao i kratki tekstovi u ovom zborniku.

Na kraju, u ime Organizacionog odbora savetovanja, zahvaljujemo se kolegama Budi Zindoviću, Milošu Milašinoviću i Robertu Ljubičiću na značajnom doprinosu u besprekornoj realizaciji „online“ savetovanja.

Beograd, decembar 2021.

Dr Nenad Jaćimović
Dr Jasna Plavšić

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia

Хидрауличко моделирање бране са степенастим брзотоком - пример бране Сиди Насер

Роберт Љубичић¹
Филип Ђорђевић²
Будо Зиндовић³
Радомир Капор⁴
Љубодраг Савић⁵
Радмило Глишић⁶
Ивана Дмитривић⁷

АПСТРАКТ: У раду се приказују резултати хидрауличких моделских испитивања главног евакуатора бране Сиди Насер. На парцијалном моделу проверен је капацитет прелива за рачунски проток од 3708 m³/s. На моделу је проверена ефикасност дисипације степенастог брзотока и висина разделних зидова. Такође, испитана је и ефикасност рада слапишта при рачунском протоку и осетљивост његовог рада на промену нивоа доње воде. Мерењем брзине струјања ниизводно од слапишта показано је да регулисано корито није угрожено. Физичким моделом је потврђено да се пројектовано решење добро понаша за опсег испитаних протока.

Кључне речи: умирујући базен, степенести брзоток, хидродинамички притисци, PIV

Hydraulic modelling of a dam with stepped spillway – Sidi Naucer case study

ABSTRACT: This paper presents the results of hydraulic modelling of the main overflow structure of the Sidi Naucer dam. Scale-model was used to verify weir capacity and it proved to be efficient for the design flow-rate of 3708 m³/s. Model was also used to check the dissipation efficiency of the stepped spillway and proposed height of its side-walls. Also, model was used to verify the efficiency of the stilling basin as well as the sensitivity of the flow field to the change of the tail-water. The measured flow field downstream of the stilling basin indicates that there is no danger of the rip-rap erosion. The results of the scale-model showed that the efficiency of the proposed solution is satisfactory and behaves well for the range of flows.

Keywords: stilling basin, stepped spillway, hydrodynamic pressure distribution, PIV

¹ Роберт Љубичић, асистент-докторант, Грађевински факултет Београд, rljubicic@grf.bg.ac.rs

² Филип Ђорђевић, Енергопројект-Хидроинжењеринг, Beograd, fdjordjevic@ephydro.com

³ Др Будо Зиндовић, доцент, Грађевински факултет Београд, bzindovic@grf.bg.ac.rs

⁴ Др Радомир Капор, редовни професор у пензији, Грађевински факултет Београд, rkapor@grf.bg.ac.rs

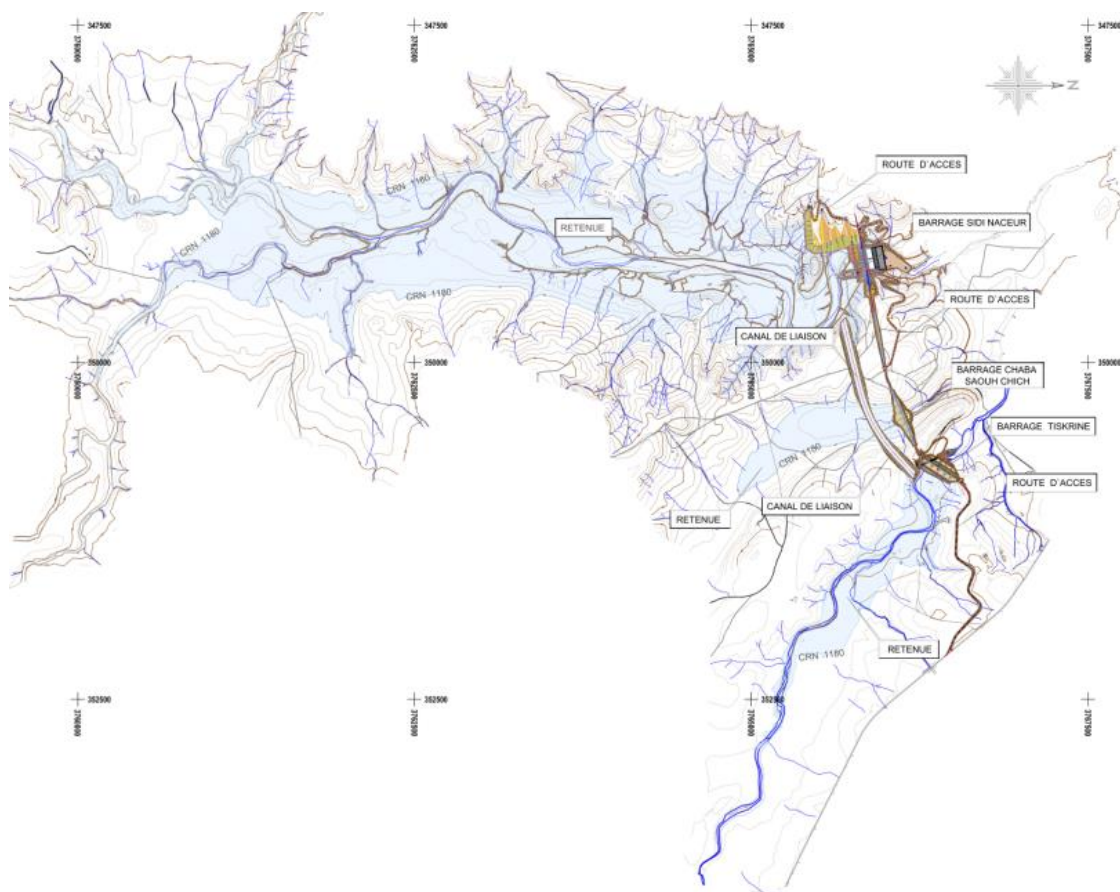
⁵ Др Љубодраг Савић, редовни професор, Грађевински факултет Београд, ljdsavic@grf.bg.ac.rs

⁶ Радмило Глишић, Енергопројект-Хидроинжењеринг, Beograd, rglisic@ephydro.com

⁷ Ивана Дмитривић, Енергопројект-Хидроинжењеринг, Beograd, idmitrovic@ephydro.com

1 Увод

Акумулација Сиди Насер је вишенаменска акумулација која треба да обезбеди снабдевање пијаћом водом области Брида и Хаџ Мечри (покрајина Лагуат), као и наводњавање пољопривредног земљишта у покрајинама Лагуат и Ел Бајад. Акумулација ће се формирати изградњом објеката на три преградна профила: главне бетонске бране Сиди Насер, као и допунских насutih брана Чаба Саух Чиц и Тискрина. Акумулације које ове бране формирају су међусобно повезане каналима (Слика 1).



Слика 1. Диспозиција система три акумулације и бране: главне бране Сиди Насер и две насуте бране Чаба Саух Чиц и Тискрина.

Figure 1. The system has three reservoirs and dams: the main dam roll-crete Sidi Naucer and two earthfill dams of Chaba Sauh Chic and Tiskrine.

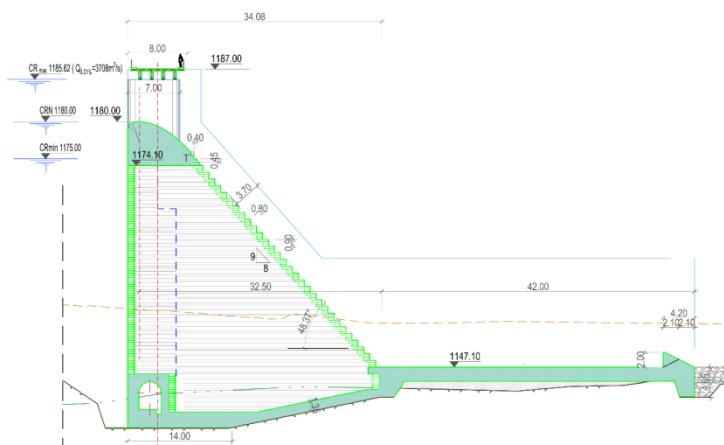
Главни евакуациони објекат система налази се у централном делу бране Сиди Насер. Имајући у виду да систем чине три повезане акумулације са три бране (главна брана Сиди Насер од ваљаног бетона и 2 додатне насуте бране), евакуатор који се налази у централном делу бетонске бране Сиди Насер штити све три бране, па је димензионисан на вршни нетрансформисани проток 10000-годишње велике воде. Преглед меродавних протока приказан је у Табели 1.

Табела 1. Меродавни протоци за преливни део бране Сиди Насер.

Table 1. Design flows for the Sidi Naucer spillway.

повратни период (год.)	проток (m^3/s)	ознака (-)
100	1321	$Q_{1\%}$
1000	2267	$Q_{0,1\%}$
10000	3708	$Q_{0,01\%}$

Главни евакуациони објекат се састоји од прелива практичног профила („USBР са вертикалним узводним лицем“), степенастог брзотока и умирујућег базена – слапишта (Слика 2). Прелив на брани је централно постављен, са 10 преливних поља ширине 13 m и круном на коти 1180 m. Мостовски стубови између преливних поља имају дебљину 2 m, па је укупна ширина прелива 148 m. Сви делови објекта су димензионисани на проток који одговара врху нетрансформисаног таласа 10000-годишње велике воде од $Q_{0,01\%} = 3708 m^3/s$. Преливна ивица је дефинисана са три исечка кружне кривине на делу узводно од круне, и параболом низводно од круне. Координате кружних кривина и једначина параболое одређени су за пројектовану (рачунску) дебљину преливног млаза од $H_R = 5,62 m$.



Слика 2. Пресек кроз преливни део бране Сиди Насер.

Figure 2. Cross-section through the Sidi Naucer dam spillway.

На низводну страну прелива надовезује се степенести брзоток нагиба $V:H = 9:8$, што одговара нагибу низводног лица бране. Висина једног степеника брзотока износи $s = 0,9 m$. Како би се остварило да млаз постепено прелази на степенасту контуру брзотока, висина прва 4 степеника је једнака половини усвојене висине ($s/2 = 0,45 m$). Ширина брзотока је иста као и укупна ширина прелива и износи 148 m.

За умирење преливених вода низводно од брзотока предвиђено је слапиште – умирујући базен (USBР, типа II), пројектовано према препорукама из [6,10]. Ширине је, као и брзоток, 148 m, а дужине 42 m. Иза слапишта предвиђена је заштита од крупног камена, средњег пречника зрна $D_{Z,50} = 1,1 m$, дебљине слоја од $t_Z = 1,8 m$ на дужини од 28 m. Затим даље низводно, на следећих сса. 50 m такође камена облога од нешто ситнијег камена ($d_{Z,50\%} = 0,4 m$, $t_Z = 0,8 m$).

2 Методологија

2.1 Физички модел

Физички модел бране Сиди Насер изграђен је у Хидрауличкој лабораторији Института за хидротехнику Грађевинског факултета Универзитета у Београду. Због велике ширине преливне ивице, моделом је обухваћено једно преливно поље са стубом. Размера модела прелива, брзотока и умирујућег базена износила је 1:33 а модел је пројектован уз задовољење Фрудове сличности. Изведени модел приказан је на Слици 3.



Слика 3. Фотографија парцијалног модела бране Сиди Насер, у размери 1:33.

Figure 3. Scale-model of the Sidi Naucer dam spillway section. Scale of this model was 1:33.

Преливна ивица и брзоток изведени су на моделу са ширином од 45,5 cm. Дно преливне грађевине и брзотока израђени су од дрвета заштићеног епоксидним премазом. Зидови бочно од преливне грађевине и леви зид брзотока израђени су од дрвета, док је десни зид брзотока израђен од плексигласа. Низводно од брзотока постављено је призматично слапиште (умирујући базен) у каналу ширине 45,5 cm и висине зидова од 58 cm. Укупна дужина канала износила је сса. 2,8 m (од чега је слапиште сса. 1,15 m). Дно и зидови базена изведени су од плексигласа. На низводном крају канала омогућена је контрола граничног услова (нивоа доње воде) помоћу табласте уставе. По дну слапишта пројектовани су отвори за сензоре притисака. Назубљени праг („чешаљ“) на низводном крају слапишта на моделу је изведен монолитно, од дрвета заштићеног епоксидним премазом (Слика 4).



Слика 4. Низводни, назубљени праг умирујућег базена.

Figure 4. Jagged sill at the downstream end of the stilling basin.

2.2 Мерења на хидрауличком моделу

Проток воде на моделу мерен је помоћу Томсонових прелива, мерењем висине преливног млаза мерном иглом са лењиром и нонијусом (резолюције очитавања износила је 0,1 mm). Контрола мерења протока спроведена је помоћу ултразвучног протокомера. Неизвесност мерења протока у систему процењена је на $\pm 1\%$.

Висина преливног млаза на преливу физичког модела одређена је помоћу пијезометра са стакленом цеви. Мерна неизвесност очитавања висине преливног млаза помоћу пијезометра износила је $\pm 0,5$ mm.

За потребе процене нивоа воде у брзотоку коришћена је мерна игла са нонијусом, у комбинацији са техником обраде слика из видео записа добијених камером Sony RX10 M2 [4]. Снимање нивоа у брзотоку камером обављено је кроз десни зид брзотока. Положај камере у односу на зид брзотока одређен је помоћу мреже са 3 контролне тачке на десном зиду брзотока, уз коришћење познатих координата степеника самог брзотока. Мерење нивоа воде уз десни зид брзотока обављено је за седам пресека узводно од места настанка хидрауличког скока при рачунском протоку ($Q_0,01\%$).

Брзина струјања у слапишту одређена је помоћу particle image velocimetry (PIV) поступка према [3], уз употребу камере Sony RX10 M2 и ласера таласне дужине 520 nm. Употребом ласера за осветљавање одабране равни у подужном пресеку канала могу се идентификовати и нагласити ситне суспендоване честице у води и мехурићи ваздуха у води. Одређивањем помераја суспендованих честица (трасера) у унапред познатом интервалу времена може се одредити брзина струјања воде у одабраној равни. Алгоритам процене померања трасера у одабраној равни заснован је на window deformation iterative multigrid (WiDIM) методи [7]. Овај поступак је имплементиран у програмском пакету PIVlab [9], а развијен је у оквиру MATLAB програмског окружења.

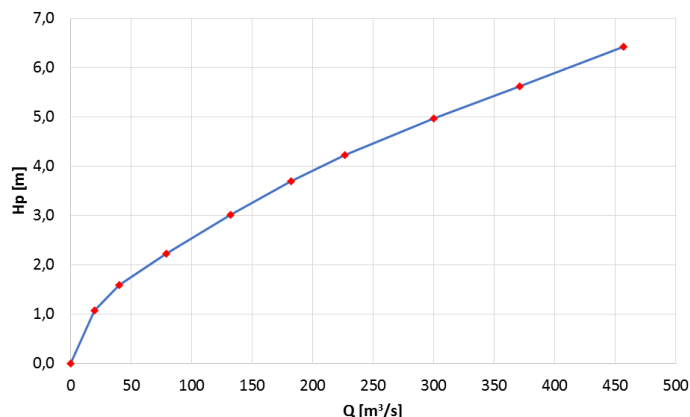
За мерење притисака коришћени су DRUCK сензори притиска, са процењеном неизвесношћу мерења $\pm 0,1\%$. За једновремено прикупљање података коришћени су аквизициони модули НВМ Quantumx. За обраду временских серија и добијање репрезентативних параметара расподеле притиска, примењени су поступци приказани у литератури [5,8].

3 Резултати хидрауличких моделских испитивања

3.1 Крива протока преко прелива

Измерена и рачунска крива протока прелива, приказане су на Слици 5. Резултати показују да је капацитет прелива добро процењен и нема потребе за изменама геометрије

пројектованог решења. Поређењем рачунске (5,62 m, вредност добијена од Пројектанта) и измерене висине преливног млаза (5,63 m), констатовано је да је постигнута задовољавајућа вредност коефицијента преливања за рачунски проток.



Слика 5. Крива протока преко прелива једног поља. Све величине су изражене за прелив прототипа.

Figure 5. Rating curve for a weir sector. Values are given for prototype weir.

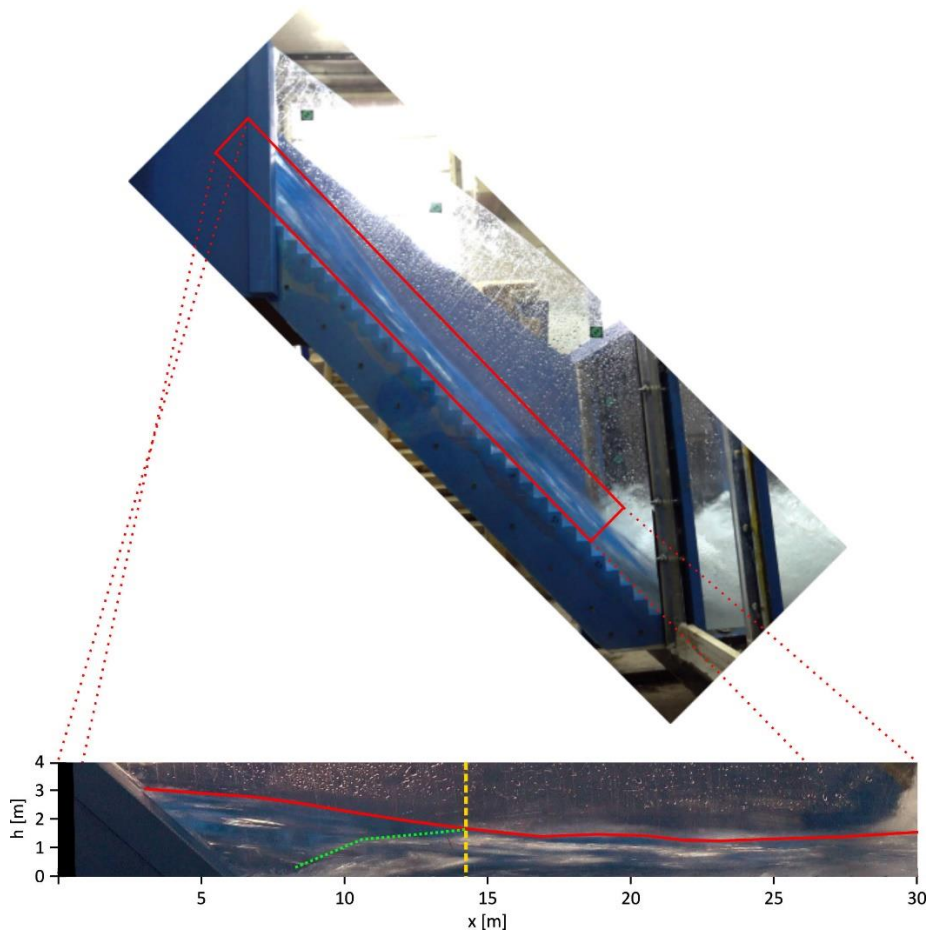
3.2 Дубине воде у степенастом брзотоку

Течење воде у степенастом брзотоку при рачунском протоку ($Q_{0,01\%}$), приказано је на Слици 6. Може се уочити да је ниво слободне површине доста стабилан, са мањим поремећајима који су очекивани за овакав тип струјања. Уочава се релативно слаб интензитет аерације, с обзиром на познати ефекат размере, па ће се измерене (осмотрене) дубине увећати преко искуствених образаца за овај тип течења [1,2]. Нивои, тј. дубине „чисте“ воде, осмотрени при рачунском протоку ($Q_{0,01\%}$) уз десни зид брзотока, као и обрачунате дубине мешавине воде и ваздуха, за различите вероватноће појаве датих или мањих вредности – перцентили, приказани су у Табели 2.

Табела 2. Дубине воде у степенастом брзотоку. Измерене неаерисане дубине h_w увећане су према емпиријским изразима из литературе [1,2] како би се добиле аерисане дубине h_{90} . Дубине $h_{50\%}$ су дубине вероватноће појаве 50%.

Table 2. Depth in the stepped spillway chute. Measured non-aerated depths h_w were used to compute bulk depths h_{90} , as proposed by [1,2]. Depths $h_{50\%}$ are depths for 50% probability.

x (m)	C (-)	дубина	$h_{50\%}$ (m)
3,3	0	h_w	3,12
6,6	0	h_w	2,87
9,9	0	h_w	2,38
13,2	0,23	h_w	1,98
		h_{90}	2,57
16,5	0,27	h_w	1,68
		h_{90}	2,31
19,8	0,30	h_w	1,58
		h_{90}	2,26
23,1	0,34	h_w	1,52
		h_{90}	2,30



Слика 6. Дубине у брзотоку изнад псеудо-дна при рачунском протоку ($Q_{0,01\%}$).

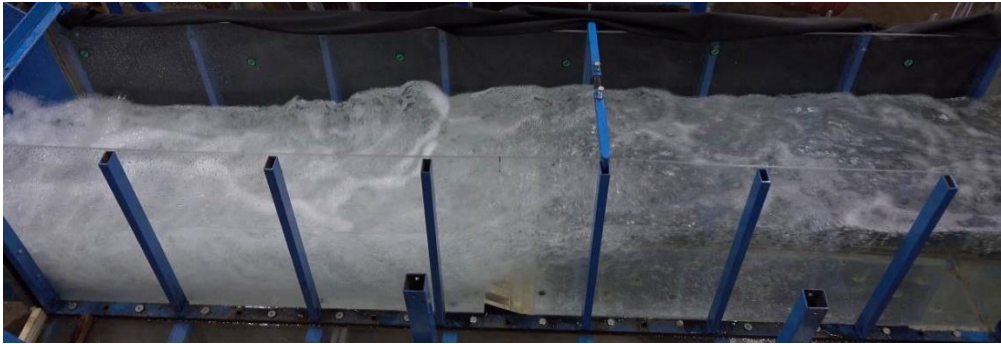
Figure 6. Depths in the spillway chute (measured perpendicular to pseudo-bottom), for design flow-rate ($Q_{0,01\%}$).

Из приказаних резултата може се закључити да је пројектована висина разделних (бочних) зидова брзотока од 3,70 m довољна да прихвати ток мешавине воде и ваздуха.

3.3 Дубине воде у слапишту

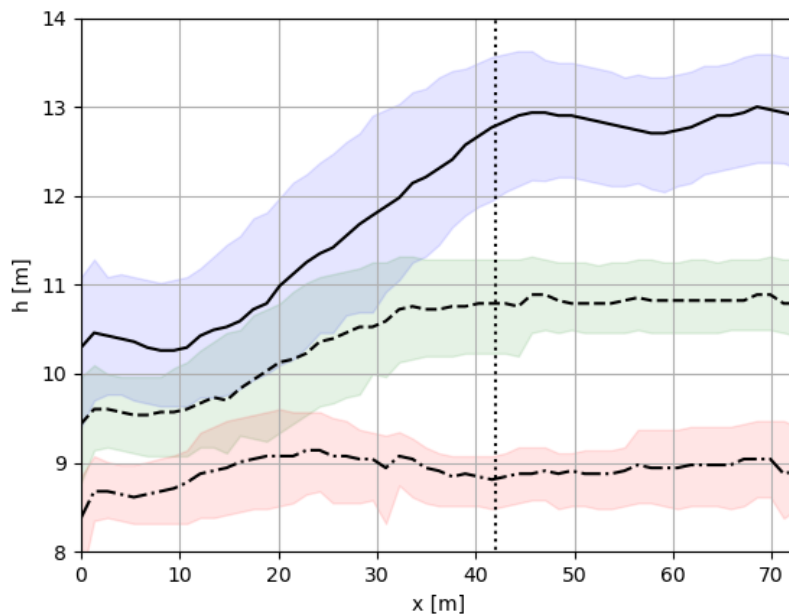
При свим разматраним протоцима ($Q_{0,01\%}$, $Q_{0,1\%}$ и $Q_{1\%}$) и одговарајућим нивоима доње воде (добијеним са криве протока доње воде), хидраулички скок је навучен (његово формирање започиње у оквирима брзотока), и цео вртложни ваљак скока остварује се унутар слапишта. Течење у слапишту је стабилно, без изразитих поремећаја низводно од излазног назубљеног прага („чешља“). Струјање воде при рачунском протоку ($Q_{0,01\%} = 3708 \text{ m}^3/\text{s}$) приказано је на Слици 7. Уочава се да је хидраулички скок навучен на брзоток, да је скок стабилан и да је постигнуто задовољавајуће умирење тока пре упуштања воде у низводну деоницу.

Дубине воде у слапишту и деоници низводно од слапишта при рачунском протоку, приказани су на Слици 8. За све испитиване вредности протока ($Q_{0,01\%}$, $Q_{0,1\%}$ и $Q_{1\%}$) хидраулички скок се задржава у слапишту и при нижим котам доње воде од оних на које је пројектован умирујући базен.



Слика 7. Дубине воде у слапишту при рачунском протоку ($Q_{0,01\%}$).

Figure 7. Depth profile in the stilling basin, measured for design flow-rate ($Q_{0,01\%}$).



Слика 8. Дубине у слапишту и делу низводне деонице при протоцима 100-, 1000- и 10000-годишње велике воде. Осенчене области означавају опсег између 5-ог и 95-ог перцентила измерених вредности дубина, док пуне црне линије представљају 50-ети перцентил. Вертикална испрекидана линија означава положај низводне границе слапишта.

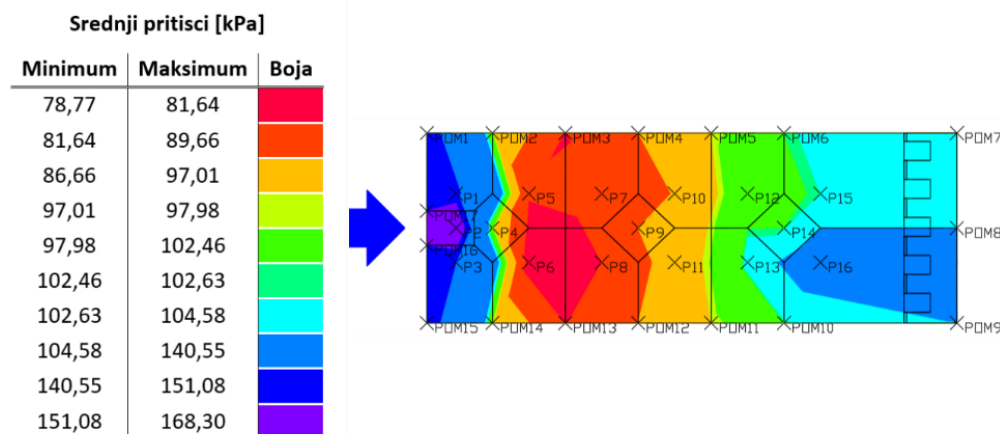
Figure 8. Depths in the stilling basin and downstream river reach, at 100-, 1000- and 10000-year floods. The shaded areas indicate the range between the 5th and 95th percentiles of measured depths, while the solid black lines represent the time-average. The vertical dashed line indicates the position of the downstream boundary of the stilling basin.

3.4 Средњи притисци и пулзације у слапишту

На Слици 9 приказан је распоред временски осредњених притисака на дно умирујућег базена. Уочава се да су највеће вредности на узводном крају. Мало низводније, на растојању од приближно 30% дужине слапишта, јавља се снижење притиска. Оба запажања могу се објаснити наглом променом правца струјања услед промене нагиба дна (са брзотока на слапиште).

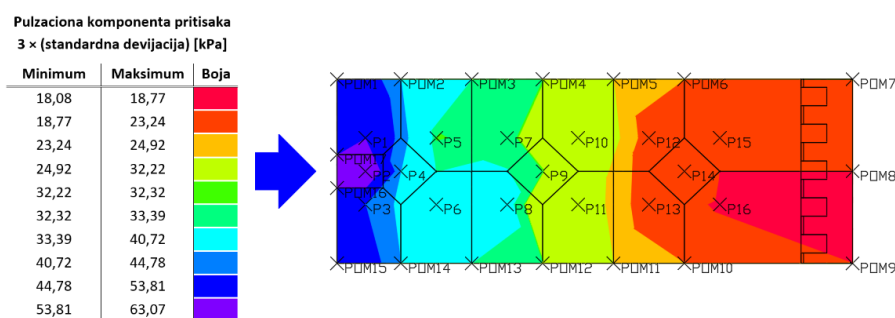
Низводно, вредности се постепено повећавају ка водотоку. Поређењем са дубинама воде у слапишту, средњи притисци су реда величине дубине воде (изражено у висини воденог стуба).

На Слици 10 приказан је распоред 3 стандардне девијације притиска на дно слапишта. Слично средњим вредностима, највеће вредности су измерене на узводном крају. За разлику од средњих вредности, девијације не указују на појаву локалних минимума већ се постепено смањују ка низводном крају.



Слика 9. Распоред временски осредњених вредности притисака на дно слапишта, при рачунском протоку.

Figure 9. Time-averaged pressure distribution on the bottom of a stilling basin, for design flow rate.



Слика 10. Распоред 3 стандардне девијације притиска на дно слапишта, при рачунском протоку.

Figure 10. Distribution of 3 standard deviation of pressure on the bottom of a stilling basin, for design flow rate.

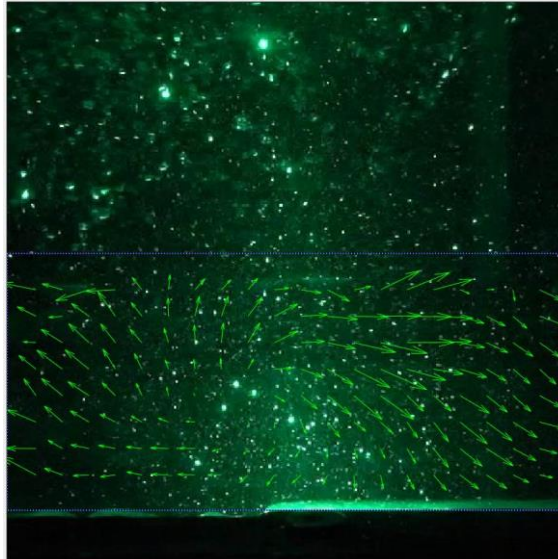
На основу приказаних дијаграма, може се закључити да у слапишту не постоји опасност од појаве потпритиска.

3.5 Брзина воде на деоници водотока низводно од слапишта

Брзине воде низводно од слапишта мерене су да би се установио карактер струјања (појава вртлога и повратног струјања), као и да би се проценио интензитет брзина при дну, што би омогућило прецизније димензионисање пројектоване камене заштите.

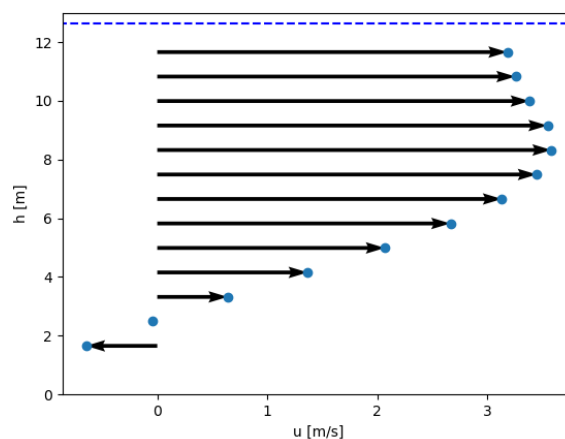
На Слици 11 приказана је визуелизација тренутног поља брзина воде при дну низводно од слапишта. Распоред временски осредњене брзине струјања приказан је на Сликама 12 и 13.

Може се уочити уобичајено повратно струјање низводно од назубљеног прага. Интензитет осредњеним вредности измерених брзина при дну варирао је у интервалу од 0,5 m/s до 1,2 m/s. Опсег измерених брзина (са урачунатим варијацијама у времену) је нешто шири и кретао се у опсегу од 0,8 m/s до 2,6 m/s. Из свега наведеног, може се закључити да не постоји опасност од оштећења камене заштите.



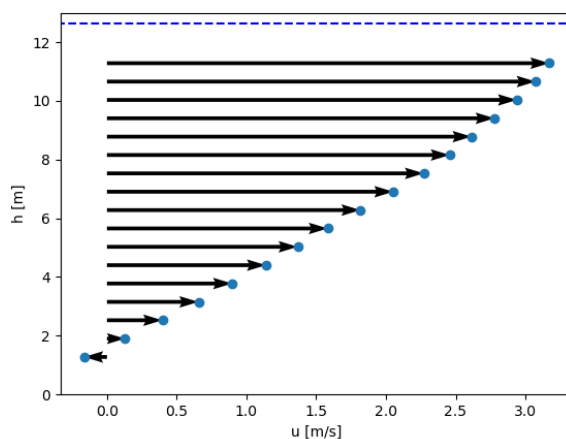
Слика 11. Визуелизација тренутног поља брзина воде низводно од слапишта. Уочава се карактеристично вртложно струјање низводно од назубљеног прага на низводном крају слапишта.

Figure 11. Visualization of the velocity field downstream of the stilling basin. A characteristic eddy is observed downstream of the jagged sill.



Слика 12. Распоред по дубини временски осредњене, хоризонталне компоненте вектора брзине у профилу 12 m низводно од слапишта. Испрекиданом линијом приказан је положај слободне површине воде.

Figure 12. Distribution of the time-averaged, horizontal component of the velocity vector in profile 12 m downstream of the stilling basin. The dashed line is the location of the free surface.



Слика 13. Распоред по дубини временски осредњене, хоризонталне компоненте вектора брзине у профилу 25 m низводно од слапишта. Испрекиданом линијом приказан је положај слободне површине воде.

Figure 13. Distribution of the time-averaged, horizontal component of the velocity vector in profile 25 m downstream of the stilling basin. The dashed line is the location of the free surface.

4 Закључци

Хидрауличка моделска испитивања на физичком моделу бране Сиди Насер спроведена су са циљем да се провере и, по потреби, побољшају услови течења у зони објекта бране. На основу извршених моделских испитивања, изведени су следећи закључци:

- Пројектовано решење прелива омогућава да се при коти максималног успора у акумулацији кроз прелив пропусти пројектовани проток 10000-годишње велике воде.
- Пројектовано решење брзотока омогућава безбедно пропуштање 10000-годишње велике воде без опасности од преливања разделних зидова.
- При свим разматраним протоцима ($Q_{0,01\%}$, $Q_{0,1\%}$ и $Q_{1\%}$) и одговарајућим нивоима доње воде течење у слапишту је стабилно, без изразитих поремећаја, а хидраулички скок је навучен (цео скок се остварује унутар слапишта). Висина разделних (бочних) зидова слапишта, за пројектовану кату доње воде, је довољна да прихвати скок без опасности од њиховог преливања. Показано је да скок остаје у слапишту при рачунском протоку и при снижењу доње воде у односу на пројектовану.
- Средња оптерећења на дно слапишта при рачунском протоку су у границама очекиваног. Средњи притисци су реда величине дубине воде у слапишту (изражено у висини воденог стуба), а пулзације су довољно мале да се не очекује појава потпритиска.
- Измерене брзине при дну низводно од слапишта показују да се при рачунском протоку од $Q_{0,01\%} = 3708 \text{ m}^3/\text{s}$ не јављају интензитети који би могли да покрену и оштете пројектовану камену заштиту.

Литература

1. Boes, R. M., Hager, W. H. (2003) Two-Phase Flow Characteristics of Stepped Spillways, *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(9), 661–670.
2. Boes, R. M., Hager, W. H. (2003) Hydraulic Design of Stepped Spillways, *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(9), 671–679.

3. Lennon J. M., Hill D. F. (2006) Particle Image Velocity Measurements of Undular and Hydraulic Jumps, *J. Hydraul. Eng.*, vol. 132, no. 12, pp. 1283–1294.
4. Ljubičić R., Vićanović I., Zindović B., Kapor R., Savić Lj. (2020) Image processing for hydraulic jump free-surface detection: coupled gradient/machine learning model, *Meas. Sci. Technol.*, 1:.
5. Миловановић, Б. (2018) *Хидродинамички утицаји на евакуационе објекте хидротехничких грађевина*, докторска дисертација, Универзитет у Београду - Грађевински факултет, Београд.
6. Peterka A. J. (1958) *Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators*, Water Resour. Tech. Publ.
7. Scarano F., Riethmuller M. L. (1999) Iterative multigrid approach in PIV image processing with discrete window offset, *Exp. Fluids*, vol. 26, no. 6, pp. 513–523.
8. Spoljaric A., C. Maksimovic, G. Hajdin (1982) Unsteady Dynamic Force Due to Pressure Fluctuations and an Energy Dissipator: An Example, *International Conference on Hydraulic Modelling Structures*, Conventry.
9. Thielicke W., Stamhuis E. J. (2014) PIVlab – Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB, *J. Open Res. Softw.*, vol. 2.
10. UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION (1987) *Design of Small Dams*, A Water Resources Technical Publication.

Утицај величине, распореда и положаја блокова умирујућег базена степенастог брзотока на преосталу енергију

Филип Ђорђевић¹
Роберт Љубичић²
Будо Зиндовић³
Радомир Капор⁴
Љубодраг Савић⁵

APSTRAKT: Степенасти брзотоци су добри дисипатори енергије, посебно при нижим вредностима јединичног протока. Са повећањем јединичног протока, ефикасност дисипације се смањује што резултује већом преосталом енергијом на улазу у умирујући базен. Да би се смањиле димензије базена а повећала поузданост и ефикасност њиховог рада, често се пројектују са блоковима. Утицај димензија, распореда и положаја блокова за умирење за потребе овог рада, испитан је на физичком моделу. Резултати су показали да се ефикасност дисипације може побољшати повећањем броја блокова (нпр. два реда уместо једног) и да је повољније уколико су најузводнији блокови мањи. Резултати указују и да већи број зуба може значајно да побољша и стабилност тока низводно од хидрауличног скока и смањити прскање. У наредним фазама, испитивања обухватили би се и умирујући базени са нагнутим дном.

Кључне речи: умирујући базен, блокови за умирење, преостала енергија, степенasti brzotok

The impact of baffle block size, distribution, and position on residual energy in stepped spillway stilling basins

ABSTRACT: Stepped spillways are good energy dissipators, especially at lower specific flows. As the specific flows increase, the dissipation efficiency decreases resulting in more residual energy at the inlet to the stilling basin. To reduce the dimensions of the basin and increase its reliability and dissipation efficiency, designers often use baffle blocks. The influence of dimensions, arrangement and position of baffle blocks for the purposes of this paper was investigated on a scale-model. The results showed that the dissipation efficiency can be improved by increasing the number of blocks (e.g. two rows instead of one) and that it is more favorable if the most upstream blocks are smaller. The results also indicate that a larger number of blocks can significantly improve the stability of the flow field downstream of hydraulic jump and reduce splashing. In the future, research will include the influence of baffle blocks on flow field in sloped stilling basins.

Keywords: stilling basin, baffle blocks, residual energy head, stepped spillway

¹Филип Ђорђевић, Енергопројект-Хидроинжењеринг, Београд, fdjordjevic@ephydro.com

²Роберт Љубичић, асистент-докторант, Грађевински факултет Београд, rljubicic@grf.bg.ac.rs

³Др Будо Зиндовић, доцент, Грађевински факултет Београд, bzindovic@grf.bg.ac.rs

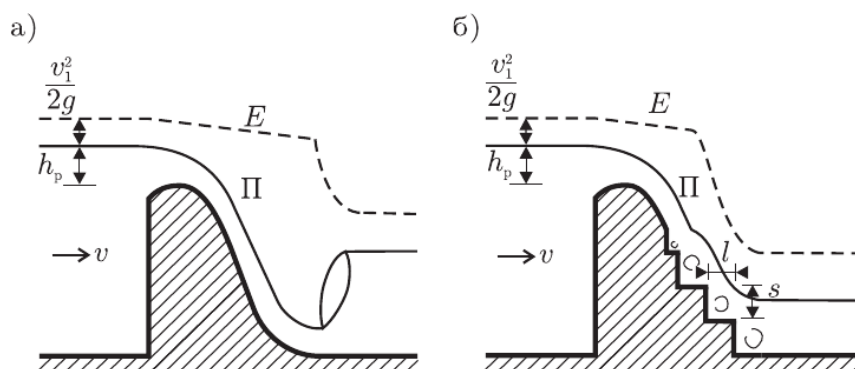
⁴Др Радомир Капор, редовни професор у пензији, Грађевински факултет Београд, rkapor@grf.bg.ac.rs

⁵Др Љубодраг Савић, редовни професор, Грађевински факултет Београд, ljdsavic@grf.bg.ac.rs

1 Увод

Изградња бране у речном кориту доводи до успоравања реке, што као последицу проузрокује да се већи део енергије воде сада акумулира испред бране [7]. Уколико би се вода са тако увећаном механичком енергијом директно упустила у низводно корито, дошло би до ерозије низводног корита или околног терена, чиме би се угрозила безбедност бране или појединих њених делова. Како би се спречила или умањила ерозија, потребно је трансформисати што већи део механичке енергије. Најефикаснији начин да се то оствари је хидраулички скок. Унутар скока, велики део механичке енергије се претвара у топлотну, а тај процес се у хидраулици назива дисипација енергије [7].

Код класичних бетонских гравитационих преливних брана главни евакуациони орган састоји се од прелива, глатког брзотока и умирујућег базена. Код њих највећа дисипација енергије воде одвија се у крајњем делу главног евакуационог органа односно умирујућем базену (слика 1.а) [4, 7]. Међутим, гравитационе бране последњих деценија се све више израђују од ваљаног бетона, а главни евакуациони орган састоји се од прелива, степенастог брзотока и умирујућег базена. Степенасти брзоток проузрокује значају дисипацију енергије тока, па вода доспева у умирујући базен за знатно мањом енергијом него код класичног (глатког) брзотока (слика 1.б). Доста истраживања је посвећено утицају блокова на струјну слику код умирујућих базена глатких брзотока. Код степенастих брзотока, истраживања су знатно мање доступна па се за пројектовање умирујућих базена користе препоруке Петерке [1].



Слика 1. Линија енергије код прелива са а) класичним брзотоком и б) степенастим брзотоком [4].

Figure 1. Energy grade-line for weir with a) classic, and б) stepped spillway [4].

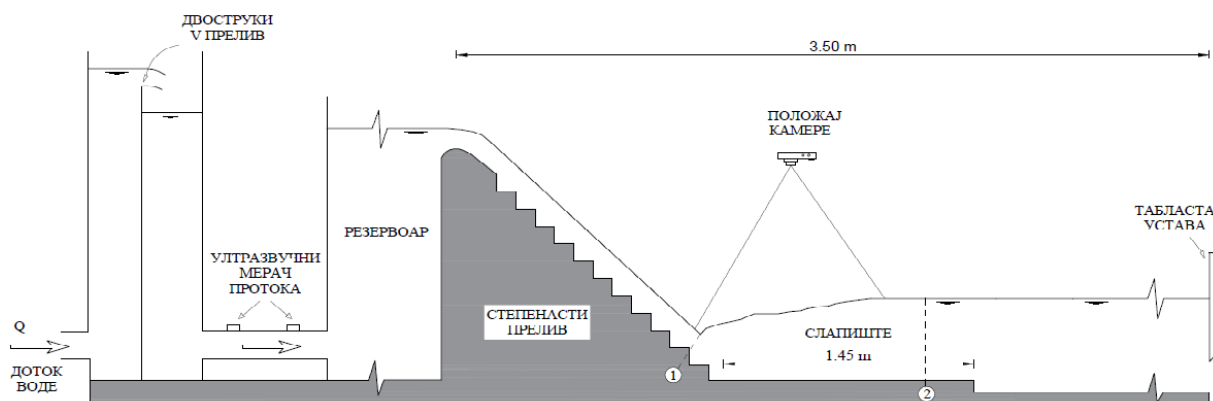
Основни задатак овог рада је да се прикаже могућност побољшања дисипације енергије тока код умирујућих базена степенастих брзотока. За његово испуњење, анализираће се ефекти струјања на физичком моделу степенастог брзотока са умирујућим базеном, за различите величине, положај и распореде блокова при неколико изабраних протока.

2 Методологија

2.1 Опис физичког модела и елемената за умирење

Испитивање је обављено у хидрауличкој лабораторији Института за хидротехнику Грађевинског факултета Универзитета у Београду. Модел степенастог брзотока са умирујућим базеном приказан је на слици 2. Висина модела степенастог брзотока износила је 0,94 m (висина од коте круне прелива, до коте дна умирујућег базена), док је ширина била константна и износила је 0,45 m. Угао који је степенаста брзоток заклапао са хоризонталом износио је 45°. Конструкција степенастог брзотока се састојала од 17 степеника висине 4,5 cm. Иза брзотока налазио се

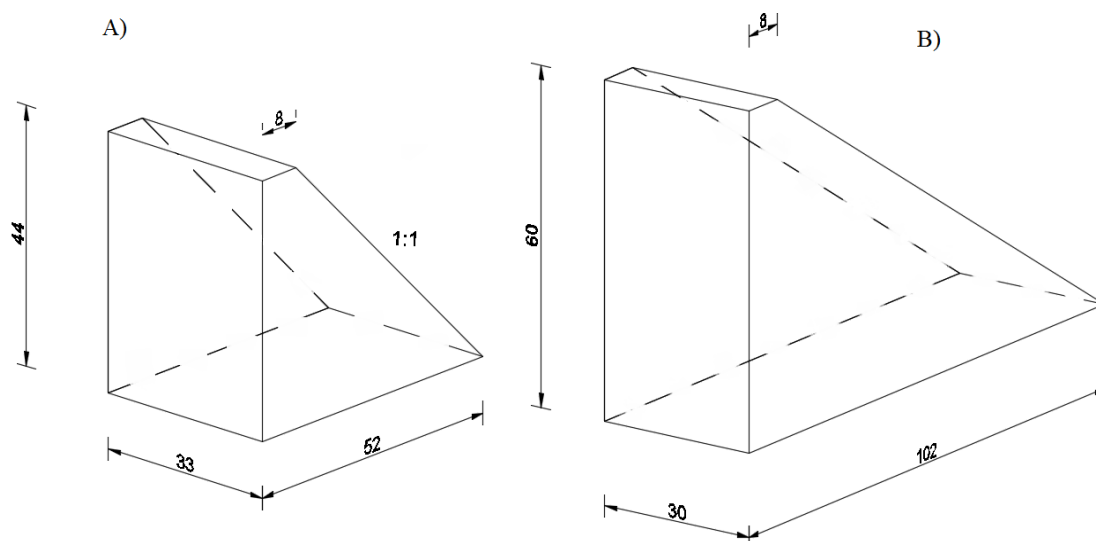
умирујући базен дужине 1,45 m и ширине исте као брзоток. У наставку, низводно од базена налази се канал дужине 1,35 m. Дно овог низводног канала је било 4,5 cm ниже од дна умирујућег базена. На низводном крају модела пројектована је табласта устава за регулацију нивоа воде. Укупна дужина инсталације између коте круне прелива и табласте уставе износила је око 3,50 m. Сва мерења у оквиру ових истраживања спроведена су при протоцима од 30 L/s, 40 L/s и 50 L/s.



Слика 2. Скица физичког модела степенастог брзотока са умирујућим базеном.

Figure 2. Scale-model of a stepped spillway with stilling basin used in this study.

За потребе овог истраживања, коришћене су две величине блокова: мањи и већи. Димензије малих блокова одређене су према препорукама Петерке [1], за проток од 40 L/s. Димензије великих блокова одређене су на основу димензија малих: висина великих блокова увећана је за 35%, док је ширина умањена за 10% у односу на ширину малих блокова. Димензије обе варијанте блокова, приказане су на слици 3.



Слика 3. Димензије малих и великих блокова у милиметрима

Figure 3. Dimetric view of small and large baffle blocks. Dimensions are given in millimetres.

2.2 Испитане варијанте положаја и распореда блокова

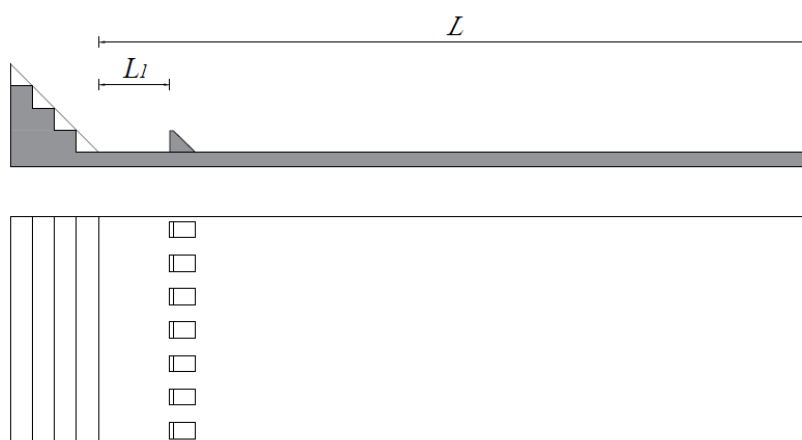
За испитивања умирујућих базена, све испитане варијанте модела су подељене у пет група:

- Прва група: умирујући базени без додатних умиривача.
- Друга група: умирујући базени са једним редом малих блокова.
- Трећа група: умирујући базени са два реда блокова (ред малих и ред великих блокова).
- Четврта група: умирујући базени са једним редом великих блокова.
- Пета група: умирујући базени са мешовитим распоредом блокова.

2.2.1 Умирујући базени са једним редом блокова (друга и четврта група)

У умирујућим базенима са једним редом блокова, испитане су четири конфигурације за сваку величину блокова. Свака конфигурација имала је различито одстојање блокова од краја степенастог брзотока L_1 (слика 4.). То одстојање је износило:

1. 60% низводне спрегнуте дубине одређене на умирујућем базену без блокова $H_2^{bez_blokova}$, односно $L_1 = 14,5$ cm;
2. 70% дубине $H_2^{bez_blokova}$, односно $L_1 = 16,5$ cm;
3. 80% дубине $H_2^{bez_blokova}$, односно $L_1 = 18,5$ cm;
4. 90% дубине $H_2^{bez_blokova}$, односно $L_1 = 20,5$ cm;



Слика 4. Шема конфигурација умирујућих базена са једним редом блокова.

Figure 4. Stilling basin with a single row of baffle blocks.

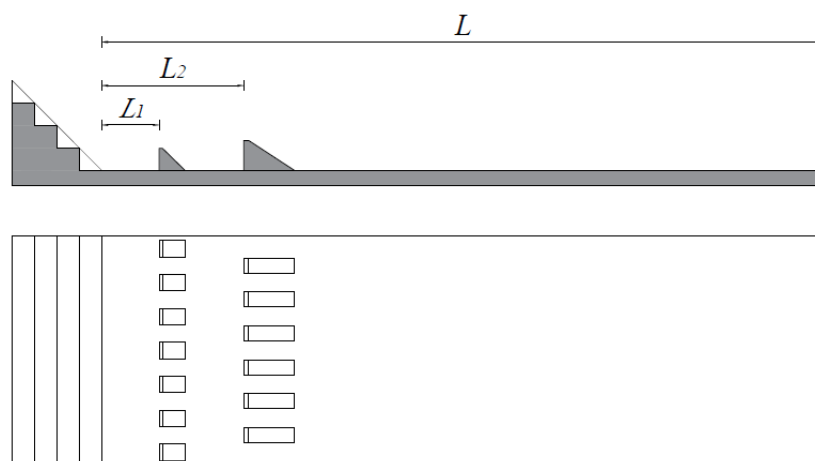
Током обраде измерених података на умирујућем базену са великим блоковима постављеним на 70% $H_2^{bez_blokova}$, уочено је да је грешка мерења значајна. Због тога су ови резултати изостављени из даље анализе.

2.2.2 Умирујући базени са два реда блокова за умирење

Трећа група обухватала је умирујуће базене са два реда блокова (слика 5.). Испитане су четири конфигурације. У свим конфигурацијама мали блокови (7 комада) били су постављени на

одстојању 50% низводне спрегнуте дубине $H_2^{bez_blokova}$, односно на $L_1 = 11,5$ cm, од краја степенастог брзотока. Док су велики блокови (6 комада) постављени у наизменичном распореду у односу на мале блокове, и на растојању:

1. $L_2 = 18,5$ cm од краја степенастог брзотока, односно на 80% $H_2^{bez_blokova}$;
2. $L_2 = 23,5$ cm од краја степенастог брзотока, односно на 100% $H_2^{bez_blokova}$;
3. $L_2 = 28,5$ cm од краја степенастог брзотока, односно на 120% $H_2^{bez_blokova}$;
4. $L_2 = 33,5$ cm од краја степенастог брзотока, односно на 140% $H_2^{bez_blokova}$;



Слика 5. Шема конфигурација умирујућих базена са два реда блокова.

Figure 5. Stilling basin with two rows of baffle blocks.

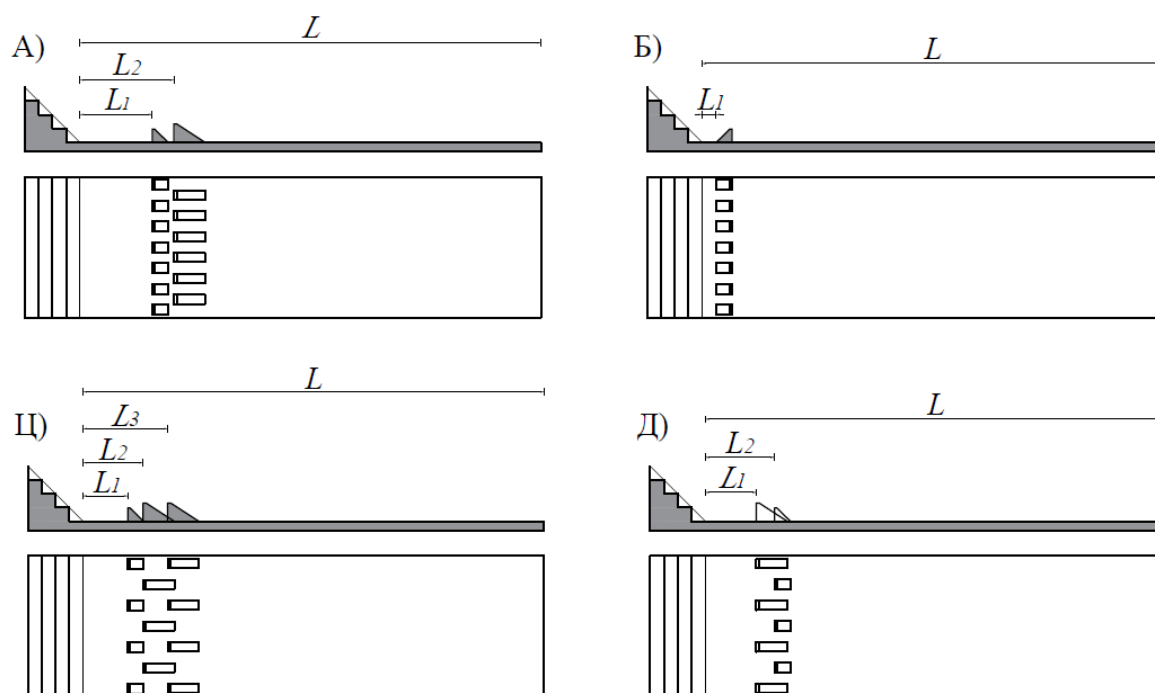
2.2.3 Умирујући базени са нестандартним распоредом блокова

Пета група обухватила је конфигурације специјалних случајева умирујућих базена (слика 6). Мерења у овој групи обављена су само при протоку од 40 L/s.

У петој групи испитане су четири конфигурације:

- Конфигурација са 7 комада малих блокова постављених на дужини једнакој 100% $H_2^{bez_blokova}$, и са 6 комада великих блокова постављених у наизменичном распореду, на дужини од 130% $H_2^{bez_blokova}$ од краја степенастог брзотока. (слика 6. А).
- Конфигурација са 7 комада малих блокова постављених на дужини једнакој 20% $H_2^{bez_blokova}$ од краја степенастог брзотока, у положају тако да млаз воде удара у косо лице блока (слика 6. Б).
- Конфигурација са три реда блокова. Први ред је обухватало 4 комада малих блокова постављених на дужини једнакој 60% $H_2^{bez_blokova}$ од краја степенастог брзотока. Други ред чинила су 3 комада великих блокова постављених на 85% $H_2^{bez_blokova}$ од краја степенастог брзотока, у наизменичном распореду у односу на први ред. Док су трећи ред представљала 4 комада великих блокова на 115% $H_2^{bez_blokova}$ од краја степенастог брзотока, са распоредом истим као у првом реду (слика 6. Ц).

- Конфигурација са два реда смакнутих блокова. Први ред чинило је 4 комада великих блокова на 70% $H_2^{bez_blokova}$ од краја степенастог брзотока, док је други ред чинило 3 комада малих зуба постављених само 6 см низводније, тако да изгледају као смакнута у односу на први ред (слика 6. Д).



Слика 6. Шеме конфигурација умирујућих базена са нестандартним распоредом блокова.

Figure 6. Stilling basins with non-standard array of baffle blocks.

Одмах након пуштања протока, на конфигурацији са једним редом малих блокова постављених тако да вода удара у њихово косо лице (слика 6. Б), умирујући базен личио је на ски одскок. Дошло је до значајног таласања низводне воде и превеликог прскања. Стога на тој конфигурацији нису обављена никаква мерења и она је изузета из даљег разматрања.

2.3 Начини мерења и мерна опрема на физичком моделу

Сва испитивања су обављена при три различита протока од 30, 40 и 50 L/s. На свакој од конфигурација умирујућих базена вршена су следећа мерења:

- Лењиром су мерене дужине хидрауличког скока и положај скока у односу на низводно лице бране.
- Проток је мерен помоћу ултразвучног мерача постављеног на цевоводу између два резервоара и помоћу двоструког Томсоновог прелива.
- Камером је снимана линија нивоа хидрауличког скока (положај камере приказан је на слици 2.), чиме су након обраде видео снимка добијене просечне линије нивоа дуж хидрауличког скока, помоћу којих су одређене низводне спрегнуте дубине.

2.3.1 Положај хидрауличког скока

Положај хидрауличког скока у првој групи умирујућих базена (умирујући базени без блокова), при свим протоцима, успостављен је на основу услова да почетак ваљка хидрауличког скока настаје на месту споја степенастог брзотока и умирујућег базена.

У другој групи умирујућих базена, на конфигурацији са малим блоковима постављеним на 80% $H_2^{Bez_zuba}$, за сваки од три различита протока, одређена је низводна дубина за коју се добило да је ваљак скока почињао на месту споја брзотока и умирујућег базена. Овако одређен низводни услов за сваки појединачни проток, коришћен је за све остале групе умирујућих базена са блоковима. Вредности низводног граничног услова при различитим протоцима, дати су у табели 1. Након подешавања низводног услова, на свим другим конфигурацијама умирујућих базена са блоковима мерено је растојање почетка ваљка хидрауличког скока од места споја степенастог брзотока и хидрауличког скока. То растојање је у даљем тексту дефинисано као „положај скока у односу на почетак умирујућег базена” и означено са X_1 .

Табела 1. Бездимензионалне дубине воде на низводном крају модела за умирујући базен без блокова за умирење.

Table 1. Non-dimensional depth at the downstream end of a stilling basin model without baffle blocks.

Q [L/s]	30	40	50
H_2/h_{kr} [-]	2,63	2,54	2,49

2.3.2 Дужина хидрауличког скока

Као и код положаја хидрауличког скока, и при одређивању дужине хидрауличког скока значајно се разликује поступак код умирујућих базена без блокова и умирујућих базена са блоковима.

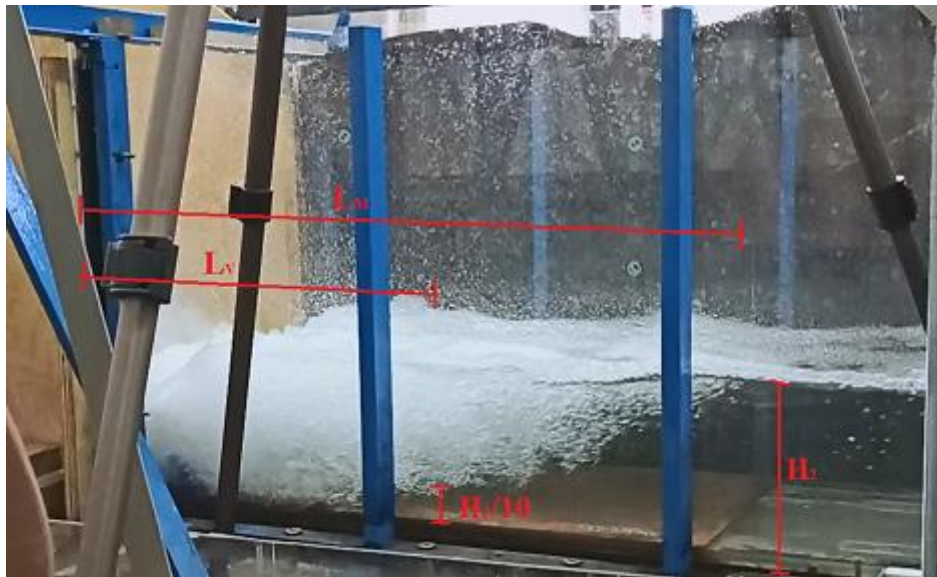
У првој групи умирујућих базена дужина скока одређена је тако што су иза ваљка хидрауличког скока упуштани трасери (у виду крупнијих комадића стиропора), након чега је сагледавано да ли на месту упуштања трасера ток има доминантну хоризонталну компоненту брзине, која ће однети трасере низводно, или доминантну улогу има рецикулациони ток, који ће трасере држати на месту упуштања или их чак померати узводно. За дужину хидрауличког скока узета је дужина од почетка формирања скока до пресека на ком ток успоставља доминантну низводну хоризонталну компоненту брзине.

У свим другим групама мерења због немогућности одређивања дужине хидрауличког скока као код умирујућег базена без блокова, уведена је нова методологија.-Мерене су дужина ваљка L_v и дужина распростирања мехурића L_M . Као дужина ваљка усвојена је дужина између почетка скока и пресека у коме дубина чисте воде износи 10% дубине низводно од скока H_2 , док дужина распростирања мехурића представља дужину на којој се млаз раширио до слободне површине, што се прати трагом који остављају мехурићи ваздуха (слика 7.).

2.3.3 Линије нивоа хидрауличког скока

Линије нивоа хидрауличког скока добијене су следећим поступком [5, 6]:

- Камером је снимана површина воде хидрауличког скока уз леви (даљи) разделни зид (слика 2.).
- Тако направљени снимци су процесирани у софтверу који је развијен на Грађевинском факултету у Београду.



Слика 7. Карактеристичне дужине скока које су мерене током испитивања. L_v дужина ваљка, L_M дужина распрострањања мехурића и H_2 низводна спрегнута дубина.

Figure 7. Characteristic lengths of hydraulic jump.

2.3.4 *Енергија воде непосредно низводно од хидрауличког скока*

Помоћу претходно одређених низводних спрегнутих дубина, процењене су кинетичка и потенцијална енергија, односно укупна енергија воде низводно од хидрауличког скока.

Познавањем просечних низводних спрегнутих дубина, за правоугаони умирујући базен, дошло се до просечне површине протицајног пресека низводно од скока. Познавањем просечне површине протицајног пресека и протицаја кроз инсталацију, дошло се до просечне брзине воде у пресеку непосредно низводно од хидрауличког скока.

На основу просечне брзине процењена је просечна кинетичка енергија воде низводно од хидрауличког скока по формули:

$$E_K = \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

Просечна специфична енергија воде низводно од хидрауличког скока једнака је збиру просечне кинетичке енергије и просечне низводне спрегнуте дубине одређене са видео снимка:

$$E = E_K + H_2^{Kamere}$$

3 Резултати

Измерене вредности хидрауличких величина при свим испитаним протоцима и за све варијанте приказани су у табелама 2-4. Поређењем резултата за базен без додатних умиривача са осталим конфигурацијама базена, показало је да блокови за додатну дисипацију енергије доводе до скраћења дужине ваљка хидрауличког скока од 20% до чак 45%. Такође, да се присуством блокова остварује мања потребна низводна дубина којом се хидраулички скок одржава у

умирујућем базену (између 10% и 20%) и повећава дисипација енергије воде [2, 3]. У наставку се приказују резултати анализе утицаја величине, положаја и распореда блокова.

3.1 Утицај величине блокова

Утицај величине блокова, испитан је на конфигурацијама са једним редом блокова (друга и четврта група). Прегледом резултата за протоке мање од рачунског (при протоку од 30 L/s, видети табелу 2.), уочава се да је ваљак скока краћи за мање блокове између 5% и 10%. Са повећањем протока (рачунски и већи, видети табеле 3. и 4.), краћи скок је добијен за веће блокове. Поменуто скраћење дужине скока за веће блокове, оквирно је износило између 3% и 12%. Резултати показују и да је највеће умирење тока остварено на конфигурацијама из четврте групе умирујућих базена, са једним редом виших а тањих блокова. Ово запажање је корисно јер ови блокови нису у потпуности у складу са стандардним препорукама за пројектовање оваквих елемената датим у литератури [1], и што је мање од половине пресека било препречено чврстом контуром блокова.

3.2 Утицај положаја блокова

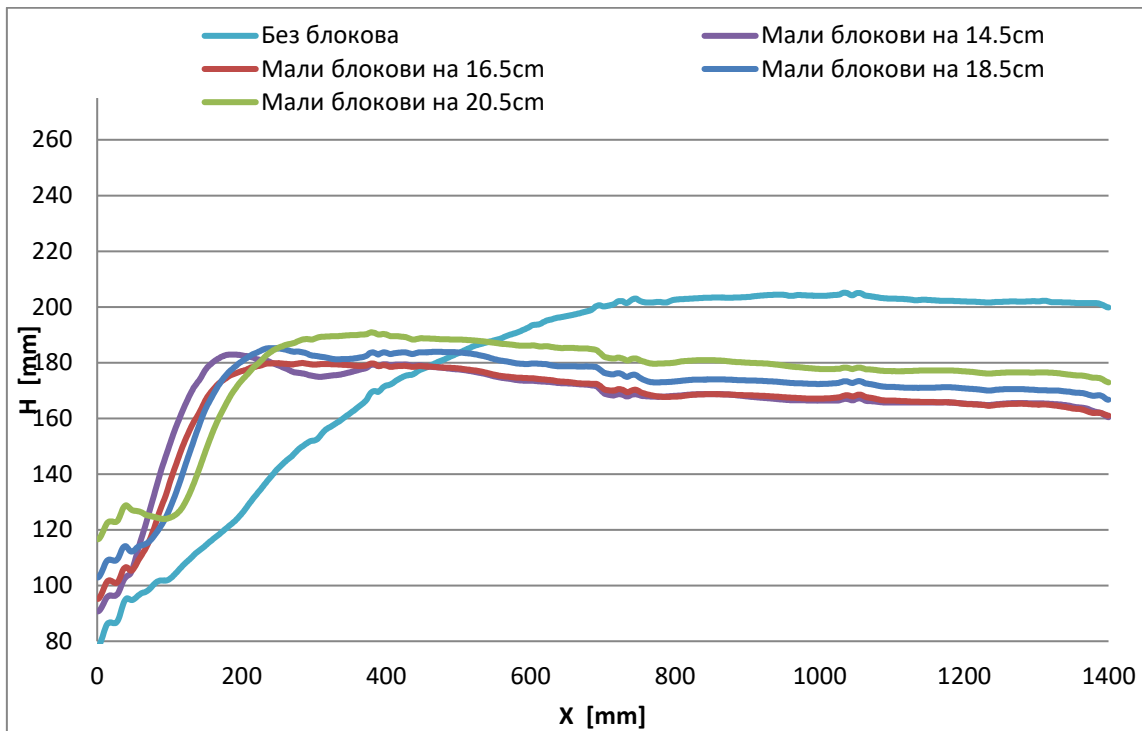
Утицај положаја блокова анализиран је на конфигурацијама са једним и са два реда блокова. За протоке мање од рачунских (табела 2.), конфигурације са једним редом блокова показале су да су најкраће дужине ваљка добијене за најмању удаљеност блокова од улаза у базен. Са повећањем протока (табеле 3. и 4.), резултати указују да се најкраћи ваљак остварује при удаљеностима од око 80% $H_2^{bez_blokova}$, независно од величине блокова. Резултати на слици 9. указују и да ако је ред блокова ближи брзотоку, хидраулички скок је настајао узводније тј. био је више „набачен“ на брзоток.

Код базена са два реда блокова за умирење, при сваком испитаном протоку је добијено да је ваљак скока најкраћи за удаљености $L_2 = 80\% H_2^{bez_blokova}$, (табеле 2-4). Са друге стране, ова конфигурација је показала изражену периодичност промене дубина (слика 10.), што може бити индикатор тока који област блокова напушта недовољно умирен и са великом резидуалном вртложношћу. Резултати осталих конфигурација нису показале сличан тренд (слика 10.), што може бити индикатор да је потребно обезбедити веће растојање између два реда блокова (барем 50% $H_2^{bez_blokova}$).

Поређењем резултата за базене са једним и са два реда блокова, скраћење дужине скока је било нешто израженије код конфигурација из треће групе (два реда блокова). Дужине ваљка скока биле су краће у просеку за више од 45 % у односу на скокове из прве групе базена, а ваљак хидрауличног скока се завршавао у пределу непосредно низводно од краја другог реда блокова (слика 7.). Међутим, на овим конфигурацијама је као последица постављања два реда зуба положај скока био набаченији на степености брзоток, дошло је до значајног прскања и највећег локалног повећања линије нивоа у зони око првог реда блокова (слика 10.).

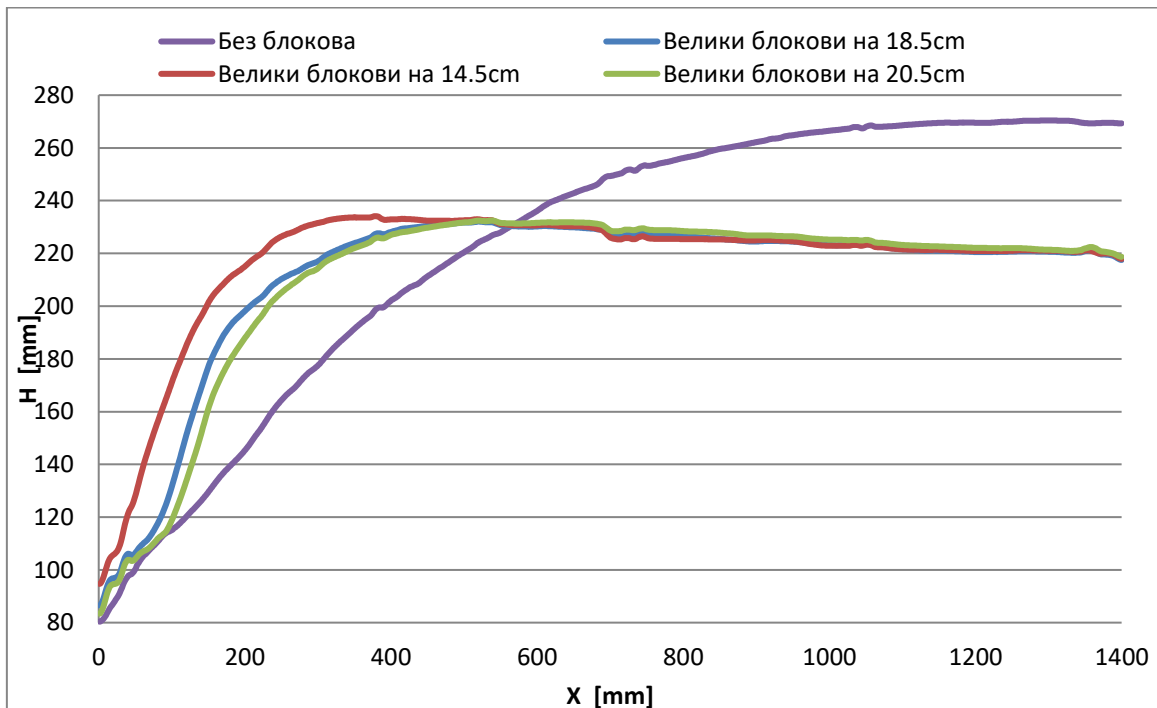
3.3 Утицај распореда блокова

Утицај распореда блокова, анализиран је на конфигурацијама из пете групе умирујућих базена. У погледу скраћења дужине ваљка, најбоље се показала конфигурација са два реда блокова (табела 3). Са друге стране, линије нивоа воде у умирујућем базену указују да је ова конфигурација резултовала појавом значајних стојећих таласа који су се простирали до низводног краја базена (слика 11). Код конфигурације са два реда блокова, великим на 95% $H_2^{Bez_blokova}$ и малим на 70% $H_2^{Bez_blokova}$, јавила су се значајна прскања у зонама око блокова и визуелно се могло уочити како у одређеним временским интервалима излазе таласи неумирене воде праћене мехурићима изразито вртложног карактера.



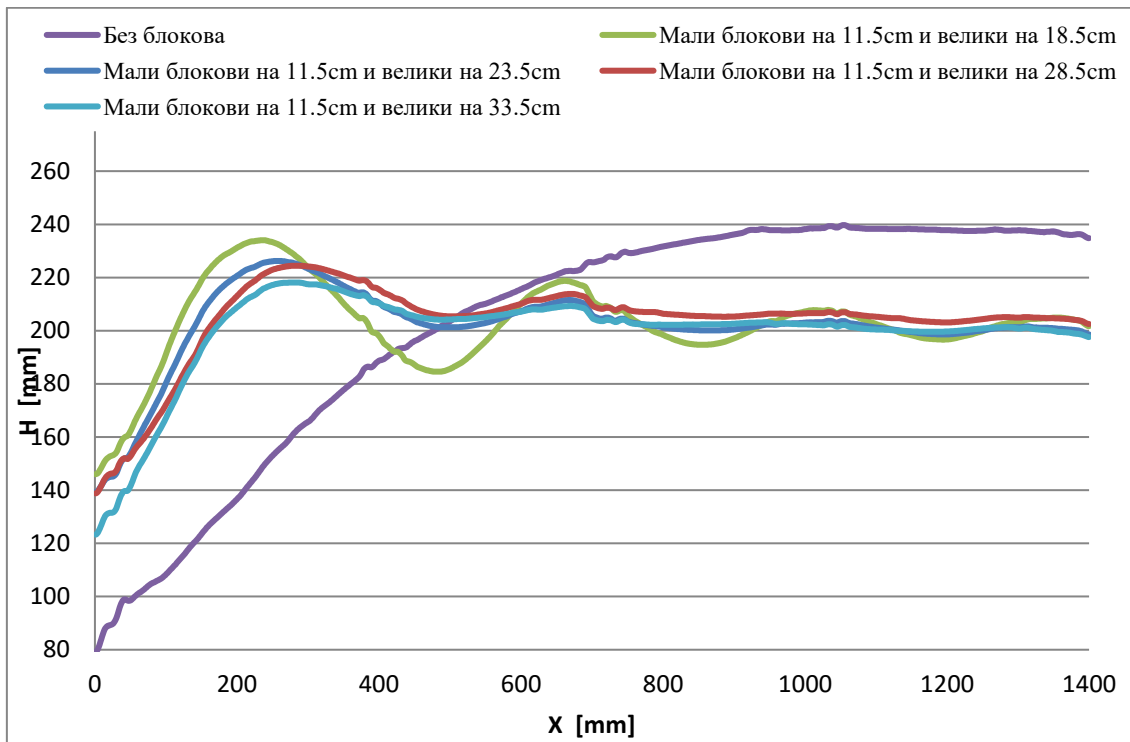
Слика 8. Просечне линије нивоа из друге групе умирујућих базена при протоку од 30 L/s.

Figure 8. Time-averaged depths along the stilling basin for 2nd group, at 30 L/s.



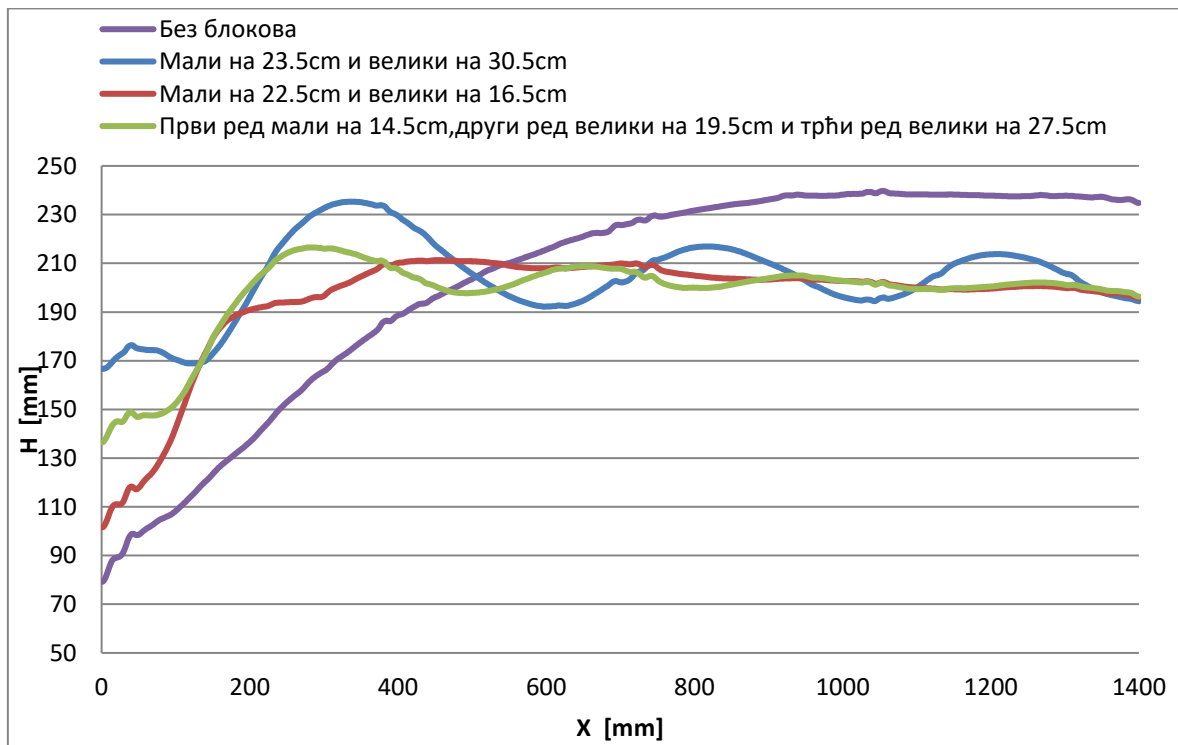
Слика 9. Просечне линије нивоа из четврте групе умирујућих базена при протоку од 50 L/s

Figure 9. Time-averaged depths along the stilling basin for 4th group, at 50 L/s.



Слика 10. Просечне линије нивоа из треће групе умирујућих базена при протоку од 40 L/s.

Figure 10. Time-average depths along the stilling basin of 3rd group, at 40 L/s.



Слика 11. Просечне линије нивоа из пете групе умирујућих базена при протоку од 40 L/s

Figure 11. Time-averaged depths along the stilling basin for the 5th group, at 40 L/s.

Конфигурација са три реда блокова се показала као повољно решење не само у погледу скраћења скока већ и знатно мање израженим таласима који су били ограничени на релативно кратку област непосредно низводно од блокова. Такође, није уочено одвајање вртлога иза хидрауличног скока што може бити индикатор да је хидраулички скок релативно стабилан. Током испитивања, није уочена појава стојећих таласа па би будућа истраживања требало усмерити у детаљнија испитивања ове и њој сличних конфигурација (тј. са три реда блокова). Посебну пажњу би требало посветити одређивању оптималног размака блокова како би се отклонили или у великој мери смањили негативни ефекти као што су прскање и осциловање нивоа воде.

4 Закључци

На основу резултата истраживања приказаних у овом раду, могу се извући следећи закључци:

- Димензије блокова за умирујуће базене степенстих брзотока могу се усвојити на основу препорука Петерке. Овако добијене димензије нису оптималне а резултати показују да се дисипационе карактеристике могу побољшати ако се блоковима повећа висина а смањи ширина.
- Умирујући базени са једним редом блокова показали су најбоље резултате при удаљеностима од око 80% $H_2^{bez_blokova}$.
- Резултати за умирујуће базене са два реда блокова, указују да би први ред блокова требало да буде на удаљености од око 50% $H_2^{bez_blokova}$, док би размак између редова блокова требало да буде барем 50% $H_2^{bez_blokova}$. Код оваквих базена, уколико блокови нису правилно постављени могу се јавити стојећи таласи и интензивирати вртложне структуре у току непосредно низводно од блокова.
- Умирујући базени са два реда блокова су проузроковали највеће скраћење ваљка скока уз повећано прскање и скок који је био више померен ка брзотоку, у односу на базене са једним редом блокова.
- Конфигурације са нестандартним распоредом блокова, показале су да нема много смисла наизменично мењати величину блокова јер су дисипација енергије и димезије скока слични као за случај базена са истом висином блокова.
- Конфигурације са три реда блокова су показале одлично скраћење дужине скока и одсуство резудалне вртложности па је препорука да се овакви распореди детаљније испитају у будућим истраживањима.

Захвалница

Истраживање приказано у овом раду подржано је од стране Министарства просвете, науке и технолошког развоја (пројекти ТР37009 и ТР37010).

Литература

1. A. J. Peterka. Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators, Engineering monograph No. 25.
2. Djordjevic Filip (2019). Gravitaciona brana od valjanog betona u profilu Rilje, diplomski rad, Građevinski fakultet, Beograd.
3. Djordjevic Filip (2021). Primena središnjih blokova kod umirujućih bazena stepenastih brzotoka, master rad, Građevinski fakultet, Beograd.
4. Kapor Radomir (2015). Hidraulika, 3. izdanje, Građevinski fakultet, Beograd.

5. Marjanović Dušan, Ivana Vićanović, Robert Ljubičić, Budo Zindović, Savić Ljubodrag (2019). Detekcija nivoa vode u laboratorijskim rezervoarima primenom tehnika obrade slika. Vodoprivreda, 4-6, 271-280.
6. Robert Ljubičić, Ivana Vićanović, Budo Zindović, Radomir Kapor and Ljubodrag Savić (2020). Image processing for hydraulic jump free-surface detection: coupled gradient/machine learning model. Measurement Science and Technology.
7. Savić Ljubodrag (2009), Uvod u hidrotehničke građevine, 2. izdanje, Građevinski fakultet, Beograd.

Прилози

Табела 2. Приказ резултата положаја, дужине распрострањања мехурића, дужине ваљка хидрауличког скока, као и хидрауличких параметара низводно од скока: просечне брзине, просечне потенцијалне, просечне кинетичке и просечне укупне енергије на свакој испитаној конфигурацији умирујућих базена при протоку од 30 L/s.

Table 2. Results of measuring location, length of bubble plume, hydraulic jump roller length, downstream velocity, downstream depth, average velocity head, and average specific energy head, for flow-rate of 30 L/s.

Група	Конфигурација	X_I	L_V	L_M	V_2	H_2	E_K	E
		[cm]	[cm]	[cm]	[m/s]	[cm]	[cm]	[cm]
1	Без блокова	0,0	77,0		0,333	20,2	0,6	20,8
2	7 малих блокова на 60% $H_2^{bez_blokova}$	0,0	36,0	83,0	0,398	16,4	0,8	17,2
	7 малих блокова на 70% $H_2^{bez_blokova}$	0,0	45,0	89,0	0,398	16,4	0,8	17,2
	7 малих блокова на 80% $H_2^{bez_blokova}$	1,0	42,0	81,0	0,387	17,0	0,8	17,7
	7 малих блокова на 90% $H_2^{bez_blokova}$	0,0	48,0	89,0	0,373	17,6	0,7	18,3
3	7 малих блокова на 50% $H_2^{bez_blokova}$ + 6 великих блокова на 100% $H_2^{bez_blokova}$	3,5	41,5	72,5	0,389	16,9	0,8	17,7
	7 малих блокова на 50% $H_2^{bez_blokova}$ + 6 великих блокова на 120% $H_2^{bez_blokova}$	2,5	40,5	71,5	0,384	17,2	0,8	17,9
	7 малих блокова на 50% $H_2^{bez_blokova}$ + 6 великих блокова на 140% $H_2^{bez_blokova}$	2,0	39,0	82,0	0,390	16,7	0,8	17,5
4	7 великих блокова на 60% $H_2^{bez_blokova}$	0,0	38,0	95,0	0,401	16,2	0,8	17,1
	7 великих блокова на 80% $H_2^{bez_blokova}$	0,0	54,0	95,0	0,398	16,4	0,8	17,2
	7 великих блокова на 90% $H_2^{bez_blokova}$	-1,0	53,5	94,0	0,403	16,2	0,8	17,0

Ознаке у табели 2. су:

X_I - Положај скока у односу на почетак умирујућег базена.

L_M - Дужина распрострањања мехурића у хидрауличком скоку.

L_V - Дужина ваљка хидрауличког скока.

V_2 - Просечна брзина воде низводно од хидрауличког скока.

E_K - Просечна кинетичка енергија воде низводно од скока.

H_2 - Просечна дубина воде низводно од скока.

E - Просечна укупна специфична енергија воде низводно од скока

Табела 3. Приказ резултата положаја, дужине распростирања мехурића, дужине ваљка хидрауличког скока, као и хидрауличких параметара низводно од скока: просечне брзине, просечне потенцијалне, просечне кинетичке и просечне укупне енергије на свакој испитаној конфигурацији умирујућих базена при протоку од 40 L/s

Table 3. Results of measuring location, length of bubble plume, hydraulic jump roller length, downstream velocity, downstream depth, average velocity head, and average specific energy head, for flow-rate of 40 L/s.

Група	Конфигурација	X_I	L_V	L_M	V_2	H_2	E_K	E
		[cm]	[cm]	[cm]	[m/s]	[cm]	[cm]	[cm]
1	Без блокова	0,0	88,0		0,365	23,7	0,7	24,4
2	7 малих блокова на 60% $H_2^{bez_blokova}$	0,5	59,5	103,5	0,439	19,9	1,0	20,9
	7 малих блокова на 70% $H_2^{bez_blokova}$	0,0	59,0	112,0	0,436	19,9	1,0	20,9
	7 малих блокова на 80% $H_2^{bez_blokova}$	0,0	55,0	110,0	0,434	20,0	1,0	20,9
	7 малих блокова на 90% $H_2^{bez_blokova}$	-1,5	57,5	111,5	0,430	20,2	0,9	21,2
3	7 малих блокова на 50% $H_2^{bez_blokova}$ + 6 великих блокова на 80% $H_2^{bez_blokova}$	4,3	36,3	117,3	0,429	20,2	0,9	21,2
	7 малих блокова на 50% $H_2^{bez_blokova}$ + 6 великих блокова на 100% $H_2^{bez_blokova}$	3,3	43,3	89,3	0,433	20,1	1,0	21,0
	7 малих блокова на 50% $H_2^{bez_blokova}$ + 6 великих блокова на 120% $H_2^{bez_blokova}$	2,5	45,5	98,5	0,427	20,5	0,9	21,4
	7 малих блокова на 50% $H_2^{bez_blokova}$ + 6 великих блокова на 140% $H_2^{bez_blokova}$	2,0	51,0	104,0	0,435	19,9	1,0	20,9
4	7 великих блокова на 60% $H_2^{bez_blokova}$	0,0	58,0	128,0	0,432	20,2	1,0	21,2
	7 великих блокова на 80% $H_2^{bez_blokova}$	-1,3	50,8	114,8	0,444	19,6	1,0	20,6
	7 великих блокова на 90% $H_2^{bez_blokova}$	-0,5	60,5	119,5	0,435	20,1	1,0	21,0
5	7 мала блока на 100% $H_2^{bez_blokova}$ + 6 великих блокова на 130% $H_2^{bez_blokova}$	3,5	34,0	116,5	0,429	20,2	0,9	21,2
	3 мала блока на 95% $H_2^{bez_blokova}$ + 4 велика блока на 70% $H_2^{bez_blokova}$	0,3	54,3	118,3	0,438	19,9	1,0	20,9
	4 мала блока на 60% $H_2^{bez_blokova}$ + 3 велика блока на 85% $H_2^{bez_blokova}$ + 4 велика блока на 115% $H_2^{bez_blokova}$	2,8	47,8	114,8	0,438	20,0	1,0	21,0

Табела 4. Приказ резултата положаја, дужине распростирања мехурића, дужине ваљка хидрауличког скока, као и хидрауличких параметара низводно од скока: просечне брзине, просечне потенцијалне, просечне кинетичке и просечне укупне енергије на свакој испитаној конфигурацији умирујућих базена при протоку од 50 L/s

Table 4. Results of measuring location, length of bubble plume, hydraulic jump roller length, downstream velocity, downstream depth, average velocity head, and average specific energy head, for flow-rate of 50 L/s.

Група	Конфигурација	X_I	L_V	L_M	V_2	H_2	E_K	E
		[cm]	[cm]	[cm]	[m/s]	[cm]	[cm]	[cm]
1	Без блокова	0,0	108,0		0,409	26,9	0,9	27,6
2	7 малих блокова на 60% $H_2^{bez_blokova}$	0,0	76,0	135,0	0,497	21,9	1,3	23,1
	7 малих блокова на 70% $H_2^{bez_blokova}$	0,0	73,0	128,0	0,487	22,5	1,2	23,7
	7 малих блокова на 80% $H_2^{bez_blokova}$	0,0	67,0	126,0	0,481	22,8	1,2	24,0
	7 малих блокова на 90% $H_2^{bez_blokova}$	-2,3	69,8	132,8	0,485	22,3	1,2	23,5
3	7 малих блокова на 50% $H_2^{bez_blokova}$ + 6 великих блокова на 80% $H_2^{bez_blokova}$	4,5	37,5	122,5	0,480	22,7	1,2	23,8
	7 малих блокова на 50% $H_2^{bez_blokova}$ + 6 великих блокова на 100% $H_2^{bez_blokova}$	2,5	44,5	115,5	0,489	22,1	1,2	23,3
	7 малих блокова на 50% $H_2^{bez_blokova}$ + 6 великих блокова на 120% $H_2^{bez_blokova}$	2,5	50,5	116,5	0,484	22,6	1,2	23,8
	7 малих блокова на 50% $H_2^{bez_blokova}$ + 6 великих блокова на 140% $H_2^{bez_blokova}$	2,3	55,3	128,3	0,489	22,2	1,2	23,4
4	7 великих блокова на 60% $H_2^{bez_blokova}$	-0,5	67,5	141,5	0,493	22,1	1,2	23,3
	7 великих блокова на 80% $H_2^{bez_blokova}$	0	64,0	140,0	0,494	22,0	1,2	23,3
	7 великих блокова на 90% $H_2^{bez_blokova}$	-1,5	66,5	143,5	0,494	22,1	1,2	23,4

Veza između granulometrijske krive i hidrauličkih karakteristika nezasićenog zemljišta zasnovana na teoriji (multi)fraktala

Filip Stanić¹
Pierre Delage²
Daniel Schertzer³

APSTRAKT: Za simulaciju tečenja kroz nezasićenu poroznu sredinu neophodno je poznavanje osnovnih hidrauličkih karakteristika tla poput krive vlažnosti i krive vodoprovodljivosti. Veza između vlažnosti / vodoprovodljivosti i kapilarnog potencijala u nezasićenoj poroznoj sredini najčešće se opisuje analitičkim funkcijama sa nekoliko empirijskih parametara čije se vrednosti određuju kalibracijom modela infiltracije. Kako bi model davao pouzdane rezultate za različite tipove zemljišta, umesto empirijskih potrebno je koristiti funkcije sa fizički zasnovanim parametrima, što je predmet istraživanja u ovom radu. Polazeći od pretpostavke da način pakovanja zrna u zemljištu određuje zastupljenost različitih veličina pora što direktno utiče na vlažnost i vodoprovodljivost tla, izvesno je da postoji veza između granulometrijske krive zemljišta i njegovih hidrauličkih karakteristika u nezasićenim uslovima. Koristeći teoriju multifraktala, koja predstavlja statistički alat za opisivanje heterogenosti, razvijen je analitički, fizički zasnovan model granulometrijske krive. U slučaju krive raspodele veličina pora, pomenuti multifraktalni model se svodi na jednostavniji fraktalni koji se dalje koristi za izvođenje novih fizički zasnovanih funkcija vlažnosti i vodoprovodljivosti. Razvijene (multi)fraktalne funkcije granulometrijske krive i nezasićenih hidrauličkih karakteristika poređeni su sa eksperimentalnim podacima različitih tipova zemljišta, pri čemu su dobijena veoma dobra slaganja. Time je potvrđena jasna fizička veza između prethodno navedenih karakteristika tla, što se na dalje može koristiti za bolju procenu hidrauličkih svojstava zemljišta i pouzdaniju simulaciju tečenja kroz nezasićenu poroznu sredinu.

Ključne reči: (multi)fraktali, nezasićena porozna sredina, granulometrijska kriva, kriva vlažnosti, kriva vodoprovodljivosti

Link between the grain size distribution and the hydraulic characteristics in unsaturated soils based on (multi)fractal theory

ABSTRACT: To simulate the water movement within the unsaturated porous medium it is necessary to know some basic soil hydraulic properties such as the water retention curve (WRC) and the hydraulic conductivity function (HCF). The link between the water content / hydraulic conductivity and capillary potential in unsaturated porous medium is most often described by means of analytical functions that depend on several empirical parameters that are estimated through calibration of infiltration models. To adapt the model to various soil types, it is necessary to use physically based functions instead of empirical ones, which is the research subject of this paper. Starting from the assumption that the packing arrangement of grains in soil dictates the representation of different pore sizes that directly influence the soil water retention and conductivity, it is evident there is a link between the soil's grain size distribution and its unsaturated hydraulic properties. By using the multifractal theory, which represents the statistical tool for describing heterogeneity, the analytical grain size distribution function has been developed. In case of the pore size distribution, the mentioned multifractal function is reduced to the fractal one which is further used to derive new physically based soil water retention and hydraulic conductivity functions. Developed (multi)fractal functions have been compared with experimental data of various soil types, obtaining satisfactory agreement. Hence, the physical correlation between the mentioned soil properties has been confirmed, which can be further used for better estimation of the soil hydraulic characteristics and more reliable simulation of water movement within an unsaturated porous medium.

Keywords: (multi)fractals, unsaturated porous medium, grain size distribution curve, water retention curve, hydraulic conductivity function

¹ Dr Filip Stanić, Građevinski fakultet Beograd, fstanic@grf.bg.ac.rs

² Prof. Pierre Delage, redovni profesor, Ecole des Ponts ParisTech, pierre.delage@enpc.fr

³ Prof. Daniel Schertzer, redovni profesor, Ecole des Ponts ParisTech, daniel.schertzer@enpc.fr

1 Uvod

Za pouzdane simulacije tečenja u poroznoj (ne)zasićenoj sredini koriste se numerički modeli zasnovani na rešavanju Richards-ove parcijalne diferencijalne jednačine drugog reda (Richards, 1931), gde se hidrauličke karakteristike sredine opisuju različitim analitičkim funkcijama (Brooks & Corey 1964, van Genuchten 1980, Fredlund and Xing 1994, Kosugi 1996, itd.). Ove funkcije opisuju vezu između zapreminske vlažnosti, odnosno vodoprovodljivosti, i kapilarnog potencijala, pri čemu se u obzir najčešće uzima samo uticaj kapilarnosti dok se adsorpcija zanemaruje. Novije studije su pokazale da kod nekih materijala i adhezivne sile imaju značajan uticaj na kretanje vode, i to ne samo pri vlažnostima manjim od rezidualne već i pri onim bliže saturaciji, zbog čega su u zadnjih desetak godina razvijene mnoge funkcije hidrauličkih karakteristika zemljišta koje uzimaju u obzir i kapilarnu i adsorpcionu komponentu (Peters, 2013; Iden i Durner, 2014; Wang i sar., 2016, itd.).

Glavni problem kod pomenutih funkcija je što, zbog kompleksnosti fizike koju opisuju, zavise od velikog broja parametara među kojima neki, najčešće oni koji opisuju kapilarnu komponentu, nemaju jasno fizičko značenje. Stoga je proces određivanja optimalnih vrednosti parametara, bilo kalibracijom modela infiltracije bilo fitovanjem pomenutih funkcija sa eksperimentalno određenim karakteristikama tla, veoma zametan, a često i nedovoljno pouzdan jer različite kombinacije vrednosti parametara mogu dati podjednako dobre rezultate. U cilju smanjenja neodređenosti neophodno je smanjiti ukupan broj parametara i eliminisati one empirijske. Osnov za razvoj novih analitičkih funkcija je fizički zasnovana veza između granulometrijske krive zrnastih materijala i njihovih krivih vlažnosti i vodoprovodljivosti u kapilarnom režimu, koja se temelji na činjenici da način pakovanja zrna kreira mrežu pora u kojima se zadržava, odnosno kroz koje teče voda.

Da bi se adekvatno opisala veza između pomenutih karakteristika zemljišta, u ovom radu je prvo predstavljena nova funkcija granulometrijske krive (Stanić i sar., 2021). U Stanić i sar. (2021) je prikazan jednostavan algoritam za prepoznavanje zrna materijala iz polja gustina dobijenih skeniranjem uzorka tla CT skenerom, na osnovu kojeg se može odrediti granulometrijska kriva. Predstavljani algoritam se može i analitički opisati koristeći teoriju multifraktala (Schertzer i Lovejoy, 1987; Schertzer i Lovejoy, 1997), čime se dobija nova funkcija raspodele koja opisuje granulometrijsku krivu. Sličan algoritam se koristi i u slučaju prepoznavanja pora različitih veličina, pri čemu se za analitičko opisivanje krive raspodele koristi jednostavniji fraktalni zakon koji proističe iz multifraktalnog, na osnovu čega se uspostavlja veza između krivih raspodele zrna i pora. Dalje se na osnovu Young-Laplace-ovog zakona koji daje jasnu vezu između veličine pora i kapilarnog potencijala koji se u njima javlja, iz krive raspodele veličine pora izvodi jednačina krive vlažnosti (Stanić i sar., 2020) za kapilarni režim. Konačno, korišćenjem Mualem (1976)-ove pretpostavke da se mreža pora može aproksimirati snopom paralelnih kapilarnih cevčica različitih dimenzija kroz koje prolazi voda, na osnovu jednačine krive vlažnosti se izvodi jednačina krive vodoprovodljivosti (Stanić i sar., 2020). Za razliku od fraktalnih funkcija prikazanih ovde, postojeći fraktalni modeli hidrauličkih karakteristika (Ghanbarian-Alavijeh i sar., 2011) se zasnivaju na krajnje uprošćenoj fizici zbog čega je njihova primena u mnogome ograničena. S obzirom da jednačine hidrauličkih karakteristika tla izvedene u ovom radu uzimaju u obzir samo fenomen kapilarnosti (važe za vlažnosti veće od rezidualne), one se kombinuju sa postojećim „adsorpcionim“ funkcijama (Peters, 2013; Iden i Durner, 2014) čiji je uticaj najdominantniji pri izrazito negativnim vrednostima kapilarnog potencijala (vlažnosti manje od rezidualne).

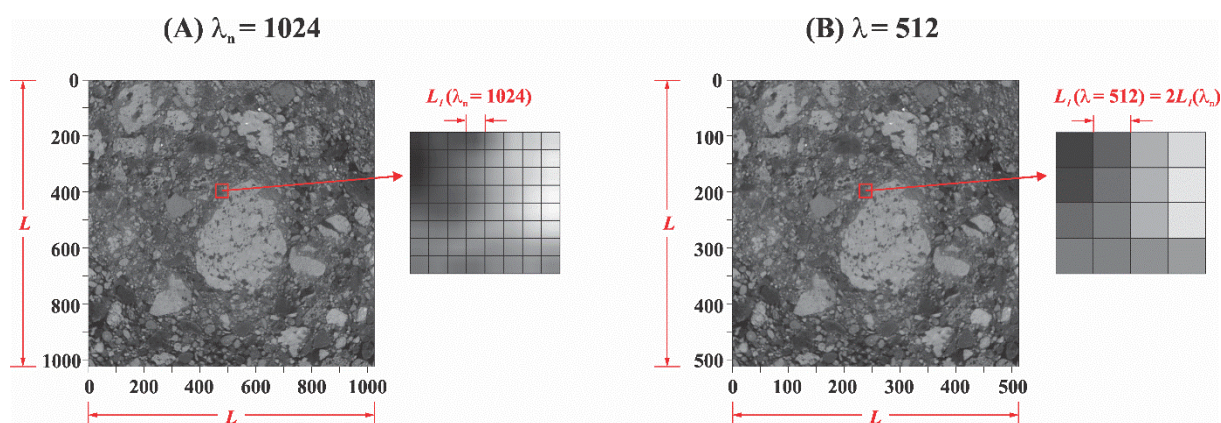
Primarni cilj ovog rada nije predviđanje hidrauličkih karakteristika zemljišta na osnovu njegove granulometrijske krive, već opisivanje pomenutih karakteristika analitičkim funkcijama čiji parametri pružaju fizički zasnovano tumačenje. Stoga je validacija prikazanih funkcija granulometrijske krive i krivih vlažnosti i vodoprovodljivosti urađena na osnovu njihovog poređenja sa eksperimentalnim karakteristikama različitih tipova zemljišta, pri čemu je na primeru supstrata zelenog krova “Green Wave” (Stanić i sar., 2019; Versini i sar., 2020; Stanić i sar., 2021) pokazana korelacija između granulometrije i krivih hidrauličkih karakteristika. Kao dodatak je prikazana i procedura za grubo procenjivanje hidrauličkih karakteristika na osnovu elementarnih podataka koji su dostupni u praksi, kao što su granulometrijska kriva, Darcy-jev koeficijent filtracije i poroznost.

2 Metodologija

U narednim poglavljima su redom izvedene nove analitičke funkcije granulometrijske krive, krive raspodele veličine pora, kao i krive vlažnosti i vodoprovodljivosti, sa ciljem da se prikaže fizički zasnovana veza između raspodele veličina zrna i hidrauličkih karakteristika zemljišta. Kao što je objašnjeno u nastavku teksta, prva od pomenutih funkcija se zasniva na teoriji multifraktala, a preostale tri na teoriji fraktala.

2.1 Funkcija granulometrijske krive

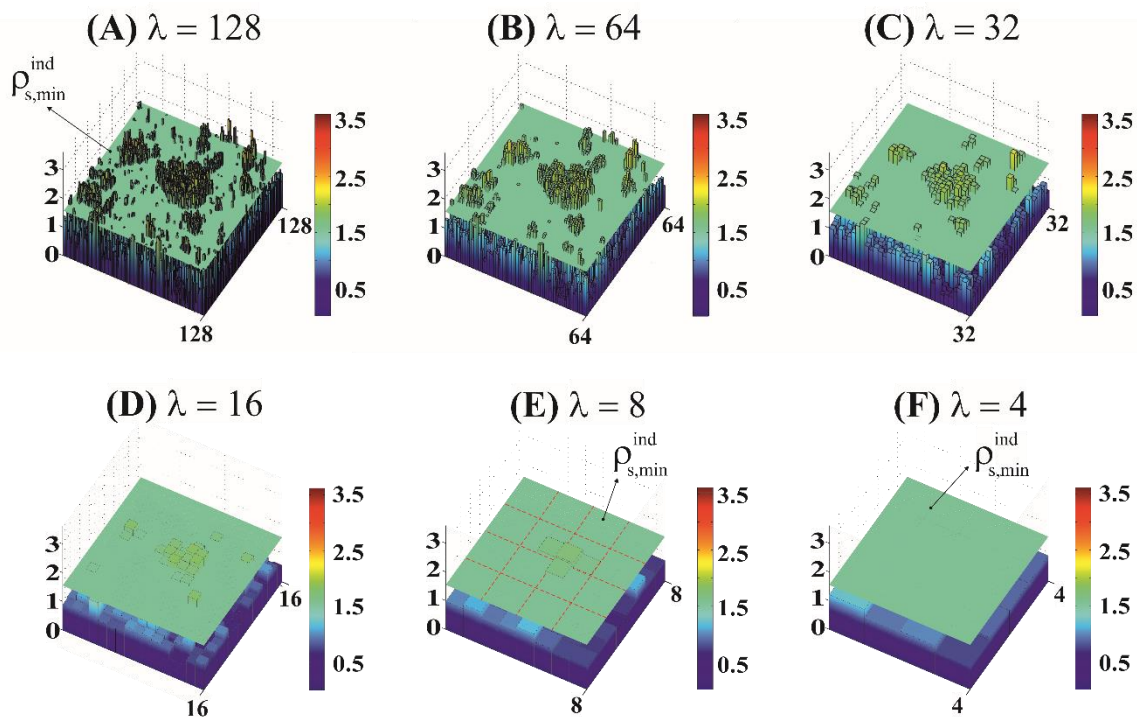
U Stanić i sar. (2021) je detaljno objašnjena procedura korišćenja CT skenera za potrebe skeniranja uzorka tla rendgenskim zracima, pri čemu se kao rezultat dobija trodimenzionalna slika (Euclidean-ova dimenzija $E = 3$) uzorka u različitim nijansama sive boje, gde svetlije nijanse označavaju veće gustine, a tamnije manje. Nakon što se dobijene vrednosti renormalizuju (podele sa srednjom vrednošću cele slike), dobija se bezdimenzionalno polje indikatora gustine $\rho^{ind} \sim \rho/\rho_d$ koje je proporcionalno odnosu gustine u određenoj tački (pikselu) i gustini uzorka u suvom stanju ($\rho^{ind} = 1$ se odnosi na vrednost gustine u suvom stanju ρ_d).



Slika 1. Horizontalna ravan izvučena iz skeniranog trodimenzionalnog polja ρ^{ind} koje se odnosi na supstrat zelenog krova (preuzeto iz Stanić i sar., 2020) pri dve sukcesivne rezolucije: (a) $\lambda_n = 1024$; (b) $\lambda = 512$

Figure 1. Horizontal plane extracted from the scanned tridimensional ρ^{ind} field related to the green roof substrate (after Stanić et al., 2020) at two consecutive resolutions: (a) $\lambda_n = 1024$; (b) $\lambda = 512$

Na Slici 1a je prikazana jedna horizontalna ravan ($E = 2$) izvučena iz trodimenzionalne slike, čija je veličina $L = 60$ mm, veličina piksela $L_I(\lambda_n) \approx 53.4$ μm , a rezolucija $\lambda_n = L/L_I(\lambda_n) = 1024$ (broj piksela duž jedne ivice slike). Na Slici 1b prikazana je ista ravan pri duplo manjoj rezoluciji $\lambda = 512$ koja je dobijena grupisanjem po četiri okolna piksela u jedan koji ima duplo veće dimenzije ($L_I(\lambda) = 2 L_I(\lambda_n)$) i vrednost ρ^{ind} jednaku prosečnoj vrednosti njegova četiri prethodnika. Algoritam za prepoznavanje zrna iz polja gustina je ilustrovan na Slici 2 (prikazane su vrednosti ρ^{ind}) gde se pri sukcesivnom smanjivanju rezolucije λ određuje zastupljenost vrednosti ρ^{ind} koje su iznad definisane granične vrednosti. Ova granična vrednost se odnosi na minimalnu gustinu zrna $\rho_{s,min}$ i računa se kao $\rho_{s,min}^{ind} = \rho_{s,min}/\rho_d > 1$ (horizontalna ravan na Slici 2).



Slika 2. Trodimenzionalni prikaz sukcesivnog smanjivanja rezolucije polja sa Slike 1 (od $\lambda = 128$ do $\lambda = 4$), gde se za svako λ razmatraju samo vrednosti ρ^{ind} koje se odnose na čvrstu fazu ($\rho^{ind} \geq \rho_{s,min}^{ind}$) – preuzeto iz Stanić i sar. (2021)

Figure 2. Tridimensional illustration of the consecutive resolution reduction of the field from Figure 1 (od $\lambda = 128$ do $\lambda = 4$), where for each λ only ρ^{ind} values related to grains are considered ($\rho^{ind} \geq \rho_{s,min}^{ind}$) – after Stanić et al. (2021)

Pod pretpostavkom da je početna rezolucija slike λ_n dovoljno velika da je veličina piksela $L_I(\lambda_n)$ približno jednaka minimalnom prečniku zrna $d_{g,min}$, površina pokrivena vrednostima $\rho^{ind} \geq \rho_{s,min}^{ind}$ (vrednosti iznad horizontalne ravni) predstavlja ukupnu zastupljenost svih zrna ($\geq d_{g,min}$). Sukcesivnim smanjivanjem rezolucije λ i ta zastupljenost se postepeno smanjuje eliminisanjem izolovanih vrednosti $\rho^{ind} \geq \rho_{s,min}^{ind}$ koje se uprosečuju sa okolnim koje su manje od $\rho_{s,min}^{ind}$. S obzirom da novonastale vrednosti ne premašuju $\rho_{s,min}^{ind}$, te oblasti se ne prepoznaju kao zrna pri manjim rezolucijama (ostaju ispod horizontalne ravni), dok veća područja pokrivena vrednostima $\rho^{ind} \geq \rho_{s,min}^{ind}$ ostaju iznad granične vrednosti (oblast u sredini polja na Slici 2 koja ukazuje na zrno velikog prečnika). Drugim rečima, zrna čiji su prečnici manji ili jednaki veličini piksela $L_I(\lambda)$ se ne prepoznaju pri rezolucijama manjim od λ , dok se ona većih prečnika prepoznaju. Zastupljenost zrna čiji su prečnici veći ili jednaki $L_I(\lambda)$ se određuje na sledeći način:

$$P_{grains}(d \geq L_1(\lambda)) = \frac{N_{grains}(d \geq L_1(\lambda))}{\lambda^E} \quad (1)$$

gde je $N_{grains}(d \geq L_1(\lambda))$ broj piksela sa vrednošću $\rho^{ind} \geq \rho_{s,min}^{ind}$, dok je λ^E ($E = 2$) ukupan broj piksela pri rezoluciji λ . Kada se jednačina (1) podeli sa zastupljenošću zrna pri početnoj rezoluciji λ_n gde su sva zrna prepoznata, dobija se funkcija raspodele koja opisuje udeo zrna koja su veća ili jednaka $L_I(\lambda)$. Dakle, granulometrijska kriva ima sledeći oblik:

$$P(d < L_1(\lambda)) = 1 - \frac{P_{grains}(d \geq L_1(\lambda))}{P_{grains}(d \geq L_1(\lambda))} = 1 - \frac{N_{grains}(d \geq L_1(\lambda))}{N_{grains}(d \geq L_1(\lambda))} \left(\frac{\lambda_n}{\lambda}\right)^E \quad (2)$$

Uticaj rezolucije na zastupljenost vrednosti koje su veće od neke granične (u ovom slučaju $\rho_{s,min}^{ind}$) može se statistički opisati analitičkim izrazom koji predstavlja prilagođenu formu multifraktalnog zakona koja je prikazana u Stanić i sar. (2021):

$$P_{grains}(d \geq L_1(\lambda)) = \lambda^{-c_1 \left(\frac{\ln(\rho_{s,min}^{ind})}{c_1 \alpha'} + \frac{1}{\alpha} \right)^{\alpha'}} \quad (3)$$

gde je $\alpha' = \left(1 - \frac{1}{\alpha}\right)^{-1}$, dok su C_1 i α statistički parametri koji opisuju heterogenost polja ρ^{ind} , pri čemu vrednost C_1 [0÷E] određuje opseg oko srednje vrednosti u kojem se ρ^{ind} većinski kreće (kada C_1 teži nuli ρ^{ind} teži srednjoj vrednosti), dok se α odnosi na varijabilnost unutar tog opsega i pojavu ekstremnih vrednosti ($\alpha = 0$ – nema ekstrema; $\alpha = 2$ – maksimalna varijabilnost). Na osnovu jednačine (3) može se analitički izraziti i jednačina (2):

$$P(d < d_g) = 1 - \frac{\left(\frac{L}{d_g}\right)^{-c_1 \left(\frac{\ln(\rho_{s,min}^{ind})}{c_1 \alpha'} + \frac{1}{\alpha} \right)^{\alpha'}}{\left(\frac{L}{d_{g,min}}\right)^{-c_1 \left(\frac{\ln(\rho_{s,min}^{ind})}{c_1 \alpha'} + \frac{1}{\alpha} \right)^{\alpha'}} \quad (4)$$

gde su λ i λ_n zamenjeni redno sa L/d_g i $L/d_{g,min}$, dok su d_g i $d_{g,min}$ prečnici aktuelnog i minimalnog zrna jednaki vrednostima piksela $L_1(\lambda)$ i $L_1(\lambda_n)$. Za razliku od nekih fraktalnih modela koji granulometrijsku krivu aproksimiraju stepenom funkcijom čiji je eksponent fiksna vrednost fraktalne dimenzije (Bird i sar., 2000), eksponent u jednačini (4) uzima u obzir različite fraktalne dimenzije za različite d_g (odatle i naziv multifraktali). Kao što je prikazano u Stanić i sar. (2021), funkcija gustine raspodele zrna prečnika d_g se određuje kao izvod jednačine (4) po promenljivoj $\ln(L/d_g)$.

Parametri predstavljene funkcije granulometrijske krive su $\rho_{s,min}^{ind}$, $d_{g,min}$, α i C_1 , pri čemu su prva dva fizički zasnovana (određuju se eksperimentalno ili se procenjuju) dok su druga dva statistički parametri. Parametar C_1 najviše utiče na zastupljenost sitnijih zrna, pri čemu manje vrednosti C_1 odgovaraju većoj zastupljenosti. S druge strane, promena vrednosti α manje utiče na zastupljenost sitnih čestica a više na nagib centralnog dela granulometrijske krive koji je strmiji za manje vrednosti α (detaljnije u Stanić i sar., 2021). Vrednosti C_1 i α se direktno određuju statističkom analizom polja ρ^{ind} koristeći metodu “Trace Moment analysis” (Schertzer i Lovejoy, 1987) koja je objašnjena u Stanić i sar. (2021).

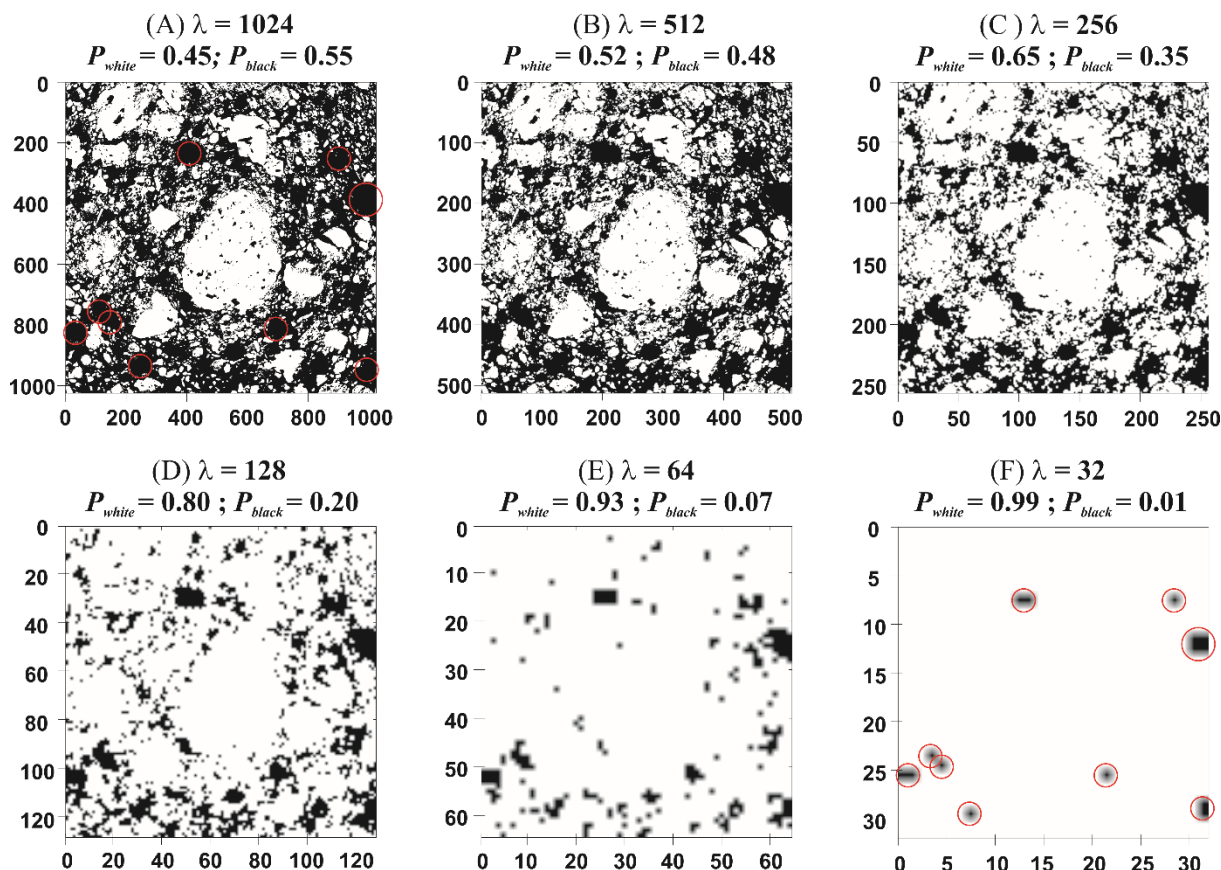
2.2 Funkcija krive raspodele veličine pora

Da bi se izvele funkcije hidrauličkih karakteristika neophodno je prvo definisati analitičku funkciju krive raspodele veličine pora u kojima se voda zadržava, odnosno kroz koje teče. Ova funkcija se takođe izvodi na osnovu algoritma sukcesivnog smanjenja rezolucije, pri čemu se umesto vrednosti $\rho^{ind} > \rho_{s,min}^{ind}$ razmatraju vrednosti $\rho^{ind} > 0$, gde se nulta vrednost odnosi na pore ispunjene vazduhom (crne oblasti). S obzirom da $\rho^{ind} = 0$ označava pore, pri uprosečavanju vrednosti ρ^{ind} usled smanjenja rezolucije λ svim vrednostima $\rho^{ind} > 0$ se dodeljuje neka fiksna vrednost, usled čega se dobija crno-bela slika (vidi Sliku 3). Na ovaj način se zastupljenost $\rho^{ind} = 0$ vrednosti (crnih oblasti) postepeno smanjuje zajedno sa rezolucijom λ , pri čemu “opstaju” samo one pore čiji su prečnici veći ili jednaki veličini piksela $L_1(\lambda)$ - na Slici 3a i f su crvenim krugovima obeležene pore

većih dimenzija koje odolevaju procesu agregacije. S druge strane, zastupljenost belih piksela ($\rho^{ind} > 0$) se povećava sa smanjenjem λ i to po fraktalnom zakonu (Feder, 1988):

$$P_{white}(\lambda) = \frac{N_{white}(\lambda)}{\left(\frac{\lambda}{\lambda_{min}}\right)^E} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_{min}}\right)^{D_f} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_{min}}\right)^{D_f-E} \quad (5)$$

gde je λ_{min} minimalna rezolucija pri kojoj još uvek postoje crni pikseli ($\lambda_{min} = 32$ na Slici 3), dok je D_f fraktalna dimenzija zrna koja uzima vrednosti $[0 \div E]$, pri čemu se $D_f = 0$ odnosi na nepostojanje belih piksela, dok $D_f = E$ ukazuje na nepostojanje crnih.



Slika 3. Primer sukcesivnog smanjivanja rezolucije polja sa Slike 1, gde se pri svakoj rezoluciji λ vrednosti $\rho^{ind} > 0$ fiksiraju na vrednost 1 (beli pikseli), dok vrednosti $\rho^{ind} = 0$ ostaju nepromenjene (crni pikseli) – preuzeto iz Stanić i sar. (2020)

Figure 3. An example of a consecutive resolution reduction of the field from Figure 1, where at each resolution λ values $\rho^{ind} > 0$ are set to one (white pixels), while values $\rho^{ind} = 0$ remain unchanged (black pixels) – after Stanić et al. (2020)

Na osnovu jednačine (5), zastupljenost pora (crnih piksela) koje su komplementarni elementi belim pikselima može se izraziti na sledeći način:

$$P_{pores}(\lambda) = 1 - \left(\frac{\lambda}{\lambda_{min}}\right)^{D_f-E} \quad (6)$$

Kao i u slučaju zrna, jednačina (6) označava zastupljenost pora čiji su prečnici veći ili jednaki $L_1(\lambda)$. Da bi se sa zastupljenosti prešlo na funkciju raspodele, jednačina (6) se deli sa ukupnom zastupljenošću pora pri rezoluciji λ_n koja odgovara poroznosti φ :

$$P(d \geq L_1(\lambda)) = \frac{1 - \left(\frac{\lambda}{\lambda_{min}}\right)^{D_f - E}}{1 - \left(\frac{\lambda_n}{\lambda_{min}}\right)^{D_f - E}} = \frac{1 - \left(\frac{L_1(\lambda_{min})}{L_1(\lambda)}\right)^{D_f - E}}{\varphi} \quad (7)$$

gde su λ i λ_{min} zamenjeni redno sa $\frac{L}{L_1(\lambda)}$ i $\frac{L}{L_1(\lambda_{min})}$. Imajući u vidu da veličine piksela $L_1(\lambda)$ i $L_1(\lambda_{min})$ odgovaraju prečnicima pora d_p i $d_{p,max}$ (prečnik najveće pore), jednačina krive raspodele veličine pora ima sledeći oblik:

$$P(d < d_p) = 1 - \frac{1 - \left(\frac{d_{p,max}}{d_p}\right)^{D_f - 3}}{\varphi} \quad (8)$$

Jednačine (5) – (7) su izvedene na osnovu analize dvodimenzionalne slike ($E = 2$), dok se u jednačini (8) koristi $E = 3$, jer se kriva raspodele veličine pora odnosi na njihov zapreminski udeo.

Fizički zasnovana veza između granulometrijske krive (jednačina 4) i krive raspodele veličine pora (jednačina 8) se uspostavlja preko parametra D_f . Njegova vrednost se određuje pod pretpostavkom da su pri rezoluciji λ_n prepoznata zrna svih prečnika, što znači da je za $\lambda = \lambda_n$ zastupljenost belih piksela (jednačina 5) jednaka zastupljenosti piksela sa vrednostima $\rho^{ind} > \rho_{s,min}^{ind}$ (jednačina 3), iz čega proističe:

$$D_f = 3 - C_1 \left(\frac{\ln\left(\frac{\rho_{s,min}^{ind}}{\ln(L/d_{g,min})}\right)}{C_1 \alpha'} + \frac{1}{\alpha} \right)^{\alpha'} \frac{\ln\left(\frac{L}{d_{g,min}}\right)}{\ln\left(\frac{d_{p,max}}{d_{g,min}}\right)} \quad (9)$$

Dakle, na osnovu četiri parametra funkcije granulometrijske krive (jednačina 4), uz dodatak maksimalne veličine pora $d_{p,max}$, određuje se vrednost fraktalne dimenzije zrna D_f (jednačina 9) koja opisuje krivu raspodele veličine pora (jednačina 8). Jedan od parametara koji utiče na vrednost D_f , a samim tim i na krivu raspodele veličine pora, je $\rho_{s,min}^{ind}$ koji zavisi od gustine uzorka u suvom stanju ρ_d , odnosno zbijenosti, što dodatno potvrđuje fizičku zasnovanost izvedenih jednačina. Kao što je objašnjeno u Stanić i sar. (2020), manje vrednosti D_f se odnose na pore relativno uniformnih veličina što je najčešće slučaj kod slabo graduisanih materijala poput peska, dok se veće vrednosti D_f uglavnom odnose na dobro graduisane materijale kod kojih sitnija zrna popunjavaju praznine između krupnijih čime se stvaraju pore različitih veličina.

2.3 Funkcija krive vlažnosti

Za opisivanje zavisnosti između zapreminske vlažnosti i kapilarnog potencijala u opsegu od zasićenog do potpuno suvog stanja, potrebno je uzeti u obzir i kapilarnu i adsorpcionu komponentu. U tom slučaju, ukupan sadržaj vode $\theta^{tot}(h_k)$ može se napisati u skladu sa Iden i Durner (2014):

$$\theta^{tot}(h_k) = (\theta_s - \theta_r) S_e^{cap}(h_k) + \theta_r S_e^{ads}(h_k) \quad (10)$$

gde su $S_e^{cap} = \frac{\theta^{cap}(h_k) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ i $S_e^{ads} = \frac{\theta^{ads}(h_k)}{\theta_r}$ stepeni zasićenosti $[0 \div 1]$ za kapilarnu i adsorpcionu vodu, $\theta^{cap}(h_k)$ i $\theta^{ads}(h_k)$ su redno kapilarna i adsorpciona komponenta vlažnosti [-], dok su θ_s i θ_r maksimalna i rezidualna vlažnost [-]. Jednačina (10) jasno ukazuje na to da je za veće vrednosti h_k ($\theta_r < \theta < \theta_s$) dominantan član koji se odnosi na kapilarnost, dok za izrazito negativne vrednosti h_k ($\theta < \theta_r$) tu ulogu preuzima adsorpcija.

Kapilarne sile koje se javljaju u zemljištu zavise najviše od veličine pora. Stoga se na osnovu jednačine (8) i Young-Laplace-ovog zakona izvodi nova fizički-zasnovana funkcija krive vlažnosti za kapilarnu vodu. Prema Young-Laplace-u, nametanjem kapilarnog potencijala $h_k = -C/d_p$ m ($C \approx 2.8 \times 10^{-5}$) sve pore veće od d_p se prazne. Stoga se na osnovu jednačine (8) izvodi izraz za S_e^{cap} :

$$S_e^{cap}(h_k) = \frac{\theta^{cap}(h_k) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \begin{cases} 1, & h_k \geq h_{k,a} \\ 1 - \frac{1 - \left(\frac{h_k}{h_{k,a}}\right)^{D_f - 3}}{\theta_s - \theta_r}, & h_{k,r} \leq h_k < h_{k,a} \end{cases} \quad (11)$$

gde je D_f gore pomenuta fraktalna dimenzija zrna (jednačina 9), $h_{k,a}$ je najmanja vrednost kapilarnog potencijala pri kojoj materijal ostaje zasićen, dok je $h_{k,r}$ vrednost kapilarnog potencijala koja odgovara rezidualnoj vlažnosti θ_r (iz uslova $S_e^{cap}(h_{k,r}) = 0$ se dobija $h_{k,r} = h_{k,a} [1 - (\theta_s - \theta_r)]^{\frac{1}{D_f - 3}}$). Treba napomenuti da se u jednačini (11) umesto poroznosti φ koristi $\theta_s - \theta_r$, s obzirom da Young-Laplace-ov zakon važi samo u kapilarnom režimu (vlažnosti veće od rezidualne).

S druge strane, adhezione sile utiču na zadržavanje i kretanje vode koja se u zemljištu nalazi u formi tankog vodenog filma obavijenog oko čestica tla. Na osnovu činjenice da sadržaj adsorpcione vode linearno opada ka nuli sa smanjenjem kapilarnog potencijala u semi-log razmeri (Campbell i Shiozawa, 1992), Peters (2013) je predložio funkciju koja opisuje $S_e^{ads}(h_k)$ a koja je kasnije modifikovana od strane Iden i Durner (2014) i iskorišćena u Stanić i sar. (2020):

$$S_e^{ads}(h_k) = \frac{\theta^{ads}(h_k)}{\theta_r} = 1 + \left(\log_{10}\left(\frac{h_{k,a}}{h_0}\right)\right)^{-1} \left\{ \log_{10}\left(\frac{h_k}{h_{k,a}}\right) + b \ln \left[1 + e^{\log_{10}\left(\frac{h_{k,a}}{h_k}\right)/b} \right] \right\} \quad (12)$$

gde je $h_0 = -6.3 \times 10^4$ m vrednost maksimalnog kapilarnog potencijala koja odgovara potpuno suvom stanju $\theta^{tot} = 0$, dok je $b = 0.3$ empirijski parametar koji utiče na zakrivljenost krive u blizini vrednosti $h_k = h_{k,a}$. Jednačina (10) se može svesti i na isključivo kapilarni model ukoliko se fiksira vrednost $\theta^{ads}(h_k) = \theta_r$.

2.4 Funkcija krive vodoprovodljivosti

Slično kao u slučaju krive vlažnosti, prema Peters (2013) kriva vodoprovodljivosti za pun opseg vlažnosti se može prikazati kao zbir kapilarne i adsorpcione komponente na sledeći način:

$$K^{tot} = K^{cap} + K^{film} = K_s^{cap} K_r^{cap} + K_s^{film} K_r^{film} \quad (13)$$

gde su K_s^{cap} i K_s^{film} vrednosti kapilarne i adsorpcione vodoprovodljivosti u zasićenom stanju, dok su K_r^{cap} i K_r^{film} funkcije relativne vodoprovodljivosti za kapilarnu i adsorpcionu komponentu.

Funkcija K_r^{cap} je izvedena pod Mualem (1976)–ovom pretpostavkom da se mreža pora može aproksimirati snopom ravnih paralelnih kapilarnih cevčica različitog prečnika od kojih su neke zasićene a neke prazne, pri čemu ukupna količina vode u njima odgovara vlažnosti (odnosnu stepenu zasićenosti) zemljišta. Pod pretpostavkom da se voda kroz cevčice kreće prema Hagen-Poiseuille-ovom zakonu, pri čemu parametar n uzima u obzir zakrivljenost putanje vode (kompenzuje pretpostavku o ravnim cevčicama), Mualem je izveo sledeći izraz za K_r^{cap} :

$$K_r^{cap}(S_e^{cap}) = (S_e^{cap})^n \left(\frac{\int_0^{S_e^{cap}} h_k^{-1} dS_e^{cap}}{\int_0^1 h_k^{-1} dS_e^{cap}} \right)^2 \quad (14)$$

Ako se iz jednačine (11) izrazi $dS_e^{cap} = \frac{D_f - 3}{h_{k,a}(\theta_s - \theta_r)} \left(\frac{h_k}{h_{k,a}}\right)^{D_f - 4} dh_k$ i ubaci u jednačinu (14), pri čemu se promene granice integracije, dobija se sledeći izraz:

$$K_r^{cap}(h_k) = \begin{cases} 1, & h_k \geq h_{k,a} \\ \left(1 - \frac{1 - \left(\frac{h_k}{h_{k,a}}\right)^{D_f - 3}}{\theta_s - \theta_r} \right)^n \left(\frac{\left(\frac{h_k}{h_{k,a}}\right)^{D_f - 4} - \left(\frac{h_{k,r}}{h_{k,a}}\right)^{D_f - 4}}{1 - \left(\frac{h_{k,r}}{h_{k,a}}\right)^{D_f - 4}} \right)^2, & h_{k,r} \leq h_k < h_{k,a} \end{cases} \quad (15)$$

gde je D_f fraktalna dimenzija zrna koja se računa preko jednačine (9). Vrednosti u drugoj zagradi jednačine (15) se kreću između 0 za $h_k = h_{k,r}$ i 1 za $h_k = h_{k,a}$.

Tokunaga (2009) je pokazao da vodoprovodljivost koja potiče od vodenog filma koji obavija zrna linearno opada u log-log razmeri pod nagibom $a = -1.5$ sa smanjenjem kapilarnog potencijala, na osnovu čega je Peters (2013) izveo jednostavnu jednačinu za $K_r^{film}(S_e^{ads})$:

$$K_r^{film}(S_e^{ads}) = \left(\frac{h_0}{h_{k,a}}\right)^{-1.5(1-S_e^{ads})} \quad (16)$$

Treba napomenuti da vrednost nagiba a može da odstupa od -1.5, pogotovu za glinovita zemljišta, jer je ta vrednost odgovara pretpostavci o idealno sferičnim zrnima. Radi smanjenja broja parametara modela, usvojena je vrednost $a = -1.5$ kao u Peters (2013), Wang i sar. (2016) i Stanić i sar. (2020).

Opisane funkcije hidrauličkih karakteristika (jednačine 10 i 13) zavise od sedam fizički zasnovanih parametara (K_S^{cap} , θ_s , D_f , $h_{k,a}$, θ_r , K_S^{film} , n), od kojih su K_S^{cap} – Darsijev koeficijent filtracije i θ_s – vlažnost zasićenog zemljišta najčešće poznati, dok se D_f određuje iz jednačine (9) na osnovu granulometrijske krive. Vrednosti četiri preostala parametra se određuju iz detaljnih eksperimentalnih krivih vlažnosti i vodoprovodljivosti, kao što je objašnjeno u narednom poglavlju koje se odnosi na validaciju prikazanih funkcija. Kao dodatak priložena je i procedura za grubu procenu hidrauličkih karakteristika zemljišta na osnovu elementarnih ulaznih podataka koji su dostupni u praksi (poglavlje 4).

3 Validacija izvedenih analitičkih funkcija

Za validaciju funkcije granulometrijske krive (jednačina 4) korišćene su skenirane slike supstrata zelenog krova “Green Wave” (Stanić i sar., 2021) na osnovu kojih su određeni parametri funkcije, a dobijeni rezultati su poređeni sa eksperimentalnim podacima (Slika 4). Za isti materijal je urađeno i poređenje fraktalnih funkcija krive vlažnosti (jednačina 10) i vodoprovodljivosti (jednačina 13) sa merenim vrednostima (Slika 5), pri čemu je vrednost parametra D_f određena na osnovu granulometrije (jednačina 9). Konačno, jednačine (10) i (13) su upoređene sa eksperimentalnim krivama vlažnosti i vodoprovodljivosti za još 10 tipova zemljišta, gde su na Slici 6 predstavljeni oni materijali čije su vodoprovodljivosti prikazane u funkciji od kapilarnog potencijala, dok su na Slici 7 predstavljeni oni čije vodoprovodljivosti zavise od vlažnosti. S obzirom da za 10 pomenutih tipova zemljišta nisu dostupni podaci o granulometriji, vrednosti D_f se određuju iz slaganja jednačine (10) i eksperimentalnih krivih vlažnosti.

3.1 Supstrat zelenog krova

3.1.1 Granulometrijska kriva

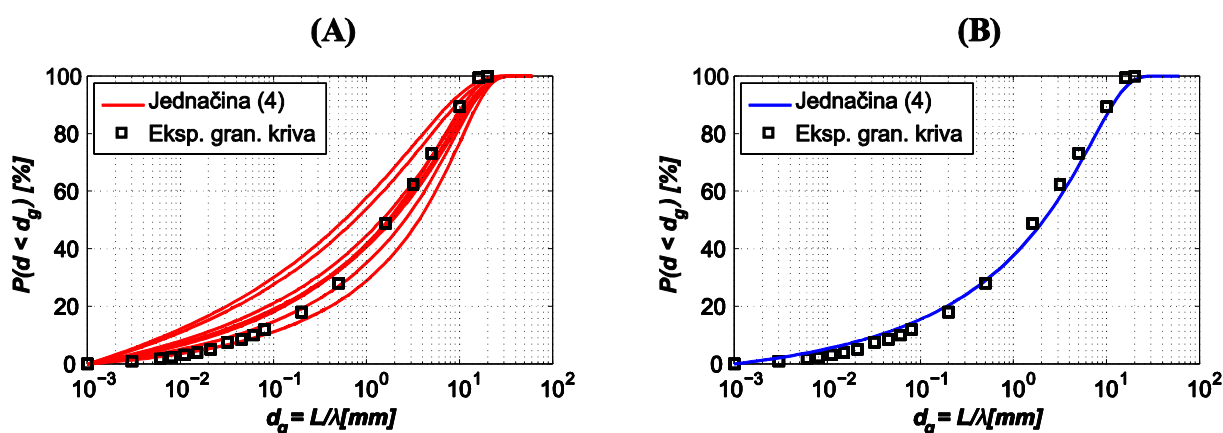
Za skeniranje supstrata zelenog krova korišćen je cilindrični uzorak prečnika 10 cm i visine 15 cm. Način pravljenja uzorka, kao i tehničke karakteristika CT skenera koji je korišćen su prikazane u Stanić i sar. (2021). Kao rezultat skeniranja dobijena je trodimenzionalna slika (1785x1785x3072 voksela), iz koje je izvučeno osam horizontalnih ravni (jedna od njih je prikazana na Slici 1) dimenzija $L = 60$ mm, rezolucije $\lambda_n = 1024$ i veličine piksela $l(\lambda_n) \approx 53.4$ μm . S obzirom da je obezbeđena statistička izotropija unutar skeniranog uzorka, α i C_I su određeni primenom „Trace Moment analysis“ metode na osam izdvojenih dvodimenzionalnih ravni umesto cele trodimenzionalne slike, čime se štedi na vremenu i kompjuterskoj memoriji. Fizički parametri $\rho_{s,min}^{ind} = \rho_{s,min}/\rho_d = 2.2/1.42 = 1.55$ i $d_{g,min} \approx 1$ μm su eksperimentalno određeni i važe za sve analizirane ravni.

Tabela 1. Vrednosti parametara α i C_I , dobijene "Trace Moment analysis" metodom, koje se odnose na osam horizontalnih ravni ρ^{ind} analiziranih u Stanić i sar. (2021). Vrednosti označene sivom bojom se odnose na ravan sa Slike 1

Table 1. Values of α and C_I parameters, obtained by means of Trace Moment analysis, related to eight horizontal ρ^{ind} fields analyzed in Stanić et al. (2021). Values highlighted in grey are related to the plane from Figure 1

		Horizontalna ravan							
		1	2	3	4	5	6	7	8
C_I		9.34E-03	9.93E-03	1.64E-02	2.23E-02	1.66E-02	2.72E-02	1.45E-02	1.93E-02
α		1.93	1.96	1.83	1.67	1.80	1.61	1.85	1.66

Na osnovu priloženih vrednosti parametara, korišćenjem jednačine (4) dobija se osam analitičkih krivih prikazanih na Slici 4a (pune linije), gde svaka kriva odgovara jednoj analiziranoj ravni. Dobijene krive su poređene sa eksperimentalnim vrednostima (kvadrati) dobijenim metodama suvog prosejavanja (AFNOR, 1996) i sedimentacije (AFNOR, 1992), pri čemu rezultati pokazuju zadovoljavajuće slaganje sa merenim vrednostima. Kako bi se dobila jedinstvena analitička kriva raspodele veličine zrna koja najbolje opisuje supstrat zelenog krova, parametri α i C_I su ručno podešeni (Slika 4b) tako da se obezbedi najbolje moguće slaganje sa eksperimentalnim podacima. Dobijene vrednosti ($C_I = 2.25 \times 10^{-2}$, $\alpha = 1.6$) upadaju u opseg vrednosti dobijenih statističkom metodom „Trace Moment analysis“ (Tabela 1), čime se potvrđuje verodostojnost prikazane metodologije. Takođe, mala vrednost C_I i velika vrednost α označavaju blaži nagib centralnog dela krive uz značajniji udeo sitnih čestica, što odgovara opisu dobro graduisanih zrnastih materijala kakav je i analizirani supstrat.



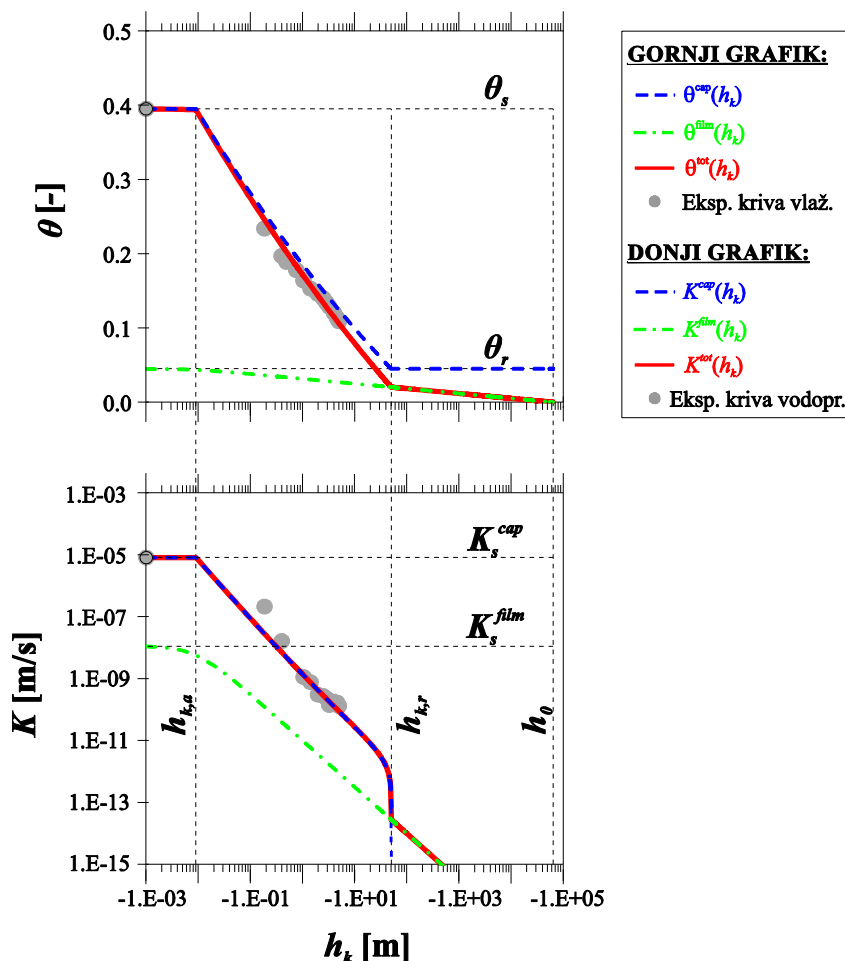
Slika 4. Za supstrat zelenog krova prikazano je poređenje: (a) analitičkih krivih raspodele (pune linije) dobijenih korišćenjem parametara iz Tabele 1 u jednačini 4 i eksperimentalnih vrednosti (kvadrati) – preuzeto iz Stanić i sar. (2021); (b) isto kao u (a) samo za optimalne vrednosti parametara ($C_I = 2.25 \times 10^{-2}$, $\alpha = 1.6$)

Figure 4. For the green roof substrate it is presented the comparison between: (a) analytical probability functions (solid lines) obtained by introducing parameters from Table 1 into equation (4) and experimental data (squares) - after Stanić et al. (2021); (b) same as in (a) just for the optimal parameter values ($C_I = 2.25 \times 10^{-2}$, $\alpha = 1.6$)

3.1.2 Krive vlažnosti i vodoprovodljivosti

Jednačine (10) i (13) zavise od sedam parametara, među kojima su $K_s^{cap} = 8.11 \times 10^{-6}$ m/s i $\theta_s = 0.395$ eksperimentalno određeni, dok se D_f određuje na osnovu jednačine (9). Vrednost D_f zavisi od poznatih vrednosti $L = 0.06$ m, $d_{g,min} = 1 \times 10^{-6}$ m, $\rho_{s,min}^{ind} = 1.55$, $C_I = 2.25 \times 10^{-2}$, $\alpha = 1.6$ i nepoznate $d_{p,max}$, pa je za proračun D_f moguće iskoristiti zavisnost $d_{p,max} = -C / h_{k,a}$ koja proističe iz Young-

Laplace-ovog zakona. Imajući to u vidu, na osnovu slaganja jednačina (10) i (13) sa eksperimentalnim podacima predstavljenim na Slici 5 (krugovi) određuju se optimalne vrednosti parametara $h_{k,a}$, θ_r , K_s^{film} i n (Tabela 2), gde se dobijena vrednost $h_{k,a} = 9 \times 10^{-3}$ m koristi za određivanje $D_f = 2.95$.



Slika 5. Gornji grafik – Poređenje jednačine 10 (puna linija) sa eksperimentalnom krivom vlažnosti (krugovi) supstrata zelenog krova, pri čemu su odvojeno prikazane kapilarna (isprekidana linija) i adsorpciona komponenta (crta-tačka linija); Donji grafik – Poređenje jednačine 13 (puna linija) sa eksperimentalnom krivom vlažnosti (krugovi) – preuzeto iz Stanić i sar. (2020)

Figure 5. Top graph – Comparison between equation 10 (solid line) and experimental water retention curve (circles), where capillary (dashed line) and adsorptive component (dash-dot line) are presented separately; Bottom graph – Comparison between equation 13 (solid line) and experimental hydraulic conductivity data (circles) – after Stanić et al. (2020)

Na primeru rezultata prikazanih na Slici 5 mogu se uočiti neke generalne karakteristike opisanih funkcija hidrauličkih karakteristika. Rezultati pokazuju da u zoni $h_k \geq h_{k,r}$ komponenta K^{film} (tačka-crta linija) nema gotovo nikakav uticaj na K^{tot} (puna linija), s obzirom da je vrednost K_s^{film} nekoliko redova veličine manja od K_s^{cap} , dok je $K^{tot} = K^{film}$ za $h_k < h_{k,r}$. Takođe, za $h_k < h_{k,r}$ kapilarna komponenta θ^{cap} (isprekidana linija) postaje jednaka θ_r , pa na θ^{tot} (puna linija) uticaj ima samo θ^{ads} (tačka-crta linija).

Na ovom primeru je takođe demonstrirana fizički zasnovana veza između granulometrijske krive i krivih vlažnosti i vodoprovodljivosti, koja se ostvaruje preko parametra D_f (jednačina 9). Ukoliko bi eksperimentalni podaci hidrauličkih karakteristika bili još detaljniji u zoni saturacije i

pokrivali zonu izrazito negativnih kapilarnih potencijala, bilo bi moguće proceniti vrednosti $h_{k,a}$ i θ_r (objašnjeno u nastavku), pa bi u idealnom slučaju kao nepoznati parametri ostali samo K_s^{film} i n .

Tabela 2. Vrednosti parametara za zemljišta prikazana na Slikama 6 i 7. Parametri označeni sivom bojom su ručno podešeni kako bi se obezbedilo najbolje moguće slaganje između analitičkih i eksperimentalnih krivih – preuzeto iz Stanić i sar. (2020)

Tabel 2. Values of parameters for soils analyzed in Figures 6 and 7. Parameters highlighted in grey are manually adjusted to provide the best possible agreement between analytical and experimental curves - after Stanić et al. (2020)

Zemljište	Referenca	θ_s [-]	K_s^{cap} [m/s]	D_f [-]	$h_{k,a}$ [m]	θ_r [-]	K_s^{film} [m/s]	n [-]	R^2 kriva vlaž.	R^2 kriva vod.
Shonai sand	Mehta et al. 1994 ¹	0.431	1.09E-04	2.680	0.12	0.064	1.74E-09	1.10	0.98	0.80
Rehovot sand	Mualem 1976b ¹	0.400	1.27E-04	2.725	0.12	0.021	5.21E-10	0.30	0.99	0.99
Gilat loam	Mualem 1976b ¹	0.440	2.00E-06	2.790	0.33	0.168	5.21E-09	1.00	0.99	0.97
Pachappa loam	Jackson et al., 1965 ¹	0.460	2.00E-06	2.860	0.50	0.138	9.26E-09	1.20	0.99	0.98
Pachappa fine sandy clay	Mualem 1976b ¹	0.330	1.40E-06	2.873	0.50	0.111	2.31E-09	0.20	0.99	0.98
Adelanto loam	Jackson et al., 1965 ¹	0.430	4.50E-07	2.905	1.50	0.261	2.89E-09	0.30	0.99	1.00
Sandy loam	Pachepsky et al., 1984 ¹	0.425	9.00E-07	2.930	0.18	0.091	9.26E-09	-0.50	0.99	0.96
GW substrate	Stanic et al., 2019	0.395	8.11E-06	2.950	0.009	0.045	1.16E-08	-1.35	0.99	1.00
Okcheon 2	Oh et al., 2015 ²	0.435	2.38E-06	2.960	0.45	0.200	1.16E-08	-1.35	0.99	0.99
Seochang	Oh et al., 2015 ²	0.379	9.13E-07	2.965	0.18	0.050	1.39E-08	-1.30	0.96	0.99
Clay Loam	Pachepsky et al., 1984 ³	0.500	2.90E-07	2.970	0.40	0.337	1.39E-08	1.00	0.99	0.99

¹ iz Rudyanto et al. (2015)

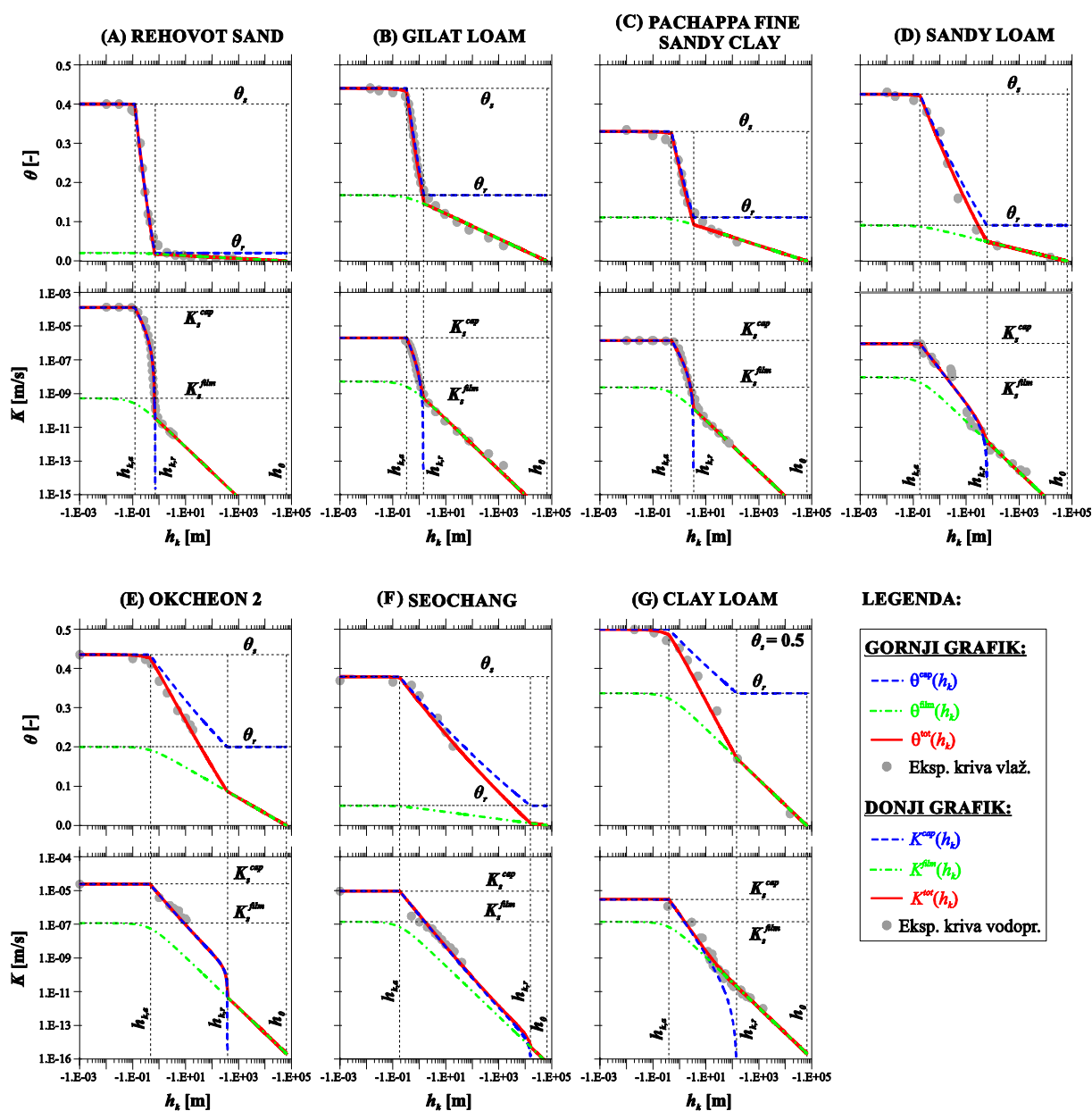
² iz Oh et al. (2015)

³ iz Zhang (2011), gde su θ_s i K_s^{cap} procenjeni na osnovu eksperimentalnih podataka

3.2 Ostali tipovi zemljišta

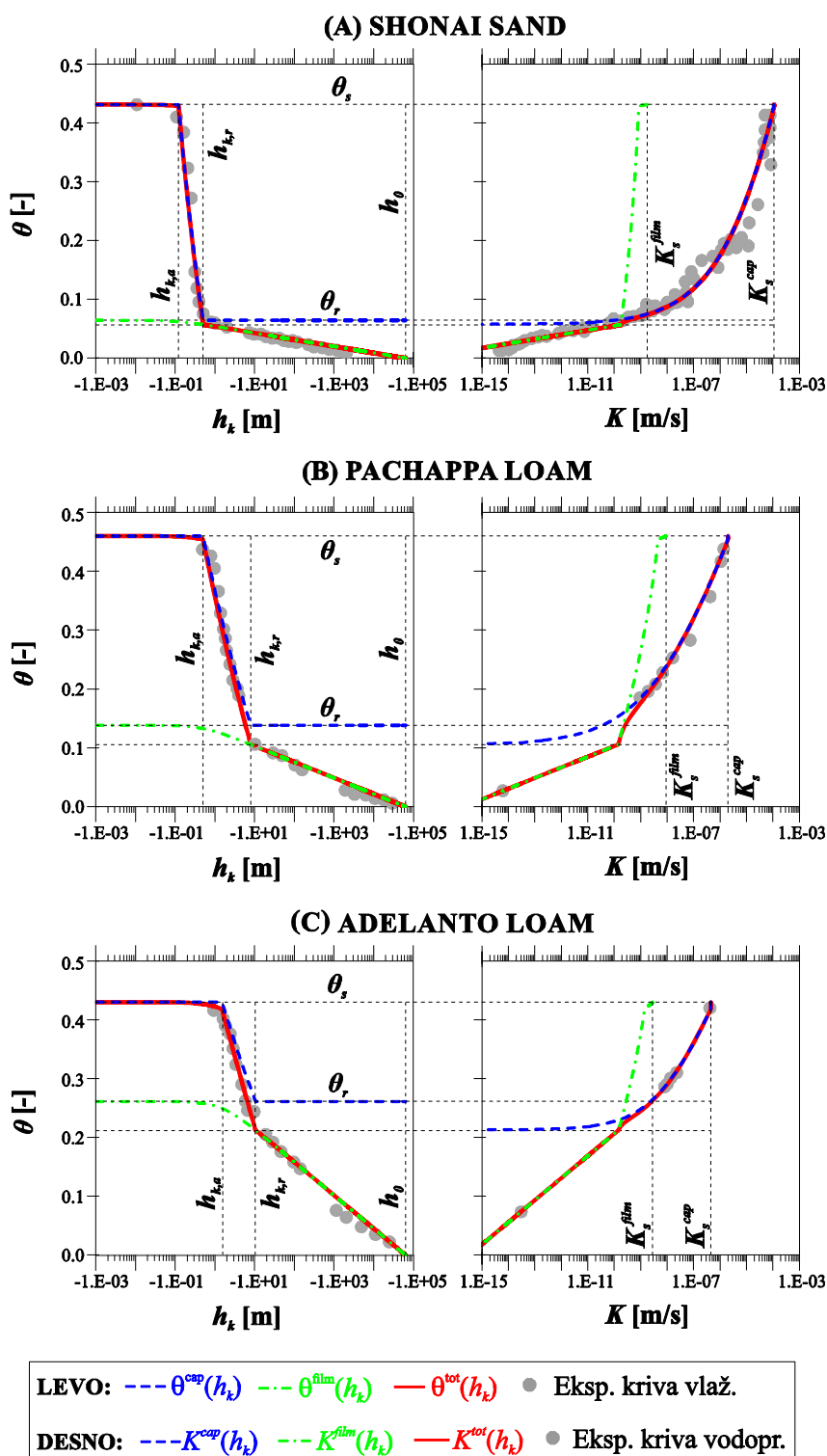
Kao i u slučaju supstrata zelenog krova, eksperimentalne vrednosti K_s^{cap} i θ_s su dostupne za sve analizirane materijale (Tabela 2), dok se preostalih pet parametara određuju na osnovu slaganja prikazanih fraktalnih funkcija i merenja. Većina materijala prikazanih na Slikama 6 i 7 ima detaljna merenja (krugovi) u opsegu od saturacije do apsolutno suvog stanja, na osnovu čega je moguće proceniti vrednosti $h_{k,a}$ i $h_{k,r}$. S obzirom da $h_{k,a}$ odgovara najmanjem kapilarnom potencijalu pri kojem zemljište ostaje zasićeno, njegova vrednost se određuje iz uslova da zapreminska vlažnost počinje da opada za $h_k < h_{k,a}$. Takođe, $h_{k,r}$ se može proceniti na osnovu vrednosti h_k pri kojoj vlažnost počinje

sporije da se menja sa promenom kapilarnog potencijala (ili vlažnosti). Nakon što se $h_{k,a}$ i $h_{k,r}$ procene na osnovu eksperimentalnih podataka, ostaje da se odrede parametri D_f , K_S^{film} i n , pri čemu se vrednost $\theta_r = \theta_s - 1 + \left(\frac{h_{k,r}}{h_{k,a}}\right)^{D_f-3}$ računa iz uslova $S_e^{cap}(h_{k,r}) = 0$. Za sva zemljišta prikazana na Slikama 6 i 7, vrednost D_f je ručno podešavana kako bi se obezbedilo najbolje slaganje između jednačine (10) i merene krive vlažnosti u zoni između $h_{k,a}$ i $h_{k,r}$. Nakon toga su podešene vrednosti K_S^{film} i n koje utiču na slaganje između jednačine (13) i merenih krivih vodoprovodljivosti. Vrednost n zajedno sa D_f utiče na nagib krive vodoprovodljivosti u kapilarnom režimu, pri čemu manje vrednosti n (uključujući i negativne) ublažuju promenu vodoprovodljivosti. S druge strane, vrednost K_S^{film} samo translira adsorpcionu komponentu (tačka-crta linija) duž y ose. U svim slučajevima sa Slike 5, 6 i 7 slaganje između jednačina (10), (13) i eksperimentalnih vrednosti je zadovoljavajuće ($R^2 > 0.95$ – Tabela 2).



Slika 6. Isto kao na Slici 5 samo za sedam različitih zemljišta – preuzeto iz Stanić i sar. (2020)

Figure 6. Same as in Figure 5, just for seven different soils – after Stanić et al. (2020)



Slika 7. Isto kao na Slici 5 samo za tri dodatna zemljišta, pri čemu se levi grafik odnosi na krivu vlažnosti a desni na krivu vodoprovodljivosti koja je prikazana u funkciji od vlažnosti – preuzeto iz Stanić i sar. (2020)

Figure 7. Same as in Figure 5 just for three additional soils, where left-side graph is related to the water retention curve, while the right-side graph is related to the hydraulic conductivity data presented as a function of water content – after Stanić et al. (2020)

Kod peskovitih zemljišta (Slika 6a i Slika 7a), krive vlažnosti su strmije u zoni $h_k > h_{k,r}$ što je opisano nižim vrednostima D_f koje se odnose na materijale sa relativno uskim opsegom veličina pora

koje se zbog toga lako prazne. Takvi materijali gotovo da nemaju adsorpciona svojstva, što se dokazuje i malom vrednošću $\frac{h_{k,r}}{h_{k,a}}$ koja u kombinaciji sa nižim vrednostima D_f daje male vrednosti θ_r . Zbog toga se kapilarna i adsorpciona komponenta mogu posmatrati gotovo zasebno, pri čemu je $\theta^{tot} = \theta^{cap}$ za $h_k > h_{k,r}$ odnosno $\theta^{tot} = \theta^{ads}$ za $h_k < h_{k,r}$. Takođe, kod ovih materijala je najveća razlika između K_S^{cap} i K_S^{film} (i do pet redova veličine).

U poređenju sa peskovitim zemljištima, kod ilovača i glinovitih zemljišta se uglavnom koriste veće vrednosti D_f . Takođe, veće vrednosti θ_r ukazuju na značajniji uticaj adsorpcione vode. U slučaju peskovite ilovače (Slika 6d) i Adelanto ilovače (Slika 7c), a pogotovu glinovite ilovače (Slika 6g) uočava se odstupanje θ^{cap} od θ^{tot} za $h_k > h_{k,r}$, što znači da se uticaj θ^{ads} na θ^{tot} za $h_k > h_{k,r}$ ne može zanemariti. Takođe, razlika između K_S^{cap} i K_S^{film} je značajno manja nego kod peskovitih zemljišta (svega dva reda veličine na Slici 6g), što je dodatni pokazatelj snažnog uticaja adsorpcione komponente.

Kao što je već napomenuto, visoke vrednosti D_f se odnose i na dobro graduisane zrnaste materijale sa 5% do 15% čestica sitnijih od 75 μ m, kao što su supstrat zelenog krova (Slika 5), Okcheon 2 (Slika 6e) i Seochang zemljište (Slika 6f), pri čemu u slučaju Okcheon 2 zemljišta dolazi do značajnijeg odstupanja θ^{cap} od θ^{tot} pri visokim vlažnostima zbog većih vrednosti θ_r . Takođe, nagib krive vodoprovodljivost za $h_k > h_{k,r}$ kod tri pomenuta materijala je blaži, što je opisano negativnim vrednostima parametra n .

4 Procena hidrauličkih karakteristika zemljišta

Vrednosti parametara dobijene u poglavlju 3 daju jasno fizičko tumačenje analiziranih eksperimentalnih karakteristika zemljišta. Međutim, sa stanovišta inženjerske prakse glavni cilj nije opisivanje eksperimentalnih podataka koji su najčešće nedostupni, već procena hidrauličkih karakteristika tla na osnovu elementarnih ulaznih podataka kao što su granulometrijska kriva, gustina zrna ρ_s , K_S^{cap} i θ_s . U tom slučaju se preporučuju sledeći koraci:

1. Ukoliko ne postoje skenirane slike tla već samo eksperimentalna granulometrijska kriva, jednačina (4) se uklapa sa merenjima podešavanjem vrednosti parametara α i C_l , pri čemu je neophodno prethodno proceniti vrednosti $\rho_{s,min}^{ind}$, $d_{g,min}$ i L . Ukoliko ne postoji vrednost minimalne gustine zrna $\rho_{s,min}$, $\rho_{s,min}^{ind}$ se procenjuje kao $\approx 0.9 \frac{\rho_s}{\rho_d}$, dok se vrednost $d_{g,min}$ procenjuje na osnovu eksperimentalne krive. Vrednost L se odnosi na reprezentativnu elementarnu zapreminu za određivanje granulometrijske krive, a određuje se na osnovu empirijskog izraza $L \approx (300d_{g,max}/\rho_d)^{1/3}$ m, gde se $d_{g,max}$ unosi u [m] a ρ_d u [kg/m³].
2. Na osnovu parametara iz jednačine (4) i procenjene vrednosti $d_{p,max}$ računa se vrednost D_f preko jednačine (9).
3. Na osnovu vrednosti $d_{p,max}$ i $d_{p,min} = d_{g,min}$ se preko Young-Laplace-ovog izraza procenjuju vrednosti $h_{k,a} \approx -C/d_{p,max}$ i $h_{k,r} \approx -C/d_{p,min}$, a zatim i rezidualna vlažnost kao $\theta_r = \theta_s - 1 + \left(\frac{h_{k,r}}{h_{k,a}}\right)^{D_f-3}$.
4. Na kraju je potrebno proceniti vrednosti n i K_S^{film} za šta još uvek u literaturi ne postoje konkretne preporuke. Zato se ove vrednosti jedino mogu usvojiti na osnovu prethodno izvedenih zaključaka da negativne vrednosti l najčešće odgovaraju dobro graduisanim zrnastim materijalima, dok je vrednost $K_S^{film} \approx (0.01 \div 0.001) \times K_S^{cap}$ za zemljišta sa značajnijom adsorpcionom komponentom (ilovača, glina) i $K_S^{film} \approx (0.0001 \div 0.00001) \times K_S^{cap}$ za zemljišta gde je adsorpcija zanemarljiva (krupnozrna zemljišta i pesak).

Prikazana procedura za procenu hidrauličkih karakteristika zemljišta na osnovu elementarnih ulaznih podataka koji se najčešće sreću u praksi je krajnje uopštena, i u nekim slučajevima može doći i do značajnijeg odstupanja od realnih vrednosti. Međutim, zbog svoje fizičke zasnovanosti predstavljena metodologija je u mnogome pouzdanija od korišćenja standardnih funkcija Brooks & Corey (1964) i

van Genuchten (1980) iz nekoliko razloga. Prvo, ove funkcije ne uzimaju u obzir fenomen adsorpcije koji kod nekih vrsta zemljišta može imati značajan uticaj pre svega na njihove retenzione karakteristike. Drugo, čak i kada se koriste u formi modela koji vodi računa o adsorpciji, kao što je Peters (2013), kapilarna komponenta još uvek zavisi od empirijskih parametara čije je vrednosti teško proceniti jer nisu u vezi sa granulometrijskom krivom. Takođe, pomenute funkcije koriste fiksnu vrednost parametra n za sve materijale, što prema mnogim studijama, uključujući i ovu, nije fizički utemeljeno.

5 Zaključak

U ovom radu je predstavljena metodologija razvijanja analitičkih fizički zasnovanih funkcija koje opisuju krive raspodele veličina zrna i pora, kao i krive vlažnosti i vodoprovodljivosti, sa ciljem da se pokaže njihova međusobna povezanost. Na osnovu skeniranih uzoraka tla, gde se dobijena polja gustine analiziraju pri različitim rezolucijama, izvedena je funkcija granulometrijske krive koja se zasniva na teoriji multifraktala. Prikazana funkcija zavisi od dva fizička (minimalan prečnik zrna i odnos minimalne gustine zrna i gustine uzorka) i dva statistička parametra multifraktala koji opisuju heterogenost analiziranog polja gustina. Na osnovu slične metodologije izvodi se funkcija krive raspodele veličine pora koja se oslanja na jednostavniji fraktalni (stepeni) zakon. Kombinacijom ove funkcije i Young-Laplace-ovog zakona koji daje vezu između veličine pora i kapilarnog potencijala koji se u njima javlja, izvodi se funkcija krive vlažnosti u kapilarnom režimu. Konačno, koristeći funkciju krive vlažnosti uz pretpostavke Mualem-ovog modela izvodi se funkcija krive vodoprovodljivosti. S obzirom da dobijene funkcije hidrauličkih karakteristika predstavljaju samo kapilarnu komponentu, ukombinovane su sa već postojećim funkcijama koje se odnose na adsorpciju. Konačne funkcije zavise od ukupno sedam fizički zasnovanih parametara, od kojih su dva najčešće poznata (koeficijent filtracije i poroznost) dok se jedan (fraktalna dimenzija) može odrediti na osnovu granulometrijske krive.

Validacija prikazanih funkcija je obavljena na osnovu njihovog poređenja sa eksperimentalnim podacima 11 različitih materijala. Na slučaju supstrata zelenog krova testirana je funkcija granulometrijske krive, kao i analitička veza između njenih parametara i fraktalne dimenzije zrna koja se koristi u slučaju hidrauličkih karakteristika. Rezultati pokazuju zadovoljavajuće slaganje analitičkih i merenih vrednosti, uz jasnu fizički zasnovanu vezu između krivih raspodele zrna i hidrauličkih karakteristika. U slučaju ostalih analiziranih materijala podaci o granulometriji nisu dostupni, pa fraktalnu dimenziju nije moguće sračunati već se njena vrednost određuje na osnovu slaganja između analitičkih i eksperimentalnih krivih vlažnosti i vodoprovodljivosti. S obzirom da su svi parametri fizički zasnovani, za njihovo određivanje nije neophodno koristiti sofisticirane optimizacione algoritme, već ih je moguće kalibrisati ručno prateći proceduru prikazanu u radu. Rezultati pokazuju zadovoljavajuće slaganje sa merenjima ($R^2 > 0.95$), pri čemu se najmanje vrednosti fraktalne dimenzije dobijaju za čista peskovita zemljišta koja su slabo graduisana i čije pore pokrivaju relativno uzak opseg veličina. Ovi materijali nemaju gotovo nikakva adsorpciona svojstva na šta ukazuju i niske vrednosti rezidualne vlažnosti. S druge strane, za glinovita zemljišta i ilovače se koriste veće vrednosti fraktalne dimenzije i rezidualne vlažnosti, što dovodi do značajnijeg uticaja adsorpcione komponente čak i pri vlažnostima bližim saturaciji. Adsorpcija se ne može zanemariti ni kod nekih dobro graduisanih zrnastih materijala koji osim veoma visokih vrednosti fraktalne dimenzije imaju i značajnije rezidualne vlažnosti. Rezultati pokazuju da se kod ovakvih materijala vodoprovodljivost sporije menja sa promenom kapilarnog potencijala što se opisuje negativnim vrednostima Mualem-ovog koeficijenta n .

S obzirom da prikazane funkcije zavise isključivo od fizički zasnovanih parametara, pri čemu postoji jasna veza sa granulometrijskom krivom, na kraju rada je prikazana procedura za grubu procenu krivih vlažnosti i vodoprovodljivosti na osnovu elementarnih ulaznih podataka koji se mogu naći u praksi (granulometrijska kriva, gustina zrna, Darcy-jev koeficijent filtracije, poroznost).

Literatura

1. AFNOR. (1992). *Analyse Granulométrique Des Sols - Méthode Par Sédimentation*. France: Association Française de Normalisation.
2. AFNOR. (1996). *Analyse Granulométrique - Méthode Par Tamisage à Sec Après Lavage*. France: Association Française de Normalisation.
3. Bird N.R.A., Perrier E., Rieu M. (2000). The Water Retention Function for a Model of Soil Structure with Pore and Solid Fractal Distributions. *European Journal of Soil Science*, 51(1): 55–63. <https://doi.org/10.1046/j.1365-2389.2000.00278.x>.
4. Brooks R.H., Corey A.T. (1964). Hydraulic Properties of Porous Media. *Hydrology Papers*, 3: 1–27.
5. Campbell G.S., Shiozawa S. (1992). Prediction of Hydraulic Properties of Soils Using Particle-Size Distribution and Bulk Density Data. *In Proceedings of the International Workshop on Indirect Methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soil*, 317–328.
6. Feder J. (1988). *Fractals*. Plenum Press, New York.
7. Fredlund D. G., Xing A. (1994). Equations for the Soil-Water Characteristic Curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31: 521–532.
8. Ghanbarian-Alavijeh B., Millán H., Huang G. (2011). A Review of Fractal, Prefractal and Pore-Solid-Fractal Models for Parameterizing the Soil Water Retention Curve. *Canadian Journal of Soil Science*, 91(1): 1–14. <https://doi.org/10.4141/cjss10008>.
9. Iden S.C., Durner W. (2014). Comment on ‘Simple Consistent Models for Water Retention and Hydraulic Conductivity in the Complete Moisture Range’ by A. Peters. *Water Resources Research*, 50(1): 7530–7534. <https://doi.org/10.1002/2014WR015937>. Received.
10. Kosugi K. (1996). Lognormal Distribution Model for Unsaturated Soil Hydraulic Properties. *Water Resources Research*, 32(9): 2697–2703.
11. Mualem Y. (1976). A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media. *Water Resources Research*, 12(3): 513–522. <https://doi.org/10.1029/WR012i003p00513>.
12. Peters A. (2013). Simple Consistent Models for Water Retention and Hydraulic Conductivity in the Complete Moisture Range. *Water Resources Research*, 49: 6765–6780. <https://doi.org/10.1002/wrcr.20548>.
13. Richards L. A. (1931) Capillary Conduction of Liquids through Porous Media, *Physics*, 1: 318–33.
14. Schertzer D., Lovejoy S. (1987). Physical Modeling and Analysis of Rain and Clouds by Anisotropic Scaling Multiplicative Processes. *Journal of Geophysical Research*. 92: 9693–9714.
15. Schertzer D., Lovejoy S. (1997). Universal Multifractals Do Exist!: Comments on ‘A Statistical Analysis of Mesoscale Rainfall as a Random Cascade.’ *Journal of Applied Meteorology*, 36: 1296–1303.
16. Stanić F., Tchiguirinskaia I., Versini P.-A., Cui Y.-J., Delage P., Aïmedieu P., Tarquis A.M., Bornert M., Schertzer D. (2021). A new multifractal-based grain size distribution model. *Geoderma*. 404: 1-12. <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2021.115294>
17. Stanić F., Cui Y.-J., Delage P., De Laure E., Versini P.-A., Schertzer D., Tchiguirinskaia I. (2019). A Device for the Simultaneous Determination of the Water Retention Properties and the Hydraulic Conductivity Function of an Unsaturated Coarse Material; Application to a Green- Roof Volcanic Substrate. *Geotechnical Testing Journal*. 43(3): 547-564. <https://doi.org/10.1520/GTJ20170443>.
18. Stanić F., Delage P., Tchiguirinskaia I., Versini P.-A., Cui Y.-J., Schertzer D. (2020). A new fractal approach to account for capillary and adsorption phenomena in the water retention and transfer properties of unsaturated soils. *Water Resources Research*, 56, <https://doi.org/10.1029/2020WR027808>
19. Tokunaga T. K. (2009). Hydraulic Properties of Adsorbed Water Films in Unsaturated Porous Media. *Water Resources Research*, 45: 1–9. <https://doi.org/10.1029/2009WR007734>.
20. van Genuchten M. Th. (1980). A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44 (5): 892–898.
21. Versini P.-A., Stanić F., Gires A., Schertzer D., Tchiguirinskaia I. (2020) Measurements of the Water Balance Components of a Large Green Roof in the Greater Paris Area, *Earth Syst. Sci. Data*. 12: 1025–1035. <https://doi.org/10.5194/essd-12-1025-2020>.
22. Wang Y., Ma J., Guan H. (2016). A Mathematically Continuous Model for Describing the Hydraulic Properties of Unsaturated Porous Media over the Entire Range of Matric Suctions. *Journal of Hydrology*, 541: 873–888. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.07.046>.

Pokazno-obrazovna instalacija za ispitivanje pumpi u laboratoriji i preko interneta

Novica Janković¹
Miloš Nedeljković²
Petar Atanasijević³
Đorđe Čantrak⁴
Dejan Ilić⁵

APSTRAKT: Pokazno-obrazovna instalacija, sa širokim spektrom mogućnosti rada u oblasti hidrauličnih mašina, prikazana je u okviru ovog rada. Ugrađena je ispitna pumpa, kao i pomoćna, odnosno buster pumpa, koja omogućava ispitivanje u većem intervalu protoka. Ispitivanje radnih karakteristika pumpi se obavlja prema međunarodnom standardu ISO 9906:2012, odnosno SRPS EN ISO 9906:2013. Za merenje zapreminskog protoka, ugrađen je Venturimetar nestandardne geometrije, koji se kalibriše na samoj instalaciji zapreminskom metodom, prema međunarodnom standardu ISO 8316:1987. Moguća je promena brzine obrtanja obrtnog kola obe pumpe. Izmena radne tačke pumpe je moguća i zatvaranjem ventila na potisu pumpe koja se ispituje. Otvaranjem odgovarajućih ventila, moguće je ostvariti i složeni cevni sistem sa tri cevovoda. Kavitacijske uslove je moguće ostvariti ugrađenim ventilom na usisu pumpe koja se ispituje. Vizualizacija kavitacije je ostvarena sa providnim delovima instalacije na usisu i potisu pumpe koja se ispituje, kao i sa providnim spiralnim kućištem pumpe. Instalacija je opremljena odgovarajućim davačima pritiska, kao i inverterom za promenu brzine obrtanja pumpe koja se ispituje, dok buster pumpa ima ugrađen inverter. Akvizicija podataka i upravljanje instalacijom je omogućeno razvijenom LabView aplikacijom. Postoji mogućnost rada sa pokazno-obrazovnom instalacijom daljinski, odnosno putem interneta. Korisnici tom prilikom imaju mogućnost upravljanja svakom od dve ugrađene pumpe, kao i ventilima, tako da se mogu ostvariti svi radni režimi, a takođe i vizualizovati fenomen kavitacije i pojava prvog parno-gasnog mehura. Ugrađene su dve pan-tilt-zoom kamere, koje omogućavaju prikaz cele instalacije, kao i kavitacije na ulazu pumpe, u okviru spiralnog kućišta, kao i na potisu pumpe. Formirani mehurići na potisu pumpe vizualizuju turbulentno vihorno strujanje, još jedan fenomen od značaja za energetske efikasan rad rotodinamičkih pumpi.

Ključne reči: centrifugalna pumpa, radne krive, kavitacija, pokazno-obrazovna instalacija, vizualizacija, rad na daljinu

Educational installation for testing pumps in laboratory and via internet

ABSTRACT: Demonstration-educational installation, with a wide range of possibilities of work in the field of hydraulic machines, is presented within this paper. A test pump is installed, as well as booster one, which enables testing in a larger flow interval. Testing of pump performance is performed according to the international standard ISO 9906: 2012. The Venturimeter with non-standardized geometry is installed. It is calibrated on the installation itself by the volume method, according to the international standard ISO 8316: 1987. It is possible to change the rotation speed of both pumps. Variation of the pump duty point is, also, possible by closing the valve on the discharge of the pump under test. By opening the appropriate valves, it is possible to achieve a complex piping system with three pipelines. Cavitation conditions can be achieved by a built-in valve on the suction of the pump under test. Visualization of cavitation is achieved with transparent ducts on the suction and discharge side of the pump under test, as well as with a transparent spiral pump housing. The installation is equipped with appropriate pressure sensors, as well as an inverter to change the speed of the pump under test, while the booster pump has a built-in inverter. Data acquisition and installation

¹Dr Novica Janković, Mašinski fakultet Univerziteta u Beogradu, docent, njankovic@mas.bg.ac.rs

²Dr Miloš Nedeljković, Mašinski fakultet Univerziteta u Beogradu, redovni profesor, mnedeljkovic@mas.bg.ac.rs

³Petar Atanasijević, Elektrotehnički fakultet Univerziteta u Beogradu, asistent, petarat@etf.bg.ac.rs

⁴Dr Đorđe Čantrak, Mašinski fakultet Univerziteta u Beogradu, vanredni profesor, djcantrak@mas.bg.ac.rs

⁵Dr Dejan Ilić, Mašinski fakultet Univerziteta u Beograda, vanredni profesor, diilic@mas.bg.ac.rs

management is enabled by the developed LabView application. There is a possibility of working with a demonstration-educational installation remotely, i.e. via the internet. On that occasion, users have the ability to control each of the two built-in pumps, as well as valves, so that all operating modes can be realized, as well as to visualize the phenomenon of cavitation and the appearance of the first cavitation bubble. Two pan-tilt-zoom cameras are installed, which enable the display of the entire installation, as well as cavitation at the pump inlet and within the spiral housing. Bubbles visualize turbulent swirling flow at the pump pressure side, which is another important phenomenon for energy-efficient operation of rotodynamic pumps.

Keywords: centrifugal pump, pump characteristics, cavitation, demonstrational installation, visualization, distance learning

1 Uvod

Pokazno-obrazovna instalacija je projektovana i izrađena sa željom da se studentima, kao i inženjerima, približe fenomeni strujanja u rotodinamičkim centrifugalnim pumpama i pripadajućim sistemima, da se izučavaju različiti načini regulisanja rada pumpe, kao i da se demonstrira način ispitivanja pumpe u skladu sa važećim standardom SRPS EN ISO 9906:2013[5].

Prva varijanta instalacije je imala ručno podesive ventile sa, takođe, urađenom LabView aplikacijom, koja je služila za prikupljanje podataka[4, 6, 7].

Nadograđivanje instalacije je rađeno u nekoliko etapa, što je prikazano u [8, 9]. Neke od mogućnosti rada na instalaciji, prikazane su u [3].

Razvoj još jednog tipa instalacije sa centrifugalnom pumpom in-line tipa prikazan je u [1].

Obe varijante pumpne instalacije, kao i treća sa in-line pumpom, imaju za cilj prikaz praktičnih zadataka iz [2, 10], tako da se mogu odrediti radne tačke sistema i pumpi, kao i pripadajući protoci po granama složenog sistema.

Dakle, osnovni zadaci pokazno-obrazovne instalacije su:

1. određivanje radnih karakteristika ispitivane centrifugalne pumpe u skladu sa standardom SRPS EN ISO 9906:2013,
2. regulisanje rada pumpi promenom brzine obrtanja,
3. zapreminska kalibracija Venturimetra na instalaciji na osnovu standarda ISO 8316:1987 [11],
4. određivanje radne tačke sistema i radne tačke pumpe u slučaju rada sa prostim cevovodom (cirkulacija), kao i sa složenim i
5. vizualizacija kavitacije i turbulentnog vihornog strujanja.

Sve ovo je moguće obaviti prilikom rada u Laboratoriji Katedre za hidraulične mašine i energetske sisteme Mašinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu, kao i putem interneta.

2 Eksperimentalna instalacija

Radi lakšeg uočavanja strujnih fenomena, poput kavitacije i turbulentnog vihornog strujanja, kućište pumpe koja se ispituje, usisna cevna deonica sa ugrađenim umirivačem fluidne struje, kao i potisna cevna deonica pumpe sa ugrađenim Venturimetrom izrađene su od providnih materijala. U nastavku je prikazan detaljniji izgled instalacije.

2.1 Instalacija

Eksperimentalna instalacija prikazana je na slici 1. Njene gabaritne dimenzije su 2 x 0,6 x 1,5 m. Usisna i potisna deonica pumpe P1, u njenoj neposrednoj blizini, su providne, kao i deonica u kojoj je smešten Venturimetar.

Na slici 1. izdvojene su sledeće pozicije na instalaciji: R1 - donji rezervoar zapremine 250 l, R2 - kalibracioni gornji rezervoar zapremine 50 l, R - račva, V1 – ventil na usisu pumpe P1 za izazivanje kavitacije, V2 i V3 – regulacioni ventili, V4 – elektromagnetni ventil, V5 – ventil za pražnjenje

rezervoara R2, P1 – pumpa koja se ispituje, P2 – buster pumpa, K- kamera (pan – tilt - zoom), M – mlaznica, Č – čep za nalivanje instalacije, T1, T2 i T3 – davači pritiska. Na instalaciji su prikazani i zapreminski protoci Q_1 , Q_2 i Q_3 .



Slika 1. Izgled pokazno-obrazovne instalacije.

Obe pumpe su proizvođača Grundfos i imaju frekventne regulatore, odnosno invertere. Pumpa koja se ispituje (P1) je tipa in-line, model UPE50-120F. Buster pumpa (P2) je centrifugalna, model GRUNDFOS NBE32-160.1/169 AF-A-BAQE-96538987. Maksimalne snage pumpi su, redom, 0,79 kW i 5,5 kW. Ispitnoj pumpi P1 je izmenjeno kućište tako da je ugrađena kao centrifugalna sa providnim spiralnim, tangencijalnim kućištem.

Motorizovani ventili su tipa VXG44.25-10, DN25, kvs 10m³/h, NP16 sa aktuatorom SAS61.03. Celim sistemom se može upravljati lokalno ili putem interneta uz pomoć razvijene LabView aplikacije.

2.2 Merna opremanainstalaciji

Na instalaciji je priključeno pet davača pritiska, i to T1 – meri diferencijalni pritisak na Venturimetru, T2 – meri nivo vode u rezervoaru R1 i T3 – meri diferencijalni pritisak na pumpi P2. Na usisu pumpe je povezan davač pritiska T4 koji meri apsolutni pritisak. Na usisu i potisu pumpe P1 je povezan diferencijalni davač pritiska T5. Samo davač pritiska T4 meri apsolutni pritisak, dok ostali mere diferencijalni pritisak.

Modeli i merni opsezi davača pritiska prikazani su u Tabeli 1.

Tabela 1. Karakteristike ugrađenih davača pritiska.

Davači pritiska	Merenje pritiska na instalaciji	Model-oznaka	Merni opseg [bar]
T1	diferencijalni	M400CD01121	0-3
T2	diferencijalni	M400CE01121	0-0,1
T3	diferencijalni	M400CF01121	0-5
T4	apsolutni	M401CE01128	0-1
T5	diferencijalni	M400D001121	0-1

Merno-akvizicioni i upravljački sistem je proizvođača National Instruments, SAD NI cDAQ-9174 sa karticama NI 9203, NI 9482 i dve NI 9263.

2.3 Način rada instalacije

Postoje tri osnovna načina rada instalacije i to su:

1. Pumpe P1 i P2, ili samo jedan od njih dve, transportuju protok Q_1 kroz cevovod 1, koji se deli u račvi R na Q_2 i Q_3 (slika 1.). Zatvoren je samo ventil V5.
2. Pumpe P1 i P2, ili samo jedan od njih dve, transportuju vodu iz donjeg rezervoara R1 u gornji rezervoar R2 i tada su zatvoreni ventili V2 i V5.
3. Voda cirkuliše u sistemu i tada su zatvoreni ventili V3 i V5.

Tokom prvog načina rada, određuje se radna tačka sistema i svake od pumpi pojedinačno, koje tada rade u rednoj sprezi. Ukoliko se posmatra presek redukovane redne sprege pumpi P1 i P2, i paralelne sprege cevovoda 2 i 3, moguće je odrediti radnu tačku sistema, odnosno napor u račvi R. Da će doći do ove sprege jasno je na osnovu jednačine kontinuiteta za račvu R:

$$Q_1 = Q_2 + Q_3. \quad (1)$$

Karakteristike cevnih deonica sa pripadajućim lokalnim otporima izračunavaju se prema jednačini (2), imajući u vidu da su referentna ravan i račva R postavljeni na nivou vode u donjem rezervoaru R1:

$$H_{a1} = k_1 Q^2 / g, H_{a2} = k_2 Q^2 / g \text{ and } H_{a3} = H_{geo} + k_3 Q^2 / g. \quad (2)$$

gde je $i = 1$ do 3, za tri različita cevovoda, Q – zapreminski protok [m^3/s], g – ubrzanje sile Zemljine teže [m/s^2], H_{geo} – geodezijska visina, koja se meri od nivoa vode u donjem rezervoaru R1 do izlaza iz mlaznice M (slika 1.) i k_i – koeficijent otpora i -te cevne deonice [m^{-4}], određen na sledeći način:

$$k_i = \frac{8}{D_i^4 \pi^2} \left(\sum_{j=1}^n \zeta_j + \lambda_i L_i / D_i \right), \quad (3)$$

gde su: n – broj lokalnih hidrauličnih otpora, D_i – pripadajući unutrašnji prečnici cevovoda [m], ζ_i – lokalni hidraulični otpori, λ_i – koeficijent trenja (koji, u opštem slučaju zavisi od Rejnoldsovog broja i relativne hrapavosti cevovoda) i L_i – dužina odgovarajuće cevne deonice [m]. Da bi se odredila tačna vrednost potrebne energije za svaki pojedinačni cevovod, u jednačine (2) unosi se odgovarajući protok. Unutrašnji prečnik D_i varira u cevovodu 1, pa bi jednačina (2) bila nešto složenija u tom slučaju. Pretpostavlja se da je strujanje vode u cevovodima turbulentno. Smer strujanja je ucrtan na slici 1. Voda se usisava iz donjeg rezervoara R1 i prolazi kroz pomoćnu (buster) pumpu P2, pa potom kroz cevovod 1 do pumpe koja se ispituje P1, pa kroz Venturimetar do račve R gde se završava cevovod 1. Potom se protok vode Q_2 vraća u usisni rezervoar R1, dok se deo vode potiskuje od račve R, kroz cevovod 2 i mlaznice M do gornjeg, potisnog rezervoara R2 (slika 1.). Dakle, kada su otvoreni svi ventili osim V5, i rade obe pumpe, posmatra se složeni hidraulički sistem cevovoda u sprezi sa rednom spregom dve pumpe. Uloga pomoćne pumpe P2 je proširivanje oblasti ispitivanja pumpe P1 kao i za nalivanje sistema vodom neposredno pre startovanja ispitivane pumpe.

Kada je deo ovako složenog sistema, cevovod 2 se može posmatrati kao bajpas (optočni vod) i ukazati posmatračima i na ovakav način regulacije pumpi. Takođe, smanjivanjem energije u račvi R, moguće je obustaviti strujanje u cevovodu 3, odnosno $Q_3 = 0$, pa dovesti i do uvlačenja vazduha u sistem kroz cevovod 3.

Prilikom drugog načina rada, jasno je da se radi o jednostavnom cevovodu, jer se tada prikazuje samo transport vode iz donjeg rezervoara R1 u gornji R2. U ovom slučaju se kriva cevovoda može odrediti sabiranjem radnih krivih cevovoda 1 i 3 na sledeći način:

$$H_{a13} = H_{geo} + (k_1 + k_3) Q^2 / g. \quad (4)$$

Ovo je način rada instalacije koji se koristi prilikom kalibracije protokomera.

Treći način rada je prikaz cirkulisanja vode u određenom sistemu, koji je prisutan u, na primer, sistemima grejanja. Tada je uspostavljen, ponovo, jednostavan cevni sistem i formirana je jednačina potrošača, odnosno zbirnih cevovoda 2 i 3 na sledeći način:

$$H_{a12} = (k_1 + k_2) Q^2 / g. \quad (5)$$

I u drugom i trećem načinu rada instalacije pumpe P1 i P2 rade u rednoj sprezi. Kako bi se odredila radna tačka sistema i protok, preseca se kriva proizvođača (redne sprege pumpi P1 i P2) sa krivom cevovoda H_{a12} . Odatle se, pri konstantnom protoku, određuju radne tačke pumpi P1 i P2.

3 Akvizicija podataka i rad na instalaciji

U okviru ovog poglavlja razmatra primena razvijene LabView aplikacije za instalaciju. Detalji razvijene aplikacije se ne mogu prikazati zbog svog obima, pa se razmatra samo njena primena. Prezentovani su i detalji daljinskog načina rada pokazno-obrazovne instalacije.

3.1 Određivanje radnih krivih pumpe i cevovoda

Korisnički interfejs razvijene aplikacije u softverskom paketu LabView prikazan je na slici 2. Na panelu se vide sve merene veličine. Pet kružnih belih indikatora (prema LabView nazivima „gauge“) pokazuju vrednosti pritiska, koje mere davači pritiska T1 do T5. Na skali rezervoara je prikazana trenutna zapremina tečnosti. U donjem redu se nalaze četiri klizača kojim se reguliše stepen otvorenosti ventila V1 do V3 i V5. Elektromagnetni ventil (EMV), na slici 1. označen kao V4, nije regulacioni, već brzi ventil za zatvaranje deonice 3 kako bi se sprečilo prelivanje rezervoara R2 i omogućila realizacija vežbe kalibracije/etaloniranja protokomera. Pri vrhu potisnog rezervoara R2 postavljena su dva sigurnosna prekidača (plovka), kao i dva prekidača u usisnom rezervoaru R1, koja u zavisnosti od nivoa vode šalju signal za isključenje napajanja pumpe. Za startovanje ventila EMV je postavljeno dugme „Elektromagnetni“, odnosno uključi/isključi, koje šalje relejni signal, kako bi se aktivirao ventil V4, tj. EMV, i otvorio da pušta protok Q_3 .

Brzine obratnja pumpe P1 su u granicama od 700 do 2900 min^{-1} , dok je brzina pomoćne, odnosno buster pumpe P2 ograničena zbog bezbednog korišćenja instalacije preko interneta kao još jedna od mera zaštite instalacije od eventualnog propusta ili zloupotrebe od strane korisnika. Brzine se mogu podešavati na korisničkom interfejsu. Za pumpu P1 je trenutno prikazana brzina obrtanja oko 2860 min^{-1} (slika 2.). Takođe, sa invertera pumpe P1 se može očitavati i njena snaga, što je takođe moguće na panelu prikazanom na slici 2.

Na korisničkom interfejsu su prikazane i komande za pokretanje i zaustavljanje male i velike, odnosno ispitivane i pomoćne pumpe. Dugme „Dozvola za rad mp“ onemogućava slučajno startovanje pumpe koja se ispituje, P1. Postoji i dugme za uključivanje kamera za snimanje cele instalacije, kao i za fokusiranje na usis pumpe gde se mogu uočiti prvi kavitacioni mehurovi.

Postavljeno je i veliko dugme „EMERGENCY SHUT DOWN“ koje trenutno zaustavlja rad sistema u slučaju nekih problema i vraća komande na inicijalne vrednosti kada sistem nije u pogonu. To je još jedan nivo zaštite, koji gasi sve ventile i obe pumpe. Na desnoj strani interfejsa je prikazano pet jezičaka sa različitim zadacima o čemu će biti reči u nastavku.

Na slici 2. je prikazana situacija kada svuda postoji strujanje, odnosno pored složenog cevovoda, postoji i pražnjenje gornjeg rezervoara.

Na slici 3. prikazan je izgled interfejsa sa aktivnim jezičkom (tabom) „Prva vežba“ u okviru koje se određuje kalibraciona kriva Venturimetra zapreminskom metodom. Uspostavljanje protoka u instalaciji, očitavanjem diferencijalnog pritiska na T1, nakon nekoliko sekundi, prikazano je na dijagramu 2, slike 3. Praćenje napunjene zapremine rezervoara R2 u vremenu dato je na dijagramu 5 na slici 3.

Doprinos zapremine tokom vremena uspostavljanja protoka se oduzima. Nakon završetka merenja pri podešenom protoku, dugmetom „Snimi“ (poz. 3 na slici 2) se kriva prenosi na dijagram 1 (slika 3.). Na osnovu dobijenih krivih na dijagramu 1 i određenih pritiska, formira se dijagram 4 na slici 3.:

$$Q = b \sqrt{\Delta p}, \quad (5)$$

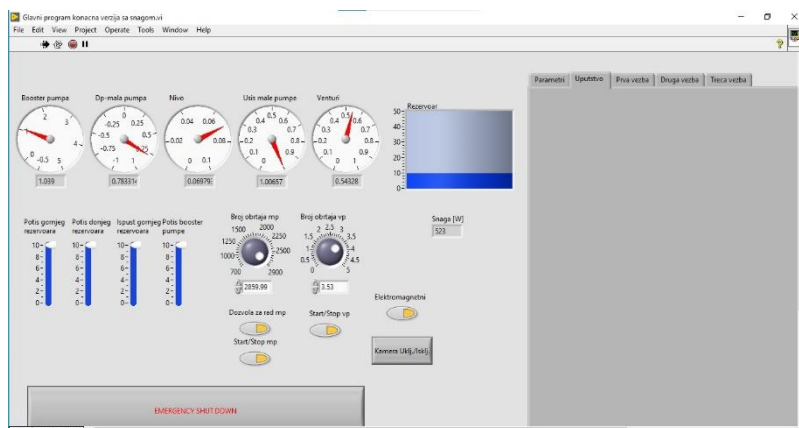
19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.

gde je Δp diferencijalni pritisak koji se meri na davaču pritiska T1. Odavde se određuje kalibracioni koeficijent Venturimetra (b) i koristi u sledećim vežbama.

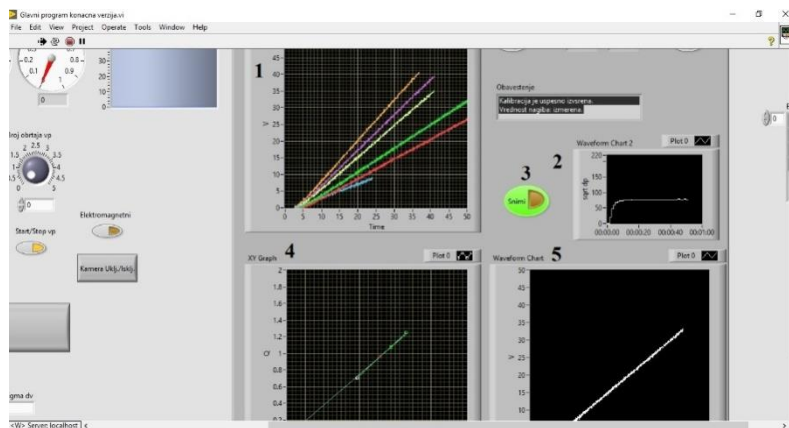
Na slici 4. prikazan je izgled interfejsa sa aktivnim jezičkom (tabom) „Druga vežba“ u okviru koje se određuje radna kriva pumpe P1 pri različitim brzinama obrtanja. Na slici su prikazane radne krive i to napora i snage u funkciji od protoka za četiri različite brzine obrtanja. Napor se određuje na osnovu jednačine (11), dok se snaga pumpe meri na njenom inverteru. Na osnovu ovako dobijenih podataka, moguće je odrediti i stepen korisnosti pumpnog agregata.

Omogućen je i automatski eksport dobijenih mernih podataka u eksel fajl i prikaz rezultata, kao što se može videti u nastavku.

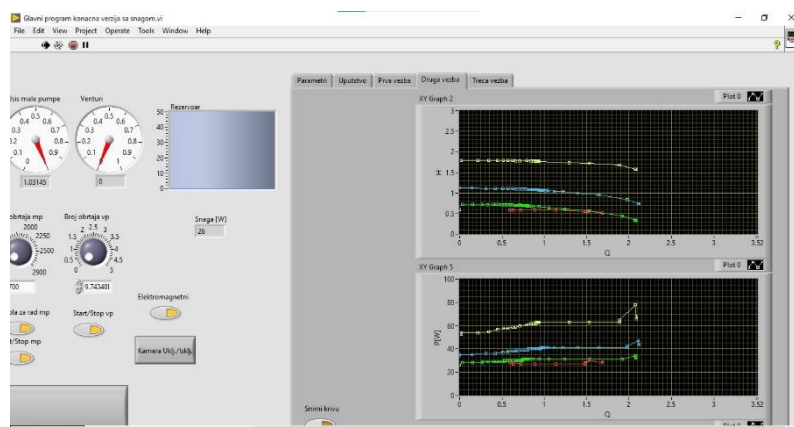
Planirana je i treća vežba (vidi se jezičak (eng. tab) na slici 4), u okviru koje bi se određivala inicijalna kavitacijaska rezerva. Diskusija je data u okviru poglavlja 4.



Slika 2. Izgled razvijene aplikacije u softverskom paketu LabView.



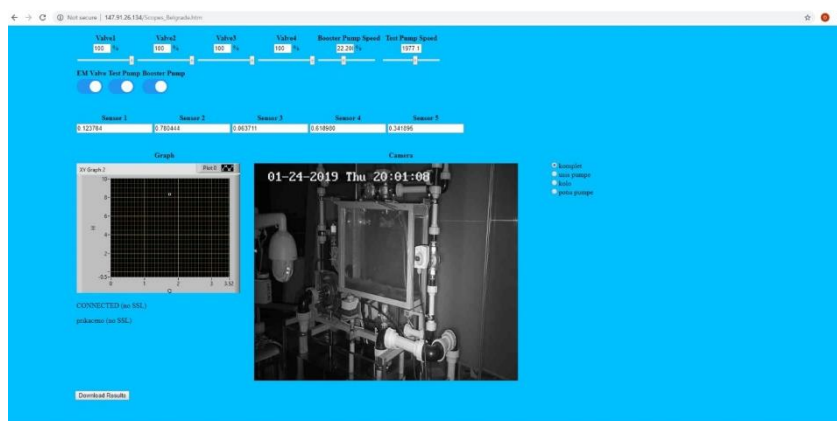
Slika 3. Rezultati prve vežbe u softverskom paketu LabView.



Slika 4. Rezultati druge vežbe u softverskom paketu LabView.

3.2 Daljinski rad na instalaciji

Na razvijenoj pokazno-obrazovnoj instalaciji moguće je ostvariti i daljinski rad preko internet linka: http://147.91.26.134/Scopes_Belgrade.htm Na slici 5. je dat prikaz internet stranice kada su instalacija i kamere priključene na mrežu (u noćnom režimu rada).



Slika 5. Izgled daljinskog pristupa instalaciji.

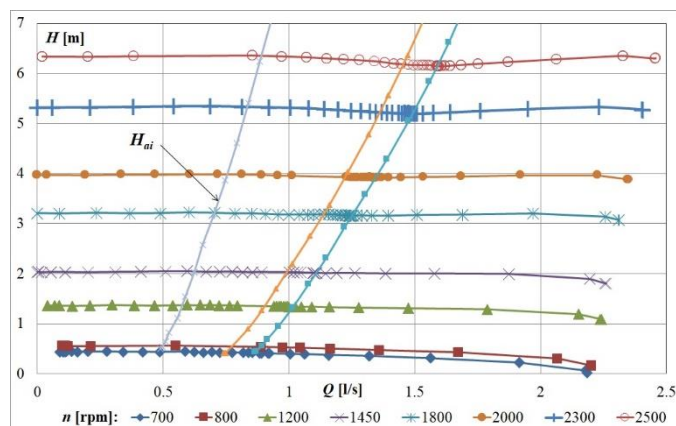
Dat je prikaz sa jedne od kamera, kao i jedna ostvarena radna tačka pumpe P1. Može se uočiti da su svi ventili otvoreni, da je brzina obrtanja ispitivane pumpe $n = 1977,1 \text{ min}^{-1}$, kao i da je pomoćna pumpa sa brzinom obrtanja na oko 22,2% od svog maksimuma $n_{max} = 2860 \text{ min}^{-1}$. Uočava se da su obe pumpe uključene, kao i ventil EMV. Dati su rezultati pokazivanja davača pritiska. Sve opisane eksperimente u potpoglavlju 3.1 moguće je obaviti i na daljinu, preko interneta.

4 Rezultati merenja i vizualizacije

U okviru ovog poglavlja prikazuju se i razmatraju rezultati merenja na pokazno-obrazovnoj instalaciji, kao i vizualizacija strujanja.

4.1 Određivanje radnih krivih pumpe i cevovoda

Na osnovu dobijenih eksperimentalnih rezultata na pokazno-obrazovnoj instalaciji, formiran je dijagram pri različitim brzinama obrtanja ispitivane pumpe P1 (slika 6.). Napor pumpe je određen na osnovu jednačine (11).



Slika 6. Karakteristike napora ispitne pumpe P1 pri različitim brzinama obrtanja i krive cevovoda.

U navedenom intervalu protoka, napor pumpe je približno konstantan, što je prikazano i na slici 4. Određivanje radnih krivi ispitivane pumpe P1 se obavlja pri radu sa složenim cevovodom. Na slici 6. prikazane su tri krive složenih cevovoda. Jedna kriva cevovoda (H_{ai}) se formira podešavanjem otvorenosti ventila i potom menjanjem brzine obrtanja pumpe koja se ispituje (P1). Da bi se dobila druga kriva cevovoda, promeni se nivo zatvorenosti ventila, pa se ponovi isti postupak sa menjanjem brzine obrtanja pumpe P1.

4.2 Eskperimentalno određivanje inicijalne kavitacije rezerve

U okviru rada [9] diskutovano je određivanje inicijalne kavitacijske rezerve ($NPSH_{ini}$) na razmatranoj pokazno-obrazovnoj instalaciji. Definiše se na osnovu sledećeg izraza:

$$NPSH_{ini} = \left(p_I + \rho c_I^2 / 2 - p_D \right) / (\rho g), \quad (6)$$

gde indeks „I“ označava merni presek na usisu pumpe, c srednju brzinu strujanja u mernom preseku, p_D pritisak zasićene vodene pare pri radnim uslovima i ρ gustinu vode.

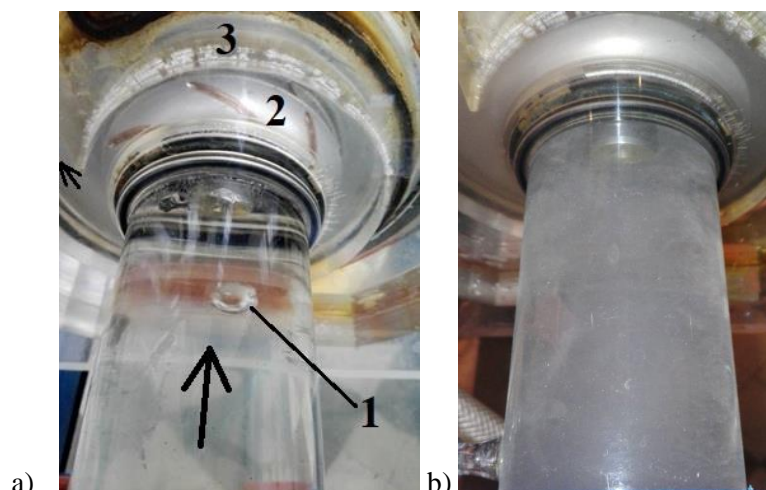
Providni delovi instalacije su od izuzetnog značaja za određivanje inicijalne kavitacije i rezerve prema jednačini (6), jer pojava prvog mehura je od izuzetnog značaja za posmatranje inicijalne kavitacije. Postupak određivanja inicijalne kavitacije je sledeći:

1. Brzina obrtanja pumpe koja se ispituje (P1) podesi se na određenu vrednost.
2. Ventil V2 je u određenom položaju, dok se ventil V1 polako pritvara.
3. U trenutku kada se pojavi prvi kavitacioni mehur na usisu pumpe (slika 7.a), očitavaju se davači pritiska T1 i T4. Na ovaj način se, pomoću davača T1, određuje diferencijalni pritisak na Venturimetru i samim tim, na osnovu jednačine (5) zapreminski protok. Apsolutni pritisak na usisu pumpe se određuje pomoću davača T4.
4. Na osnovu izmerenih vrednosti pritiska u prethodnoj tački, određuje se inicijalna kavitacija rezerva na osnovu jednačine (6).

5. Postupak se ponavlja za novu poziciju ventila V2.

Drugi način za određivanje $NPSH_{ini}$ je sledeći:

1. Brzina obrtanja pumpe koja se ispituje (P1) podesi se na određenu vrednost.
2. Sada je obrnut postupak u odnosu na prethodni način. Naime, ventil V1 je u određenom položaju, dok se ventil V2 polako otvara dok se ne pojave kavitacioni mehurovi (slika 7.b).
3. Ventil V2 se se zatvara dok ne nestanu svi parno-gasni, odnosno kavitacioni mehurovi.
4. $NPSH_{ini}$ se, na osnovu eksperimentalno određenih pritiska, određuje na osnovu izraza (6).
5. Postupak se ponavlja za drugi položaj ventila V1.
6. Sada se može odrediti zavisnost $NPSH_{ini} = f(Q)$.



Slika 7. Vizualizacija kavitacije u pumpi: a) Pojava prvog mehura: 1- mehur na usisu pumpe, 2- obrtno kolo pumpe i 3- spiralno kućište pumpe; b) Kavitacioni mehurovi na usisu pumpe [9].

Na slici 7.a prikaza je i smer strujanja vode i to u usisnom cevovodu, kao i kod jezička spirale, kada je sabran ceo protok kroz pumpu. Po obimu spiralnog kućišta uočava se i zaptivač.

Ovako zamišljena laboratorijska vežba bi bila treća u nizu, ali se još razmatra tačnost ovako definisane procedure.

4.3 Dodatne mogućnosti za izučavanje strujanja u pokazno-obrazovnoj instalaciji

Kako je već ispred napomenuto, delovi usisnog i potisnog cevovoda su ostavljeni providni sa namerom da se izučava fenomen kavitacije, kao i turbulentnog vihornog strujanja. U tu svrhu je postojeće „in-line“ spiralno kućište zamenjeno klasičnim za centrifugalne pumpe, sa tangencijalnim izlazom.

Strujanje kroz pumpno kolo je trodimenzijsko, a može se vršiti izvesna aproksimacija i kako bi se razmatralo kao dvodimenzijsko, posebno ako se posmatra izuzetno centrifugalna pumpa male specifične brzine obrtanja. Spiralna kućišta se projektuju tako da se duž glavnog pravca strujanja ostvaruje konstantna cirkulacija, odnosno $rc_u = \text{const.}$, gde je r radijus, a c_u obimska komponenta apsolutne brzine. Kako na izlazu korišćene pumpe ne postoji zakolo, odnosno sprovedni aparat, koji bi ispravio fluidnu struju, formirana cirkulacija na izlazu iz obrtnog kola (slika 7.a, poz. 2) se održava u spiralnom kućištu do izlaznog preseka, pa i nakon toga u potisnom cevovodu, što se može uočiti na slici 8.a.

Iz Ojlerove jednačine za turbomašine, neturbine, sledi:

$$Y_{th} = u_2 c_{3u} - u_1 c_{0u}, \quad (7)$$

gde Y_{th} jedinična strujna energija kola pumpe, u_1 i u_2 su obimske brzine na ulazu i izlazu iz obrtnog kola, redom, dok su c_{0u} i c_{3u} obimske komponente apsolutne brzine na ulazu i izlazu iz obrtnog kola pumpe. Kako je na ulazu pumpe postavljen ispravljaj fluidne struje, predrotacija ne postoji, pa se jednačina (7) može uprostiti:

$$Y_{th} = u_2 c_{3u}. \quad (8)$$

Kako je obimska brzina $u = D\pi n/60$, gde je prečnik $D = 2r$, sledi:

$$Y_{th} = u_2 c_{3u} = c_{3u} D_2 \pi n / 60 = r_2 c_{3u} \pi n / 30 \rightarrow r_2 c_{3u} = 30 Y_{th} / \pi n = 30 H g / (\pi n \eta_h), \quad (9)$$

gde je H napor pumpe, koji se određuje na osnovu standarda ISO 9906 [5] i η_h hidraulički stepen korisnosti pumpe. Hidraulički stepen korisnosti se definiše kao odnos hidrauličke i snage kola neto [10]. Jedinična strujna energija kola (Y_{th}) je, preko hidrauličkog stepena korisnosti, u direktnoj vezi sa jediničnom strujnom energijom pumpe (Y), pa samim tim i naporom pumpe (H):

$$\eta_h = P_h / P_{kn} = Y / Y_{th} = gH / Y_{th}. \quad (10)$$

Ovaj izraz je iskorišćen prilikom izvođenja jednačine (9).

Napor pumpe (H) je određen na osnovu definicije napora pumpe i merenja koja se obavljaju na instalaciji i to na sledeći način:

$$H = (p_{II} - p_I) / (\rho g) + (c_{II}^2 - c_I^2) / (2g) + (z_{II} - z_I), \quad (11)$$

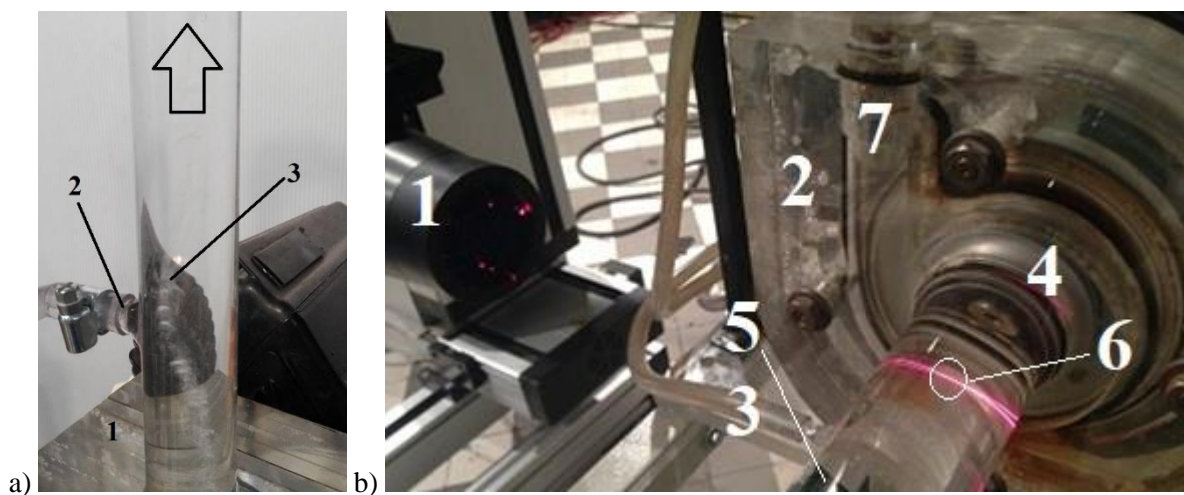
gde su mereni pritisci na potisu (presek „I“) i usisu (presek „II“) pumpe, odnosno njihova razlika pomoću diferencijalnog davača pritiska. Razlika kinetičkih energija je određena na osnovu izmerenog protoka i poznatih unutrašnjih prečnika cevovoda $D_I = 56,2$ mm i $D_{II} = 30$ mm na sledeći način:

$$c_l = Q / A_l = 4Q / (D_l^2 \pi), \quad (12)$$

gde je $l = I, II$, a Q zapreminski protok pumpe, određen eksperimentalno pomoću Venturimetra, koji na osnovu slike 1. iznosi $Q = Q_1$. Geodezijske visine težišta mernih preseka na usisu i potisu pumpe su za pokazno-obrazovnu instalaciju konstantne veličine i u okviru jednačine (11) se obeležavaju sa z_I i z_{II} , redom.

Cirkulacija na izlazu iz pumpe, određena na osnovu jednačine (9), se održava od izlaza iz spiralnog kućišta, ukoliko je ono projektovano po zakonu slobodnog vihora. Tako formiran vrtlog se zove slobodni ili potencijalni vrtlog. Međutim, kod turbomašina je češći slučaj formiranja Rankinovog ili kombinovanog vrtloga na izlazu iz pumpe, koji se sastoji od prinudnog vrtloga u blizini ose cevi i potencijalnog vrtloga u oblasti većih prečnika. On se pokazuje kao dosta otporan i žilav, i umanjuje energetska efikasnost postrojenja. Na slici 8.a je uočljiva jedna takva vrtložna struktura uz pomoć parno-gasnih mehurova koji su „preživeli“ samu pumpu i nisu implodirali. Na istoj slici je prikazan smer strujanja u instalaciji.

Za potrebe provere uniformnosti brzinskog polja na usisu pumpe korišćen je jednodimenzionalni laser Doppler sistem za merenje brzine (eng. laser Doppler velocimetry, LDV). Na slici 8.b prikazana je eksperimentalna postavka, gde je 1 - laser, 2 - spiralno kućište, 3 - priključak za merenje pritiska na usisu pumpe, 4 - obrtno kolo pumpe, 5 - ispravljač fluidne struje, ugrađen iza kolena na usisnom cevovodu pumpe, 6 - merna zapremina LDV sistema i 7 - izlaz iz spiralnog kućišta pumpe. LDV sistem je postavljen tako da meri aksijalnu komponentu brzine.



Slika 8. Vizualizacija turbulentnog vrtložnog strujanja u potisnom cevovodu pumpe: a) 1 - spiralno kućište, 2 - priključak za merenje pritiska i 3 - helikoida vizualizovana sa parno-gasnim (kavitacijskim) mehurovima; b) merenje brzine strujanja na usisu pumpe pomoću jednodimenzionalnog LDV sistema.

LDV sistem je model Flow Explorer, proizvođača Dantec sa softverom BSA Flow Software, koji je korišćen za akviziciju i obradu podataka. Signal procesor je BSA F30 sa 8-bitnim uzorkovanjem. Laser je crvene boje, talasne dužine 660 nm i snage 35 mW. Laser radi sa rasejanjem unazad, ali je i takva postavka dala dobre rezultate prilikom merenja. Korišćene su kuglice za prosejavanje fluidne struje prečnika 8-12 μm i gustine 1.1 g/cc (model 10089, proizvođača TSI, SAD). Laser je montiran na linearnoj ISEL vodiči, kako bi se ostvarilo pomeranje merne zapremine duž prečnika. Kontrolna merenja su urađena i u upravnom pravcu, kako bi se proverilo da li postoji ta komponenta brzine. Ova merenja

su ostvarena rotacijom lasera za 90°. Eksperimentalni rezultati su pokazali da je strujanje uniformno i da na usisu pumpe ne postoji cirkulacija, odnosno predrotacija, što opravdava uvedenu pretpostavku u jednačini (8).

Prilikom sprovedenih LDV merenja potrebno je obratiti pažnju na dislokaciju merne zapremine, s obzirom da su zidovi kroz koje prolaze zraci lasera zakrivljeni, kao i da je indeks prelamanja svetlosti za staklo i vodu različit. Razmatranje ovoga je sprovedeno za slučaj strujanja vazduha u zakrivljenim cevima u [12, 13] i slično razmatranje može da se primeni i na merenja u pokazno-obrazovnoj instalaciji.

Sve ovo pokazuje da razvijena instalacija predstavlja dobro nastavno sredstvo, ali ima i mogućnosti za izučavanje i važnih strujnih fenomena u turbomašinama i pripadajućim sistemima.

5 Zaključna razmatranja

Razvijena pokazno-obrazovna instalacija pruža brojne mogućnosti za demonstraciju rada jednog pumpnog sistema. On može da radi sa jednom ili dve pumpe u rednoj srpezi, sa jednostavnim, kao i sa složenim cevovodom.

Korisnički interfejs razvijene aplikacije u softverskom paketu LabView prikazan je u poglavlju 3. Na panelu se vide sve komande potrebne za upravljanje pokazno-obrazovnom instalacijom. Omogućen je rad u laboratoriji, kao i preko interneta.

Može se zaključiti da je prikazanom pokazno-obrazovnom instalacijom moguće ostvariti sledeće planirane ciljeve:

1. Prikaz rada centrifugalne pumpe pri transportu vode na određenu geodezijsku visinu. – Prvi primer jednostavnog cevovoda, kada je zatvoren ventil V2.
2. Prikaz rada pumpe prilikom cirkulacije tečnosti. – Drugi primer jednostavnog cevovoda, kada je zatvoren ventil V3.
3. Analiza rada pumpi, pojedinačno i u rednoj sprezi, sa jednostavnim, kao i sa složenim hidrauličkim sistemom kada su otvoreni svi, osim ventila V5.
4. Demonstracija uticaja promene brzine obrtanja pumpe na radnu tačku pumpe i hidrauličkog sistema. Razmatranje uštede u energiji prilikom regulisanja promenom brzine obrtanja u odnosu na regulacijom ventilima.
5. Prikaz pojave kavitacije u pumpi tokom rada. Analiza različitih stadijuma kavitacije.
6. Prikaz kalibracije Venturimetra, nestandardne geometrije, na osnovu međunarodnog standarda ISO 8316:1987 [11].
7. Određivanje radnih krivih ispitivane pumpe za različite brzine obrtanja.
8. Razmatranje prikazivanja eksperimentalno određenih radnih karakteristika pumpi u dimenzionom obliku, koji zavisi od brzine obrtanja pumpe, kao i u bezdimenzionom obliku na osnovu značica protoka i napora pumpe, a koji ne zavisi od brzine obrtanja pumpe.
9. Određivanje kavitacijskih karakteristika pumpe.
10. Razmatranje korišćenja zapreminskog metoda, kako za kalibraciju protokomera (što je navedeno pod tačkom 5.), tako i za merenje zapreminskog protoka u hidrauličkom sistemu.
11. Vizuelno posmatranje fenomena kavitacije, kao i turbulentnog vihornog strujanja na potisu pumpe.
12. Merenje brzinskog polja na usisu i potisu pumpe pomoću optičkih mernih metoda I to laser Dopler anemometra i snimanjem čestica (particle image velocimetry).
13. Demonstracija prvog nalivanja pumpe vodom, kako bi se ostvarilo adekvatno startovanje.

Za razliku od većine dostupnih eksperimenata na daljinu, prikazana instalacija je složena i pripada grupi najkompleksnijih. Pokazno-obrazovna instalacija, svojom fleksibilnošću, pruža još veliki broj mogućnosti rada u nastavi, kao i u istraživanjima fenomena strujanja u turbomašinama i pripadajućim sistemima. Radom, kako u laboratoriji, tako i preko interneta, studenti i inženjeri mogu da testiraju svoje znanje iz hidrauličkih mašina i mehanike fluida.

Zahvalnica

Ovde su prikazani rezultati istraživanja podržanog strane Ministarstva prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije (MPNTR) kroz projekte: Bilateralni projekat MPNTR-a sa NR Kinom (Hydropower Engineering Technology Research Center of Ministry of Water Resources in China and Renewable Energy and Rural Electrification Zhejiang International Science and Technology Cooperation Base), Joint Research on the Development Technology of Low-head Run-of-the-river Hydropower ipu Ugovoru 451-03-9/2021-14/200105 od 05.02.2021. godine, kao i SCOPES projektom "Enabling Web-based Remote Laboratory Community and Infrastructure".

Literatura

1. Cantrak Dj.S., Jankovic N.Z., Nedeljkovic M.S., Matijevic M.S., Ilic D.B. (2018) Lectures in rotodynamic pumps - from design and simulations to testing, Proceedings, 2018 International Conference on Interactive Mobile Communication, Technologies and Learning (IMCL2018), McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada, October 11-13, ID 1165, 358-369, Springer.
2. Čantrak S. (1992.) *Termotehničar, Priručnik za termotehniku, termoenergetiku i procesnu tehniku*, Tom 1, poglavlje *Primenjena mehanika fluida*, str. 78-195., Poslovna politika, Beograd.
3. Čantrak D.S., Janković N.Z., Ilić D.B., Nedeljković M.S. (2021) Educational centrifugal pump test rig, 6th IAHR Europe Congress, Warsaw, Poland, No. 62131228719, Abstract Book, 850-851, ISBN 978-83-66847-01-9, Special Session KS6: Measurement techniques and demonstration test rigs in hydraulic research.
4. Čantrak Đ., Nedeljković M., Janković N., Ilić D. (2019) Demonstrational pump system, Industrial Energy and Environmental Protection in Southeastern Europe, VII Regional conference, June 19-22, Zlatibor, Serbia, Conference Proceedings, Chief Editor: M. Radovanović, R-10.1, 395-402.
5. ISO 9906 Rotodynamic Pumps - Hydraulic Performance Acceptance Tests - Grades 1, 2 and 3 (2012)
6. Nedeljkovic M.S., Cantrak D., Jankovic N., Ilic D., Matijevic M. (2019) Virtual instrumentation used in engineering education set-up of hydraulic pump and system. In: Auer M., Langmann R. (eds) Smart Industry & Smart Education. REV 2018. Lecture Notes in Networks and Systems, vol 47. Springer, Cham, 686-693.
7. Nedeljkovic M.S., Cantrak D.S., Jankovic N.Z., Ilic D.B., Matijevic M.S. (2018) Virtual instruments and experiments in engineering education lab setup with hydraulic pump, Proceedings, 2018 IEEE Global Engineering Education Conference (EDUCON), April 17-20, Santa Cruz de Tenerife, Canary Islands, Spain, 1145-1152.
8. Nedeljkovic M.S., Jankovic N., Cantrak D., Ilic D., Matijevic M. (2019) Poster: Remote engineering education set-up of hydraulic pump and system. In: Auer M., Langmann R. (eds) Smart Industry & Smart Education. REV 2018. Lecture Notes in Networks and Systems, vol 47. Springer, Cham, 304-311.
9. Nedeljkovic M.S., Jankovic N.Z., Cantrak D.S., Ilic D.B., Matijevic M.S. (2018) Engineering education lab setup ready for remote operation - Pump system hydraulic performance, Proceedings, 2018 IEEE Global Engineering Education Conference (EDUCON), April 17-20, Santa Cruz de Tenerife, Canary Islands, Spain, 1175-1182.
10. Protić Z., Nedeljković M. (2006) *Pumpe i ventilatori – Problemi, rešenja, teorija*, Mašinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd.
11. ISO 8316:1987 Measurement of liquid flow in closed conduits — Method by collection of the liquid in a volumetric tank (1987).
12. Ristić S.S., Ilić J.T., Čantrak D.S., Ristić O.R., Janković N.Z. (2012) Estimation of laser-Doppler anemometry measuring volume displacement in cylindrical pipe flow, Thermal Science, vol. 16. no. 4, 1027-1042.
13. Ilić J., Ristić S., Čantrak Đ., Janković N., Srećković M. (2013) The comparison of air flow LDA measurement in simple cylindrical and cylindrical tube with flat external wall, FME Transactions, vol. 41 no. 4, 333-341.

Prostorni raspored osnovnih karakteristika malih voda na teritoriji Republike Srbije

Stevan Prohaska¹

Jasna Plavšić²

Samir Čatović³

Vladislava Bartoš Divac⁴

Ognjen Prohaska⁵

Aleksandra Ilić⁶

Srdan Marjanović⁷

Dragutin Pavlović⁸

APSTRAKT: Ideja ovoga rada je da prikaže prostorni raspored osnovnih karakteristika malih voda na teritoriji Republike Srbije kao podloga projektovanju većine vodoprivrednih i hidrotehničkih objekata. To se pre svega odnosi na prostorni prikaz modula oticaja minimalnih srednjih mesečnih protoka 95% obezbeđenosti i srednjih godišnjih protoka verovatnoće pojave 10% i trajanja malovodnih perioda ispod protoka karakterističnih trajanja. Navedene karakteristike malih voda preuzete se iz buduće monografije „Prosečni protoci i male vode na srednjim i malim slivovima Srbije”, čija je izrada u toku.

Ključne reči: male vode, srednji i mali slivovi, malovodni periodi, minimalni srednji mesečni protok obezbeđenosti 95%, srednji godišnji protok

Spatial distribution of low flow characteristics on the territory of the Republic of Serbia

ABSTRACT: This paper presents the spatial distribution of basic characteristics of low flows on the territory of the Republic of Serbia as the basis for design of various water management systems and hydraulic engineering structures. Spatial representation of specific runoff for minimum annual mean monthly flows of 95% probability of exceedance, specific runoff for mean annual flows of 10% probability of non-exceedance, and duration of low flow below selected characteristic threshold values. These low flow characteristics are taken from the forthcoming monograph “Mean and low flows in small and medium watersheds in Serbia”, which is under preparation.

Key words: low flows, medium and small catchments, minimum mean monthly flow of 95% probability of exceedance, mean annual flow

¹ Prof. dr Stevan Prohaska, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, redovni profesor u penziji, stevan.prohaska@jcerni.rs

² Prof. dr Jasna Plavšić, Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, jplavsic@grf.bg.ac.rs

³ Vladislava Bartoš Divac, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, vladislava.bartos@jcerni.rs

⁴ Samir Čatović, Republički hidrometeorološki zavod Srbije, samir.catovic@hidmet.gov.rs

⁵ Ognjen Prohaska, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, ognjen.prohaska@jcerni.rs

⁶ Asist. Aleksandra Ilić, Univerzitet u Nišu – Građevinsko-arhitektonski fakultet, aleksandra.ilic@gaf.ni.ac.rs

⁷ Srdan Marjanović, Republički hidrometeorološki zavod Srbije, srdjan.marjanovic@hidmet.gov.rs

⁸ Doc. dr Dragutin Pavlović, Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, dpavlovic@grf.bg.ac.rs

1 Uvodne napomene

Cilj ovoga rada je analiza prostorne raspodele karakteristika malih voda bitnih sa stanovišta vodosnabdevanja, zaštite kvaliteta voda, navodnjavanja i proizvodnje hidroenergije. To se, pre svega, odnosi na merodavne karakteristike malih voda potrebne za ocenu minimalnog održivog protoka koji se nizvodno od vodozahvata mora obezbediti u vodotoku za opstanak i razvoj nizvodnih biocenoza i zadovoljavanje potreba nizvodnih korisnika. Pored toga, za navedene korisnike veoma su interesantna maksimalna trajanja malovodnih perioda ispod protoka karakterističnih trajanja. Ovim karakteristikama malih voda, nažalost, u dosadašnjoj našoj hidrološkoj praksi nije posvećivano dovoljno pažnje. Većina do sada izvršenih analiza malih voda u našoj zemlji, a i šire u svetu, obuhvatala je samo statističko-probabilističke analize serija minimalnih godišnjih i minimalnih srednjih mesečnih protoka i proračun trajanja malih voda. U ovom radu autori su primenili jedan novi prilaz koji obuhvata klasičnu analizu minimalnih godišnjih i minimalnih srednjih mesečnih protoka i analizu neprekidnih trajanja malih voda ispod protoka karakterističnih trajanja.

Bazni podaci koji su korišćeni za proračun malih voda su zvanični podaci Republičkog hidrometeorološkog zavoda Srbije sa hidroloških stanica za 82 slivna područja južno od Save i Dunava, čije su slivne površine manje od 1000 km². U vezi sa ovim korišćene su raspoložive vremenske serije srednjednevnih i minimalnih godišnjih protoka na hidrološkim stanicama RHMZ Srbije. Periodi obrade su bili različiti, od početka rada određene hidrološke stanice zaključno sa 2018. godinom.

Rad na ovom naučnom projektu svestrano je podržao RHMZ Srbije, obezbeđujući zvanične podatke, a sa Institutom "Jaroslav Černi" učestvovala u zajedničkom izdavanju mnogo šire monografije "Prosečni proticaji i male vode Srbije na srednjim i malim slivovima". Pojedini eksperti iz RHMZ-a učestvuju u realizaciji celokupnog projekta, zajedno sa nekoliko eksperta sa Građevinskog fakulteta u Beogradu i Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Nišu..

2 Primenjena procedura proračuna osnovnih karakteristika malih voda

Za potrebe definisanja razmatranih karakteristika trajanja malih voda, njihove unutargodišnje raspodele i procentualne zastupljenosti korišćeni su srednjednevni protoci iz baze RHMZ Srbije.

Proračun krivih trajanja, na osnovu kojih su određeni reporni protoci $Q(\Theta)$, gde je Θ trajanje izraženo u procentima u odnosu na celu godinu, izvršen je korišćenjem srednjednevnih protoka. Kao reporni protoci usvojeni su protoci trajanja $\Theta = 50, 60, 70, 80, 90$ i 95% .

Za sve reporne protoke $Q(\Theta)$, izdvojeni svi malovodni periodi u godini tokom kojih su protoci u reci manji od repornih, $Q(t) < Q(\Theta)$ i određene njihove dužine, izražene u danima. Za svako razmatrano trajanje protoka formirane su serije:

- ukupnih godišnjih trajanja malovodnih perioda $D(T)$, određeni kao zbir trajanja svih malovodnih perioda tokom godine i
- maksimalnih godišnjih trajanja malovodnih perioda $D_{\max}(T)$.

Formirane su i serije početaka t_p i krajeva t_k malovodnih perioda maksimalnih trajanja po godinama (od – do dana):

t_p – početni trenutak kada je $Q(t) \leq Q(\Theta)$

t_k – krajnji trenutak kada je $Q(t) \leq Q(\Theta)$.

Na osnovu ovih serija sračunate su prosečne višegodišnje vrednosti učestalosti (zastupljenosti) broja dana sa maksimalnim trajanjima malovodnih perioda i njihove odgovarajuće integralne (sumarne) krive zastupljenosti.

Integralne krive zastupljenosti koriste se za definisanje intervala poverenja unutar kojih se, sa određenim verovatnoćama može očekivati pojava malovodnih perioda. Definisani su 90%, 80% i 50% intervali poverenja.

Za sve definisane serije maksimalnih godišnjih trajanja malovodnih perioda (u danima) sračunate su verovatnoće pojave. Pri tome su korišćeni sledeći zakoni raspodele: Pirson III, Log Pirson III,

Gumbelova, dvoparametarska Vejbulova, dvoparametarska i troparametarska log-normalna. Kvalitet prilagođavanja je testiran pomoću χ^2 testa, testa Kolmogorov-Smirnov i ω^2 testa. Usvojene su one raspodele koje su na osnovu testova saglasnosti i vizuelne ocene pokazale najbolje prilagođavanje.

Rezultati dobijeni za 82 hidrološke stanice, zbog obimnosti, grupisani su i prikazani kao prosečni za pomenute slivove i za teritoriju Srbije južno od Save i Dunava.

3 Prikaz rezultata proračuna osnovnih karakteristika malih voda

Zbog obimnosti rezultata proračuna (82 hidrološke stanice) u ovom radu prikazuju se samo finalni rezultati za dve karakteristike malih voda koje se često primenjuju u našoj hidrotehničkoj praksi za određivanje minimalnog održivog protoka, a to su moduli oticaja srednjih mesečnih protoka obezbeđenosti 95% i srednjih godišnjih protoka verovatnoće pojave 10%. Zbirni rezultati učestalosti specifičnog oticaja ovih karakteristika - q ($l/s/km^2$) za celu razmatranu teritoriju Republike Srbije južno od Save i Dunava prikazani su u tabelama 1 i 2. Grafički prikaz učestalosti i kumulativne (integralne) zastupljenosti navedenih karakteristika malih voda dat je na slikama 1 i 2.

Broj hidroloških stanica sa pojavom apsolutno maksimalnih trajanja malovodnih perioda za razmatrane vrednosti repnog protoka $Q(\Theta(\%))$, za celu razmatranu teritoriju Republike Srbije prikazana je u tabeli 3. Grafički prikaz broja hidroloških stanica na kojima su registrovana apsolutno najduža maksimalna trajanja malovodnih perioda za repne protoke karakterističnih trajanja za celu razmatranu teritoriju Republike Srbije prikazan je na slici 3.

Prostorna raspodela osnovnih karakteristika merodavnih malih voda prikazana je na kartama razmatranog dela sliva na teritoriji Republike Srbije južno od Save i Dunava, na slikama 4-7.

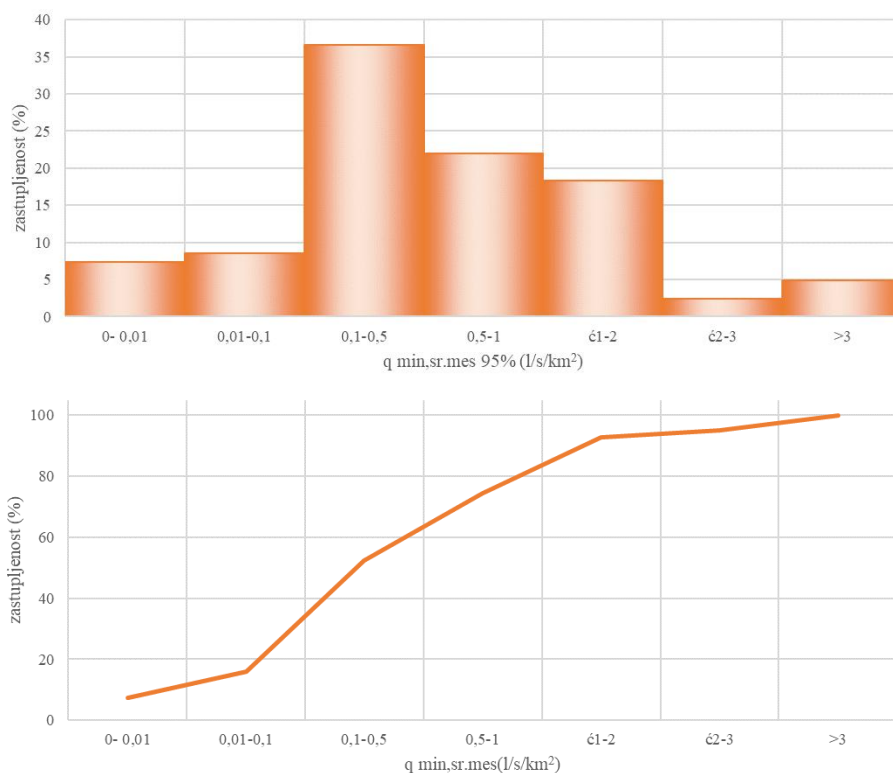
Tabela 1. Učestalost specifičnog modula minimalnih srednjih mesečnih protoka obezbeđenosti 95% na teritoriji Republike Srbije južno od Save i Dunava

	$q_{\min, sr. mes} (L/s/km^2)$							Σ	Min	Sred	Max
	0- 0,01	0,01-0,1	0,1-0,5	0,5-1	1 - 2	2 - 3	>3				
Br. sliv.	6	7	30	18	15	2	4	82	0	0,74	3,39
%	7,31	8,54	36,59	21,95	18,29	2,44	4,88	100			
$\Sigma\%$	7,31	15,85	52,44	74,39	92,68	95,12	100				

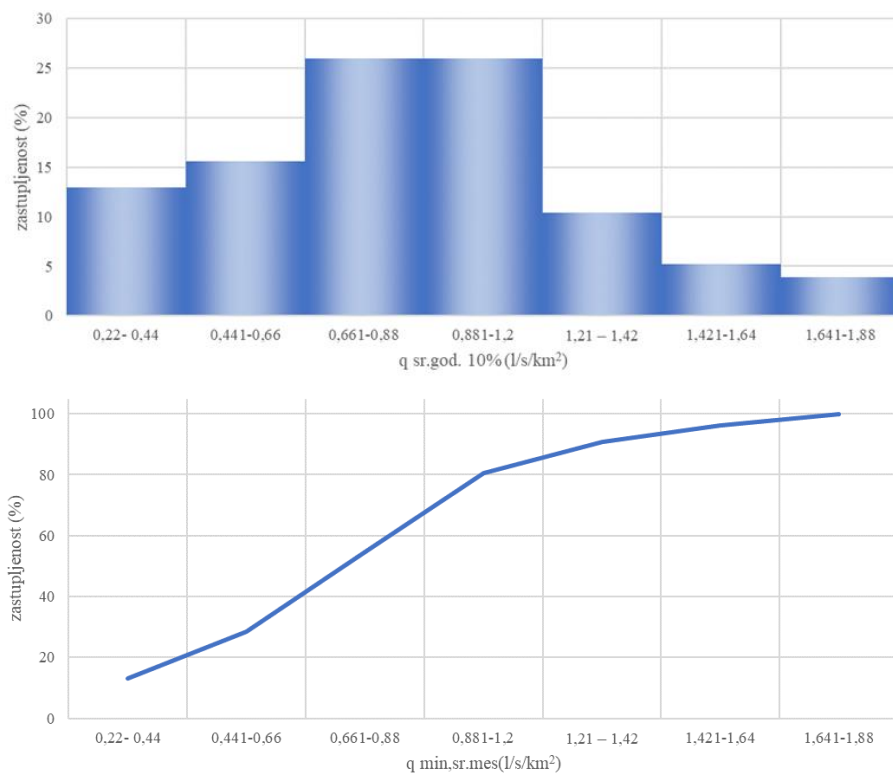
Tabela 2. Učestalost specifičnog modula srednjeg godišnjeg protoka verovatnoće pojave 10% na teritoriji Republike Srbije južno od Save i Dunava

	$q_{sr, god. 10\%} (l/s/km^2)$							Σ	Min	Sred	Max
	0,22-0,44	0,441-0,66	0,661-0,88	0,881-1,2	1,21-1,42	1,421-1,64	1,641-1,88				
Br. sliv.	10	12	20	20	8	34	3	77	0,23	0,89	1,772
%	12,99	15,58	25,97	25,97	10,39	5,20	3,90	100			
$\Sigma\%$	12,99	28,57	54,54	80,51	90,90	96,09	100				

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.



Slika 1. Učestalost specifičnog modula minimalnih srednjih mesečnih protoka obezbeđenosti 95% na teritoriji Republike Srbije južno od Save i Dunava po klasama i kumulativno

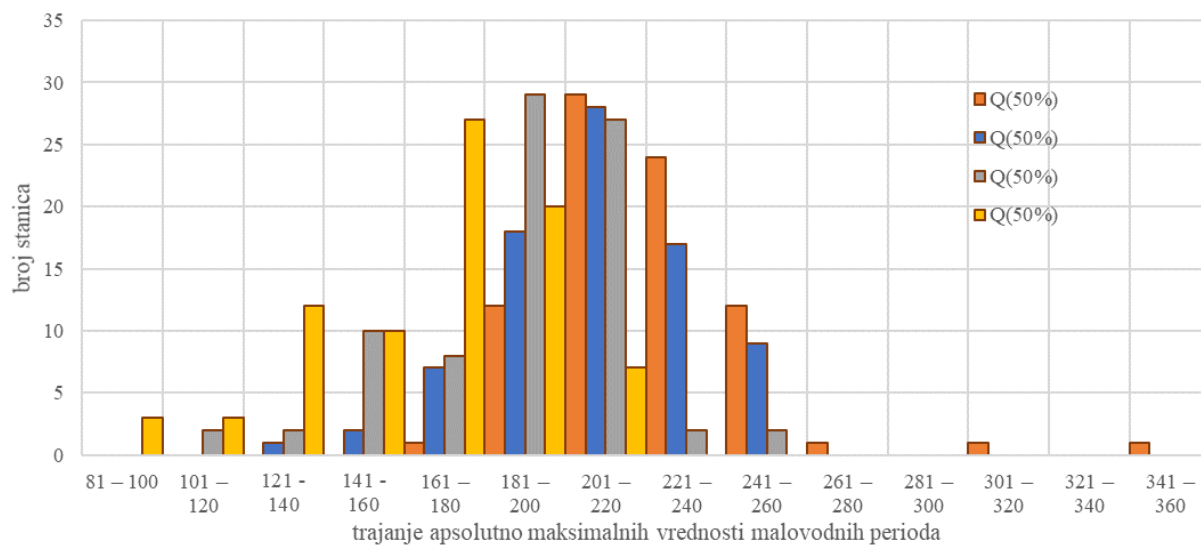


Slika 2. Učestalost specifičnog modula srednjih godišnjih protoka verovatnoće pojave 10% na teritoriji Republike Srbije južno od Save i Dunava

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.

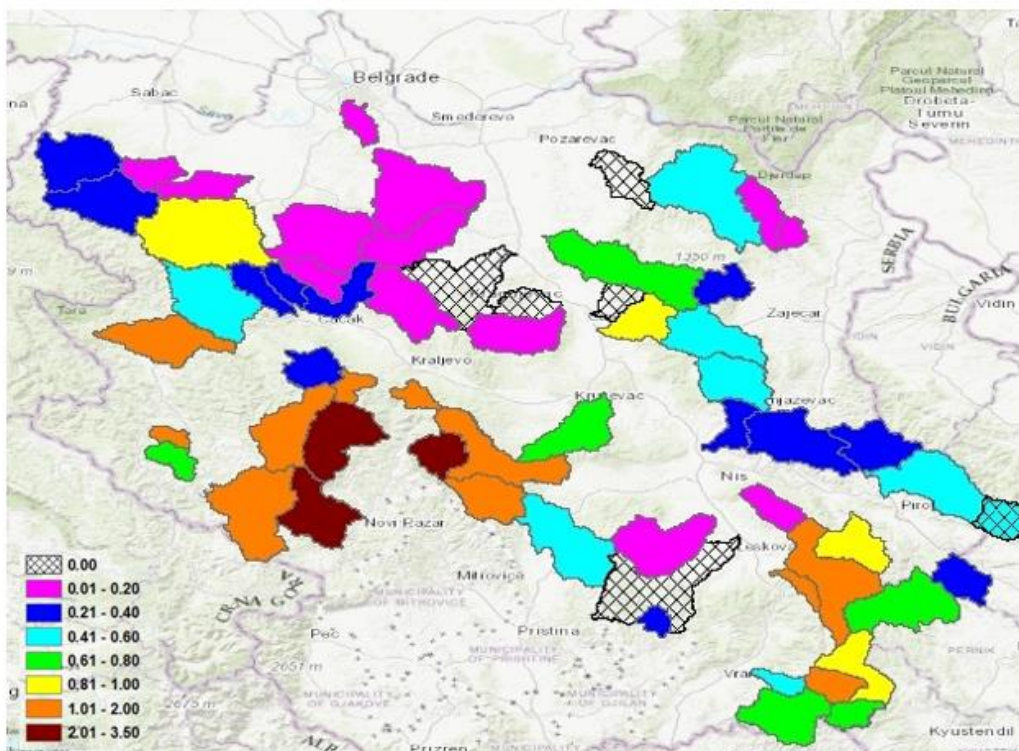
Tabela 3. Broja hidroloških stanica sa pojavom apsolutno najdužih maksimalnih trajanja malovodnih perioda za repere protoke karakterističnih trajanja

Dužina trajanje (dan)	Broj hidroloških stanica			
	Reporni protoci Θ (%)			
	Q(50%)	Q(50%)	Q(50%)	Q(50%)
81 – 100				3
101 – 120			2	3
121 - 140		1	2	12
141 - 160		2	10	10
161 – 180	1	7	8	27
181 – 200	12	18	29	20
201 – 220	29	28	27	7
221 – 240	24	17	2	
241 – 260	12	9	2	
261 – 280	1			
281 – 300				
301 – 320	1			
321 – 340				
341 – 360	1			
>361	1			
Prosečno trajanje	224	208	189	165
Najduže trajanje	365	257	255	220
Najkraće trajanje	185	122	108	82

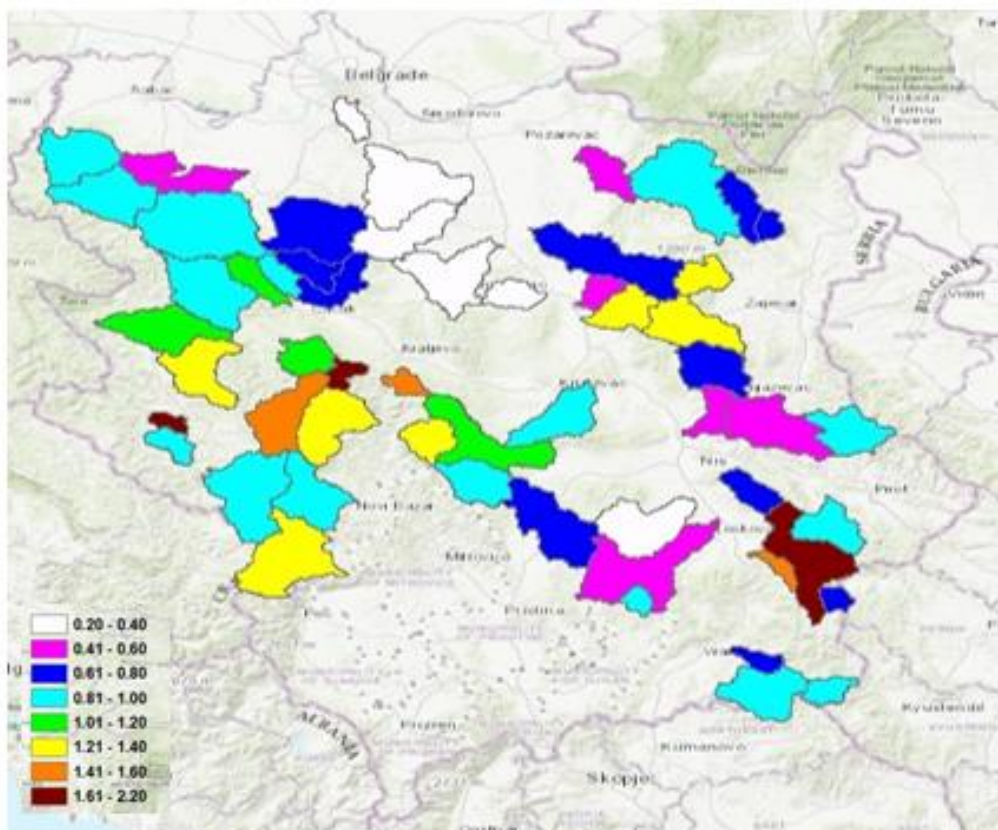


Slika 3. Broj razmatranih hidroloških stanica na kojima su registrovani apsolutno najduža maksimalnih trajanja malovodnih perioda za repere protoke karakterističnih trajanja

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.

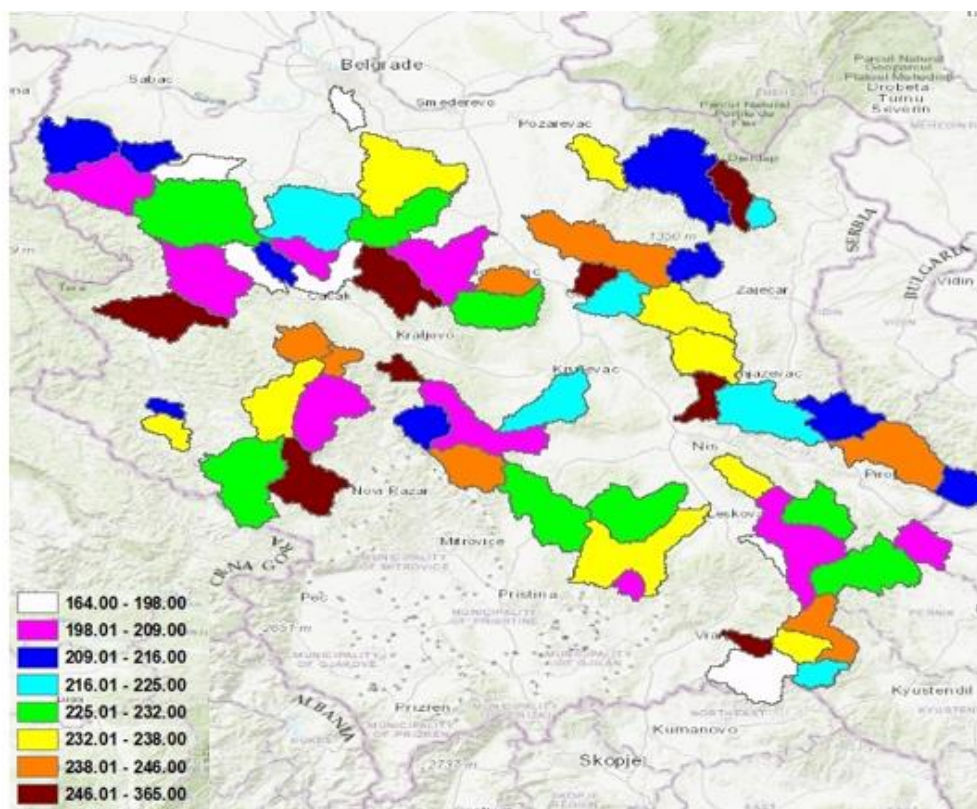


Slika 4. Prostorni prikaz specifičnog modula minimalnih srednjih mesečnih protoka obezbeđenosti 95% razmatranih slivova na teritoriji Republike Srbije južno od Save i Dunava

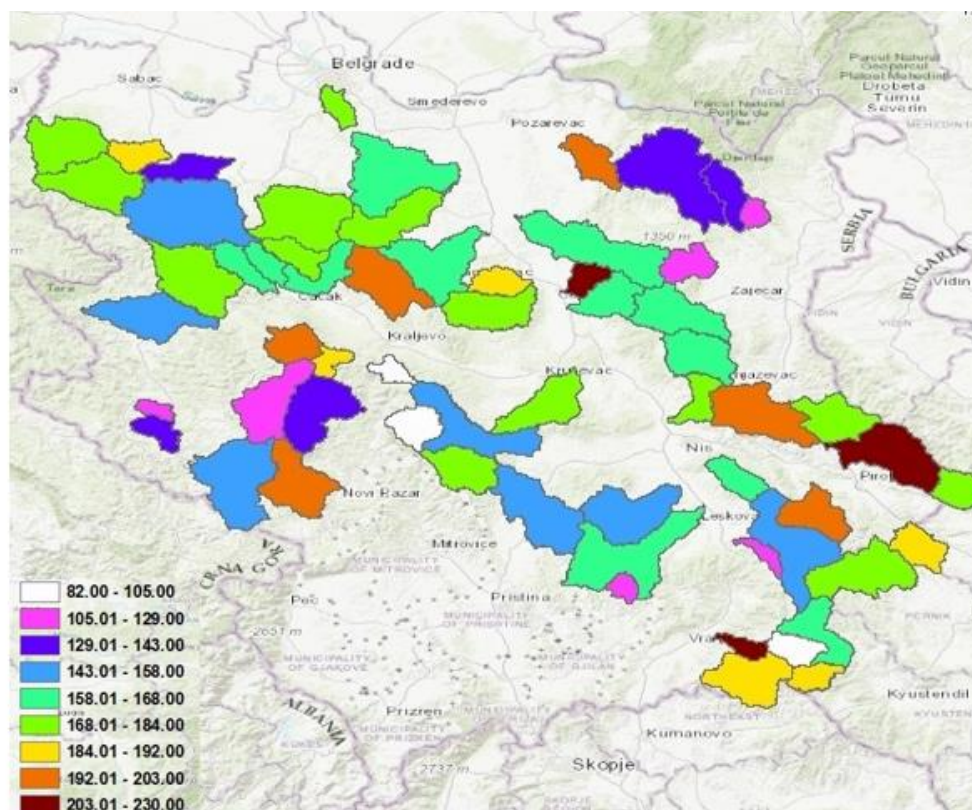


Slika 5. Prostorni prikaz specifičnog modula srednjih godišnjih protoka verovatnoće pojave 10% razmatranih slivova na teritoriji Republike Srbije južno od Save i Dunava

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.



Slika 6. Prostorni prikaz broja dana apsolutno najdužih maksimalnih trajanja malodornih perioda za referne protoke trajanja 50% na razmatranim slivovima na teritoriji Republike Srbije južno od Save i Dunava



Slika 7. Prostorni prikaz broja dana apsolutno najdužih maksimalnih trajanja malodornih perioda za referne protoke trajanja 80% na razmatranim slivovima na teritoriji Republike Srbije južno od Save i Dunava

Uočava se velika prostorna heterogenost u formiranju malih voda na teritoriju Republike Srbije južno od Save i Dunava. Po apsolutnim vrednostima navedenih modula oticaja veću neravnomernost pokazuju moduli minimalnog srednjeg mesečnog protoka obezbeđenosti 95% u odnosu na module srednjih godišnjih protoka verovatnoće pojave 10%.

Sa gledišta prostornog rasporeda broja dana apsolutno najdužih maksimalnih trajanja malovodnih perioda na razmatranim slivovima na teritoriji Republike Srbije takođe se uočava veoma izražena prostorna heterogenost u vrednostima broja dana apsolutno najdužih maksimalnih trajanja malovodnih perioda za sve razmatrane reperne protoke.

4 Zaključak

Primenjena metodologija analize malih voda na teritoriji Republike Srbije južno od Save i Dunava predstavlja jedan sasvim nov prilaz definisanju najznačajnijih karakteristika malih voda bitnih sa stanovišta vodosnabdevanja, zaštite kvaliteta voda, navodnjavanja i proizvodnje hidroenergije, a koji do sada nije primenjivan u našoj hidrološkoj praksi i šire. To se, pre svega, odnosi na pregled prostorne raspodele minimalnog srednjeg mesečnog protoka verovatnoće pojave 10%. Pored toga analiziran je i prostorni raspored broja dana apsolutno najdužih maksimalnih trajanja malovodnih perioda za reperne protoke trajanja 50% i 80%.

Zaključeno je da postoji velika prostorna heterogenost u formiranju malih voda na teritoriju Republike Srbije južno od Save i Dunava. Po apsolutnim vrednostima navedenih modula oticaja veću neravnomernost pokazuju moduli minimalnog srednjeg mesečnog protoka obezbeđenosti 95% u odnosu na module srednjih godišnjih protoka verovatnoće pojave 10%.

Slični zaključak može se izvesti i sa gledišta prostornog rasporeda broja dana apsolutno najdužih maksimalnih trajanja malovodnih perioda na razmatranim slivovima na teritoriji Republike Srbije. Evidentno je da se uočava veoma izražena prostorna heterogenost u vrednostima broja dana apsolutno najdužih maksimalnih trajanja malovodnih perioda za sve razmatrane reperne protoke.

Literatura

1. Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, Republički hidrometeorološki zavod Srbije: Monografija „Prosečni protoci i male vode na srednjim i malim slivovima Srbije”, izrada u toku.
2. Prohaska S.: Hidrologija I Deo, Rudarsko-geološki fakultet, Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, RHMZ Srbije, str. 1-504, Beograd 2003.
3. Prohaska S.: Hidrološke karakteristike vodnih tokova od značaja za njihovo uređenje od poplava, II Deo - Male vode, Vodoprivreda br. 159-160, str, 29-36, Beograd 1996.
4. Prohaska S., Ristić V., Srna P.: Merodavne male vode Srbije sa aspekta zaštite vodotoka, „Zaštita voda '96“, str. 15-21, Ulcinj, 1996.

Утицај избора калибрационе стратегије на трансферабилност мјесечних билансних хидролошких модела

Жана Топаловић¹

Андријана Тодоровић²

Јасна Плавшић³

РЕЗИМЕ: Хидролошки модели су незамјенљив алат у многим анализама потребим за испуњење задатака хидротехнике и водопривреде. Процјена утицаја климатских промјена на водне ресурсе је једна од типичних таквих анализа. Врло често се врши са хидролошким моделима који раде на мјесечном кораку јер та временска резолуција одговара резолуцији резултата из климатских модела. Трансферабилност хидролошких модела подразумијева добру ефикасност у периоду валидације односно ван периода калибрације модела који је по климатским карактеристикама доста различит од калибрационог периода (нпр. изразито сувљи или воднији период), што је веома битно за њихову примјену у климатски промјенљивим условима. Истраживања показују да ефикасност модела углавном знатно опада у валидационом периоду. У овом раду испитује се утицај различитих калибрационих стратегија на трансферабилност мјесечних билансних хидролошких модела (МБХМ). Под калибрационим стратегијама овдје се мисли на различит број и врсту циљних функција које се користе при оптимизацији модела. Период осматрања хидролошких величина на сливу ријеке Вимера у Аустралији је подијељен на пет непреклапајућих потпериода једнаке дужине. Обзиром да се показало да климатски модели предвиђају сушне услове и на сливовима Западног Балкана, овај слив је веома интересантан за анализу примјенљивости модела за симулације оваквих хидролошких услова. Међу многим МБХМа одабран је Будико модел као најпозданији у симулацијама на изразито сувим сливовима. Будико модел је калибрисан на сваком од дефинисаних потпериода и валидован на преосталим. Коришћене су различите калибрационе комбинације циљних функција у вишекритеријумској оптимизацији и то комбинације са 2 или 3 циљне функције из реда статистичких показатеља и хидролошких потписа. Резултати су упоређени са једнокритеријумском оптимизацијом са KGE циљном функцијом као базном калибрационом методом. Вредновање ефикасности модела је извршено уз помоћ модификованог евалуационог протокола развијеног специјално за случај оцјене ефикасности и трансферабилности МБХМ-а. У овом протоколу фигуришу не само статистички показатељи већ и показатељи ефикасности из реда хидролошких потписа као и ефикасност репродукције компоненти водног биланса.

Кључне ријечи: мјесечни билансни хидролошки модели, трансферабилност модела, калибрација модела, ефикасност модела, евалуација модела

Impact of the Calibration Strategy on Transferability of Monthly Water Balance Models

ABSTRACT: Hydrological models represent an indispensable tool needed to fulfil the tasks of hydraulic engineering and water management. Assessing the impact of climate change on water resources is one of the typical examples, in which monthly water balance models (MWBM) are often used, because they ran at the time steps that correspond to the resolution of the results from climate models. Transferability of hydrological models implies good efficiency in an independent validation period (i.e., outside the calibration period), which can be quite different from the calibration period in terms of climatic characteristics (e.g., extremely drier or wetter period). Good model performance in such periods is very important for their applications for climate change impact studies. Research shows that the efficiency of

¹ Доц. др Жана Топаловић, Архитектонско-грађевинско-геодетски факултет Универзитета у Бањој Луци; zana.topalovic@aggf.unibl.org

² Доц. др Андријана Тодоровић, Грађевински факултет Универзитета у Београду; Uppsala University, Department of Earth Sciences; atodorovic@grf.bg.ac.rs

³ Проф др Јасна Плавшић, Грађевински факултет Универзитета у Београду; jplavsic@grf.bg.ac.rs

the models generally decreases during the validation period, especially if they differ significantly from the calibration one. In this paper, the influence of different calibration strategies on the transferability of monthly water balance models (MWBMs) is examined. Various calibration strategies imply different number and type of objective functions used for parameter optimization. The record period in the Wimmera River basin in Australia is divided into five nonoverlapping subperiods of equal length. Since climate models predict dry periods in Western Balkan countries in the future, this catchment is very interesting for analysis of model's applicability in such conditions. Amongst many MWBMs, Budyko is chosen as one of the most reliable for use in extremely dry catchments. The Budyko model was calibrated in each of the subperiods, and validated in the remaining ones. Different combinations of objective functions in multicriteria optimization were used, namely, combinations with 2 or 3 objective functions selected from the statistical performance measures and hydrological signatures group. The results were compared with the single-criteria optimization with the *KGE* objective function as the basic calibration method. The models are evaluated with the modified evaluation protocol developed specifically for evaluating the efficiency and transferability of MWBMs. This protocol includes not only statistical performance measures but also hydrological signatures, as well as the efficiency of reproduction of water balance components.

Keywords: monthly water balance models, model transferability, calibration, model efficiency, model evaluation

1 Увод

Нестационарност у хидролошким процесима, која може да настане услед климатских промјена или промјене начина коришћења земљишта, треба бити укључена у процес анализе и употребе хидролошких модела. Идеално, модели би требали да дају вјеродостојне резултате симулација без обзира на карактеристике периода симулације. Ово својство модела назива се трансферабилност. Досадашња истраживања показују да тренутне генерације хидролошких модела нису у стању поуздано симулирати отицаје у периодима са различитим хидроклиматским карактеристикама у односу на калибрациони период [1]–[3]. Другим ријечима, модел калибрисан у периоду са одређеним карактеристикама треба користити само за симулације током периода са сличним карактеристикама. Ту је посебно изражен проблем симулација модела у сушном периоду ако је модел калибрисан у водном, али већина модела не даје вјеродостојне симулације ни у обратном случају.

Овај закључак не погодује примјени хидролошких модела за анализе утицаја климатских промјена на водне ресурсе, које захтјевају поуздане резултате симулација у различитим климатским условима. Из тог разлога, у посљедњој деценији је произашло неколико протокола за калибрацију и евалуацију модела а у циљу бољег разумијевања њиховог понашања у нестационарним условима и евентуалног проналазак рјешења овог проблема [4]–[7]. Ипак, ријетки су примјери радова гдје су мјесечни билансни хидролошки модели (МБХМ) тестирани у овом контексту (осим нпр. [8], [9]), иако је њихова употреба у пракси веома широка (нпр. за попуњавање низова средњих мјесечних отицаја, анализу водног биланса на сливу или региону за водопривредне потребе, процјену утицаја климатских промјена, као алат за процјену појединих хидролошких компоненти од интереса). Поред тога што раде са мјесечним рачунским кораком, ове моделе карактеришу једноставне структуре са малим бројем параметара које је потребно оптимизовати.

Као један од начина да се побољша ефикасност и трансферабилност модела примјењује се вишекритеријумска калибрација, која подразумијева оптимизацију параметара модела тако да се симултано постигне добра ефикасност према више критеријума (нпр., тачност у симулацији запремине и динамике отицаја). Међутим, вишекритеријумска калибрација је ријетко примењивана са МБХМ-а, а посебно су ријетка истраживања на тему утицаја калибрационе стратегије на резултате модела, нпр. броја и врсте циљних функција које се користе при калибрацији. Иако постоји много истраживања на ову тему на моделима са већом резолуцијом (дневне, часовне), не може се са сигурношћу тврдити да закључци изведени за овакве моделе важе и за мјесечне.

У овом раду истражен је утицај различитих калибрационих стратегија на трансферабилност МБХМа, односно његову примјенљивост на периоде са различитим хидроклиматским карактеристикама у односу на калибрациони период. Под калибрационом

стратегијом се овде подразумева број и врста циљних функција (из реда статистичких показатеља или хидролошких потписа) за оптимизацију параметара модела. Анализе су вршене са моделом Будико, који је унакрсно калибрисан и тестиран у различитим потпериодима на сливу Вимера. Поред ефикасности модела, анализирана је и конзистентност у симулираним компонентама водног биланса. Слив, модел и поступак калибрације и евалуације модела детаљно су приказани у поглављу 2. Резултати свих анализа приказани су и дискутовани у поглављу 3, док су препоруке за калибрацију модела дате у закључном поглављу 4.

2 Методологија

Циљ овог рада је да се пронађе калибрациона стратегија која резултује трансферабилношћу мјесечних биланских хидролошких модела у условима екстремно различитих хидроклиматских услова. Анализе су урађене за слив Вимере (поглавље 2.1), који је био погођен Миленијумском сушом, и како такав је веома погодан за тестирање трансферабилности. Коришћен је модел Будико (поглавље 2.2), који је давао најпрецизније резултате симулација на сушним сливовима од неколико тестираних модела [10].

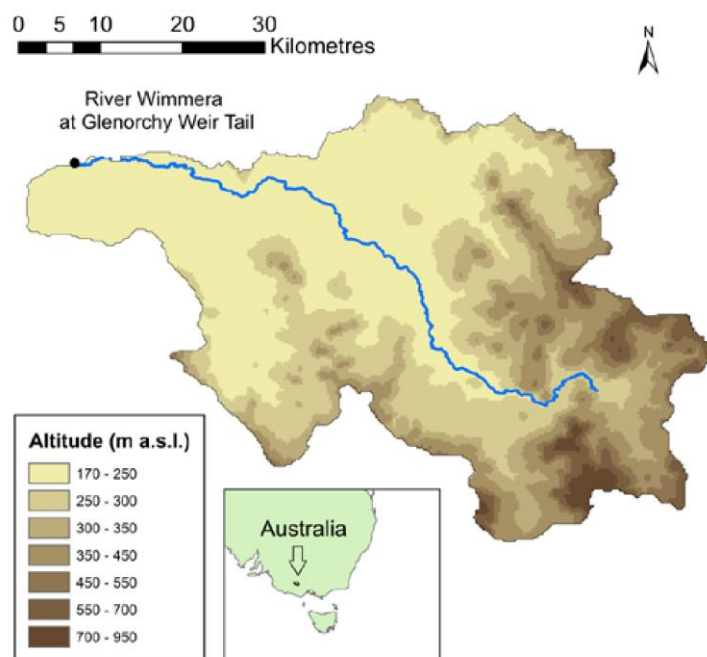
За потребе анализа, комплетан период је подијељен на неколико непреклапајућих потпериода, и извршена је крос-валидација модела. Примјењене су једно- и вишекритеријумска калибрација модела, при чему су у вишекритеријумској калибрацији (ВКК) варирани и број и врста циљних функција (поглавље 2.3). Након калибрације модела, анализирани су показатељи његове ефикасности у валидационим периодима. На основу ове анализе, издвојено је неколико комбинација циљних функција за које је урађена детаљна евалуација трансферабилности, која обухвата анализе ефикасности и конзистентности у симулираним компонентама водног биланса (поглавље 2.4).

2.1 Слив Вимера

Подручје Вимера покрива 3% слива Murray-Darling у западној Викторији у Аустралији. Слив ријеке Вимера се налази на самом југу овог подручја и има површину од 1999.5 km². Просјечне годишње падавине су 560 mm са израженим опадајућим трендом. Просјечан годишњи отицај је 42 mm (2.6 m³/s) што значи да само 7.4% укупних падавина отече, и то указује на веома сув слив. Највећи отицаји су током хладне сезоне од јуна до октобра. Отицај се драстично смањило од 1997 до 2008, када су се падавине смањиле за 18%, а отицај за чак 85% у односу на вишегодишње просјечне вриједности, те је коефицијент отицаја у том периоду био само 0.02. Овај феномен који се дешавао на многим аустралијским ријекама је описан као Миленијумска суша [11] и сматра се да је последица дуготрајне повећане евапотранспирације изазваног повећаним температурама а смањеним падавинама што је промијенило „меморију“ слива (нпр. ниво подземних вода је значајно опао, што је драматично утицало на формирање отицаја).

За потребе моделирања коришћени су подаци о дневним падавинама, температурама и протицајима у периоду од 01.01.1965. до 31.07.2009. Потенцијална евапотранспирација (*ПЕТ*) је срачуната према Мортон методи [12].

Да би се тестирале различите калибрационе стратегије (поглавље 2.3), 40 година осматрања је подијељено на пет непреклапајућих потпериода дужине по 8 година, чије су карактеристике дате у табели 1. Поред вриједности индекса суше (*AR*), у загради су дате класификације потпериода према приједлогу из литературе [13]. Слика 2 приказује унутаргодишњу расподелу мјесечних отицаја на сливу гдје се уочава значајно смањење у периодима P4 и нарочито у P5, током којих је осматрена Миленијумска суша.



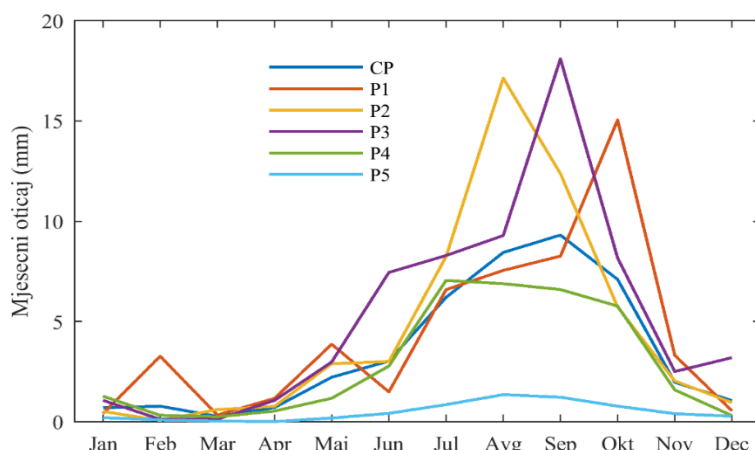
Слика 1. Слив ријеке Вимера до станице Glenorchy Weir Tail. (Извор: [5])

Figure 1. Wimmera catchment at Glenorchy Weir Tail. (Source: [5])

Табела 1. Основне хидроклиматске карактеристике за ријеку Вимера по калибрационим потпериодима према Тиреловом протоколу

Table 1. Hydroclimatic characteristics for Wimmera River in calibration sub-periods in Thirel protocol

	Комплетан период, СР	Потпериоди				
		P1	P2	P3	P4	P5
Датум од-до (мјесец/година)	01/1969 – 12/2008	01/1969 – 12/1976	01/1977 – 12/1984	01/1985 – 12/1992	01/1993 – 12/2000	01/2001 – 12/2008
Средње темп. (°C)	13.5	13.3	13.5	13.4	13.3	13.7
Средње годишње падавине P (mm/god)	561	621	557	620	539	465
Средња годишња PET (mm/ god)	1157	1137	1155	1149	1161	1183
Средњи протицај Q_{avg} (m ³ /s)	2.61	3.27	3.25	3.42	2.88	0.42
Средњи годишњи отицај V_0 (mm/god)	41.7	51.8	54.3	62.3	34.5	5.8
Индекс суше $AR = PET/P(-)$ (полусув)	2.06	1.83 (умјерен)	2.08 (полусув)	1.85 (умјерен)	2.15 (полусув)	2.54 (сув)
Коефицијент отицаја V_0/P (%)	7.4	8.3	9.8	10	6.4	1.2



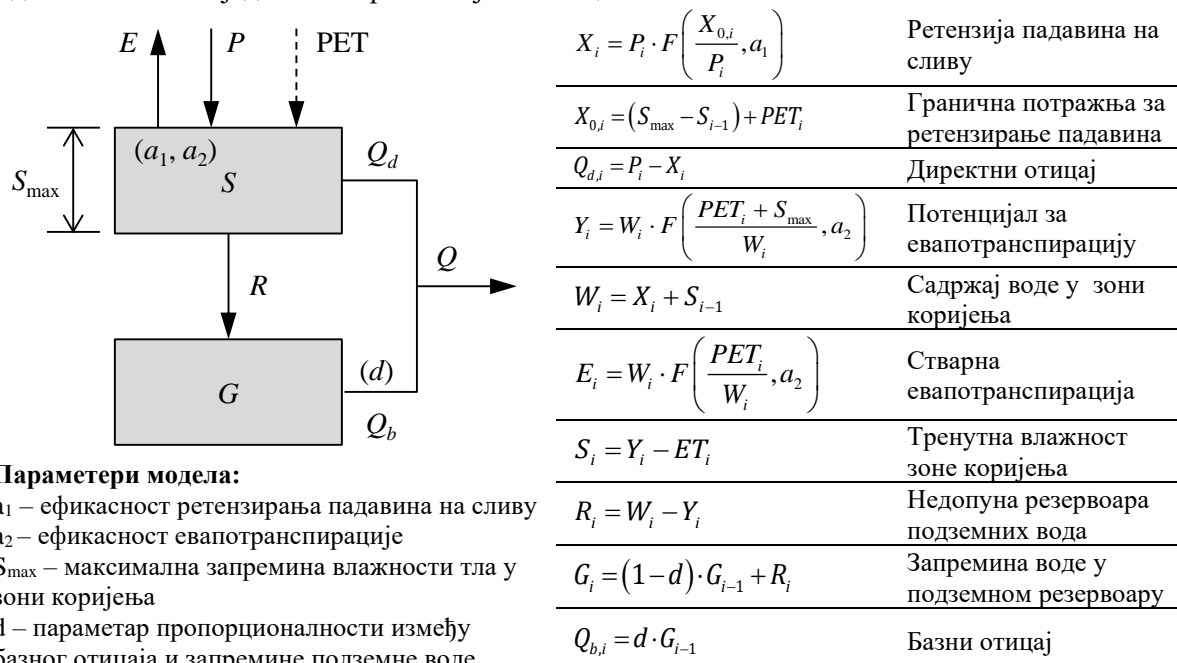
Слика 2. Унутаргодишња расподела мјесечних отицаја на сливу Вимера у различитим потпериодима (P1-P5) и током цјелокупног периода осматрања (CP)

Figure 2. Inter-annual monthly flow distribution on Wimmera catchment in various sub-periods (P1-P5) and during complete period of observation (CP)

2.2 Будико модел

Будико модел је развио Занг са сарадницима [14] на основу Будико концепта о средњем годишњем водном билансу [15]. Будико претпоставља да је водни биланс контролисан односом расположиве воде (нпр. падавине) и атмосферске потражње (односно потенцијала за испаравање) који се најчешће поистовјеђује са *PET*.

Будико модел има 4 параметра и концептуализован је као систем од два резервоара: резервоар зоне коријења (горњи слој тла) и подземних вода. Шематски приказ структуре Будико модела и основних једначина приказан је на слици 3.



Слика 3. Шематски приказ структуре Будико модела са основним једначинама и параметрима.

Figure 3. Budyko model structure with basic equations and parameters.

Функција у појединим једначинама представља Фуов [16] емпиријски израз који су Занг и сарадници [14] генерализовали следећи облик:

$$F(\varphi, \alpha) = 1 + \varphi - (1 + \varphi^{1-\alpha})^{1-\alpha} \quad (2.1)$$

гдје је φ однос граничне потражње и понуде а α је параметар модела скалиран да узима вриједности између 0-1.

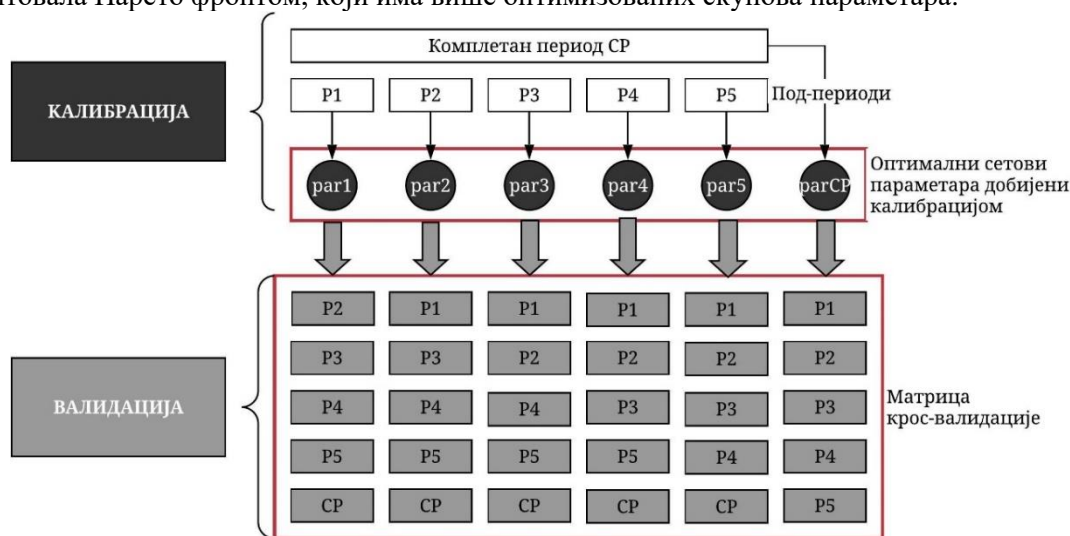
2.3 Калибрационе стратегије

2.3.1 Референтна калибрација и протокол моделирања

Као референтна калибрациона стратегија одабрана је једнокритеријумска калибрација (ЈКК) са KGE циљном функцијом (ЦФ) дефинисаном као [17]:

$$KGE = 1 - \sqrt{(r-1)^2 + \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_o} - 1\right)^2 + \left(\frac{\mu_s}{\mu_o} - 1\right)^2} \quad (2.2)$$

гдје су r , σ и μ Пирсонов коефицијент корелације, стандардна девијација и средња вриједност, редом, од осмотреног Q_o и симулираног протицаја Q_s . Шема унакрсне калибрације и валидације модела (Тирелов протокол [5]) је приказана на слици 4.0, која показује да је модел калибрисан на комплетном периоду, а затим и на потпериодима P1 до P5. На овај начин добијено је 6 скупова оптимизованих параметара у ЈКК, који су тестиран на свим преосталим периодима (валидација модела). Иста шема је коришћена и у ВКК, при чему је свака калибрација резултовала Парето фронтом, који има више оптимизованих скупова параметара.



Слика 4. Шема калибрације и крос-валидације модела (Тирелов протокол).

Figure 4. Calibration and cross-validation scheme (Thirel protocol).

2.3.2 Вишекритеријумска калибрација

Да би се анализирано како ВКК утиче на трансферабилност модела, формирано је више комбинација ЦФ на следећи начин:

1. Креиране су комбинације од двије ЦФ из реда статистичких показатеља.
2. Урађена је прелиминарна анализа трансферабилности модела, и издвојене су најбоље комбинације ЦФ из реда статистичких показатеља.
3. Издвојеним комбинацијама од двије ЦФ из реда статистичких показатеља је додата још једна ЦФ из реда хидролошких потписа.

Комбинације од двије ЦФ су формиране комбиновањем ЦФ који циљају на општу динамику хидрограма (нпр. *NSE*, *RSR*, *IoA*, итд.) са ЦФ који циљају на запреминску грешку (нпр. *BIAS* и *WBE*). Ове комбинације приказане су у табели 2. Како би се класична варијанта *KGE* задржала као контролни показатељ у евалуацији модела (поглавље 2.4, Табела 3), она није укључена у ове комбинације. Уместо класичне варијанте *KGE* у комбинацијама је коришћена њена модификована непараметарска верзија *KGE_{np}* [18].

ВКК даје скуп од неколико тзв. Парето-оптималних скупова параметара, при чему неки од њих могу давати веома добре вриједности једне ЦФ, али уједно и веома лоше вриједности друге ЦФ. Како би се издвојили они скупови параметара који дају прихватљиве вриједности обје ЦФ, постављене су границе. У анализи су задржани само они скупови параметара који дају вриједности веће од 0.5 за прву ЦФ, и вриједности веће од 0.75 (грешка у запремини отицаја је мања од 25%) за другу (запреминску) ЦФ.

Да би се одабрале најбоље комбинације ЦФ од наведених осам, извршена је прелиминарна анализа ефикасности модела у крос-валидацији. У овој анализи, ефикасност модела је оцјењивана са контролним показатељима ефикасности, који обухватају контролни статистички показатељ *KGE*, и два показатеља из реда хидролошких потписа ϵ_{IAFD} и ϵ_{σ} (Табела 4). Задржавају се оне комбинације са којима је модел најуспјешнији у трансферима по питању ових показатеља.

Комбинације са три ЦФ креиране су тако што је трећа ЦФ из реда хидролошких потписа додавана на претходно одабране комбинације од двије статистичке ЦФ. Хидролошки потписи који су укључени у ове комбинације одабрани су на основу прелиминарних анализа. Нпр., потписи за које је показано да су неинформативни (потписи који су једнако добри или лоши при калибрацији и трансферима на друге периоде тј. крос-валидацији) неће допринијети у проналажењу оптималног скупа параметара, па нису укључени у комбинације. Тако су коришћени сљедећи потписи у анализи: аутокорелација, коефицијент асиметрије, коефицијент варијације, перцентили, ϵ_{IAFD} и ϵ_{D20} . Сваки од ових потписа је додаван на претходно одабране најбоље комбинације са двије статистичке ЦФ и резултати су оцјењивани са истим показатељима као у случају двокритеријумске калибрације. Филтрација Парето-фронта је спроведена на исти начин као код двокритеријумске калибрације уз додаток услова да грешка одабраног потписа (трећа ЦФ) буде мања од 0.25.

За све скупове параметара који су добијени калибрацијом са одабраним комбинацијама са 2 ЦФ из реда статистичких показатеља, и са 3 ЦФ урађена је детаљна евалуација, која је приказана у наредном поглављу.

Табела 2. Комбинације циљних функција из реда статистичких показатеља коришћене при вишекритеријумској калибрацији.

Table 2. Combinations of statistical indicators as optimisation functions in multicriteria calibration.

Ознака комбинације	Циљне функције	Референца
<i>a</i>	<i>NSE+BIAS</i>	[19], [20]
<i>b</i>	<i>KGE_{np}+WBE</i>	[18]
<i>c</i>	<i>RSR+WBE</i>	[21]
<i>d</i>	<i>MSE+BIAS</i>	[22]
<i>e</i>	<i>IoA+BIAS</i>	[23]
<i>f</i>	<i>R²+BIAS</i>	[24]
<i>g</i>	<i>SP+WBE</i>	[25]
<i>h</i>	<i>NSE_{sqr}+WBE</i>	[26]

2.4 Евалуација трансферабилности модела

За анализу трансферабилности модела коришћена је методологија специјално сачињена за мјесечне билансне моделе, која је детаљно описана у раду Топаловић и сарадници [27]. Обзиром на екстензивност оригиналне верзије ове методологије, неки њени елементи су изостављени у овом раду, а за вредновање модела су анализирани:

- (a) конзистентност ефикасности модела у различитим периодима уз помоћ статистичких показатеља и хидролошких потписа,
- (b) конзистентност у симулираним компонентама водног биланса.

2.4.1 Конзистентност у ефикасности модела

Ефикасност модела је оцењена помоћу (1) неколико контролних статистичких показатеља (Табела 3) и (2) грешака у хидролошким потписима (Табела 4). За све контролне показатеље ефикасности дате су једначине, као и граничне вриједности прихватљиве ефикасности (Табела 3 и Табела 4).

Умјесто оригиналне верзије, NSE је рачунат са корјенованим протицајима (даље ће се означавати са NSE_{sqrt}) како би се боље показале грешке у средњим протицајима и у стандардној девијацији [28]. Уместо $RMSE$, овде је коришћена његова бездимензионална варијанта RSR због лакше интерпретације (у складу са препорукама Moriasi и остали, 2007).

Хидролошки потписи коришћени при евалуацији одабрани су имајући на уму мјесечни временски корак са којим модели раде, расположивости осмотрених података за њихов прорачун (протицаји, падавине) и према процјени о њиховој информативности приказаној у претходним истраживањима [10], [27]. Релативне или апсолутне разлике између симулираних и осмотрених потписа су постављене као показатељ ефикасности. Граничне вриједности ових показатеља усвојене су произвољно или према препорукама из литературе, и углавном се крећу између 10 или 25 % (Табела 4). Уколико модел даје вриједности ових показатеља ван ових граница у валидацији, сматра се да модел није трансферабилан.

Табела 3. Контролни статистички показатељи ефикасности модела у евалуацији.

Table 3. Control statistical indicators of model efficiency used in evaluation.

Показатељ ефикасности	Једначина	Опсег вриједности	Граница прихватљиве ефикасности
Клинг-Гупта коефицијент ефикасности	$KGE = 1 - \sqrt{(r-1)^2 + \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_o} - 1\right)^2 + \left(\frac{\mu_s}{\mu_o} - 1\right)^2}$	$(-\infty, 1]$	> 0.5
Nash-Sutcliffe коефицијент ефикасности са корјенованим протицајима	$NSE_{\text{sqrt}} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{s,i}^{1/2} - Q_{o,i}^{1/2})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{o,i}^{1/2} - Q_{o,i}^{1/2})^2}$	$(-\infty, 1]$	> 0.5
Корјен средње квадратне грешке нормализован са стандардном девијацијом осмотрених протицаја	$RSR = \frac{\sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_{s,i} - Q_{o,i})^2}}{\sigma_o}$	$[0, \infty)$	$< 0.7^*$
Запреминска ефикасност	$VE = 1 - \frac{\left \sum_{i=1}^n (Q_{s,i} - Q_{o,i}) \right }{\sum_{i=1}^n Q_{o,i}} = 1 - \frac{ \mu_s - \mu_o }{\mu_o}$	$(-\infty, 1]$	> 0.75

*Moriasi и остали, 2007

Табела 4. Грешке хидролошких потписа као показатељи ефикасности модела при евалуацији.

Table 4. Simulated hydrological signature errors as model efficiency indicators used in evaluation.

Хидролошки потпис	Дефиниција грешке хидролошког потписа	Опсег вриједности	Граница прихватљиве ефикасности
Велике воде (95-и перцентил, Q_{95})	$\varepsilon_{Q95} = \frac{Q_{95,s} - Q_{95,o}}{Q_{95,o}}$	$(-\infty, \infty)$	± 0.25
Унутаргодишња расподела протицаја (IAFD)	$\varepsilon_{IAFD} = \frac{\sum_{m=1}^{12} Q_{m,s} - Q_{m,o} }{12 \cdot \mu_o}$	$[0, \infty)$	< 0.25
Стандардна девијација, σ	$\varepsilon_{\sigma} = \left 1 - \frac{\sigma_s}{\sigma_o} \right $	$[0, \infty)$	< 0.25
Трајање (у мјесецима) 20-ог перцентиала (Q_{20}) срачунатог из комплетног низа података, D20	$\varepsilon_{DQ20} = \left \frac{DQ20_s - DQ20_o}{n} \right $	$[0, 1]$	< 0.1

2.4.2 Конзистентност у симулираним компонентама водног биланса

При ЖКК анализира се конзистентност компоненти водног биланса (ВБ) симулираних са шест различитих скупова оптималних параметара добијених у различитим калибрационим периодима. Трансферабилност модела у овом смислу подразумијева да разлике између низова компоненти ВБ симулираних са различитим скупом оптималних параметара буду у разумним оквирима. Сличан услов важи и за симулиране протицаје: очекујемо да ефикасност модела не варира много ван калибрационог периода, односно да се низови симулираних протицаја слажу са осмотреним без обзира на период. Као мјера конзистентности одабрана је релативна средња апсолутна девијација (*RMAD*), која се рачуна из израза:

$$RMAD = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |WBC_{val,i} - WBC_{cal,i}|}{0.5 \cdot \sigma_{WBC,cal}} \quad (2.3)$$

гдје су WBC_i симулиране компоненте ВБ у мјесецу i , n је број мјесеци симулације у анализираном периоду. Ознаке у индексу *val* и *cal* се односе на период валидације и калибрације, респективно. Ова бездимензионална мјера може узети вриједности од 0 до $+\infty$, гдје се вриједности мање од 1 сматрају прихватљивим (према препорукама Legates и McCabe [29]).

ВКК даје више скупова оптималних параметара, па је конзистентност симулација компоненти водног биланса оцијењена анализом медијана симулираних низова. Приликом калибрације у датом периоду добијена је медијана низова компоненти ВБ (из симулација компоненте са Парето-оптималним скуповима параметара који су оптимизовани у том периоду) која је поређена са интервалом симулираних низова у периоду валидације те компоненте (трансфер на други период са истим тим Парето-оптималним скупом параметара). Ефикасност модела у овом смислу квантификује се преко релативног броја рачунских корака (мјесеци) током који се ова медијана налази унутар 95% интервала симулираних компоненти у валидационом периоду [30]:

$$PC = \frac{\sum_{i=1}^n m_{95\%}}{n} \quad (2.4)$$

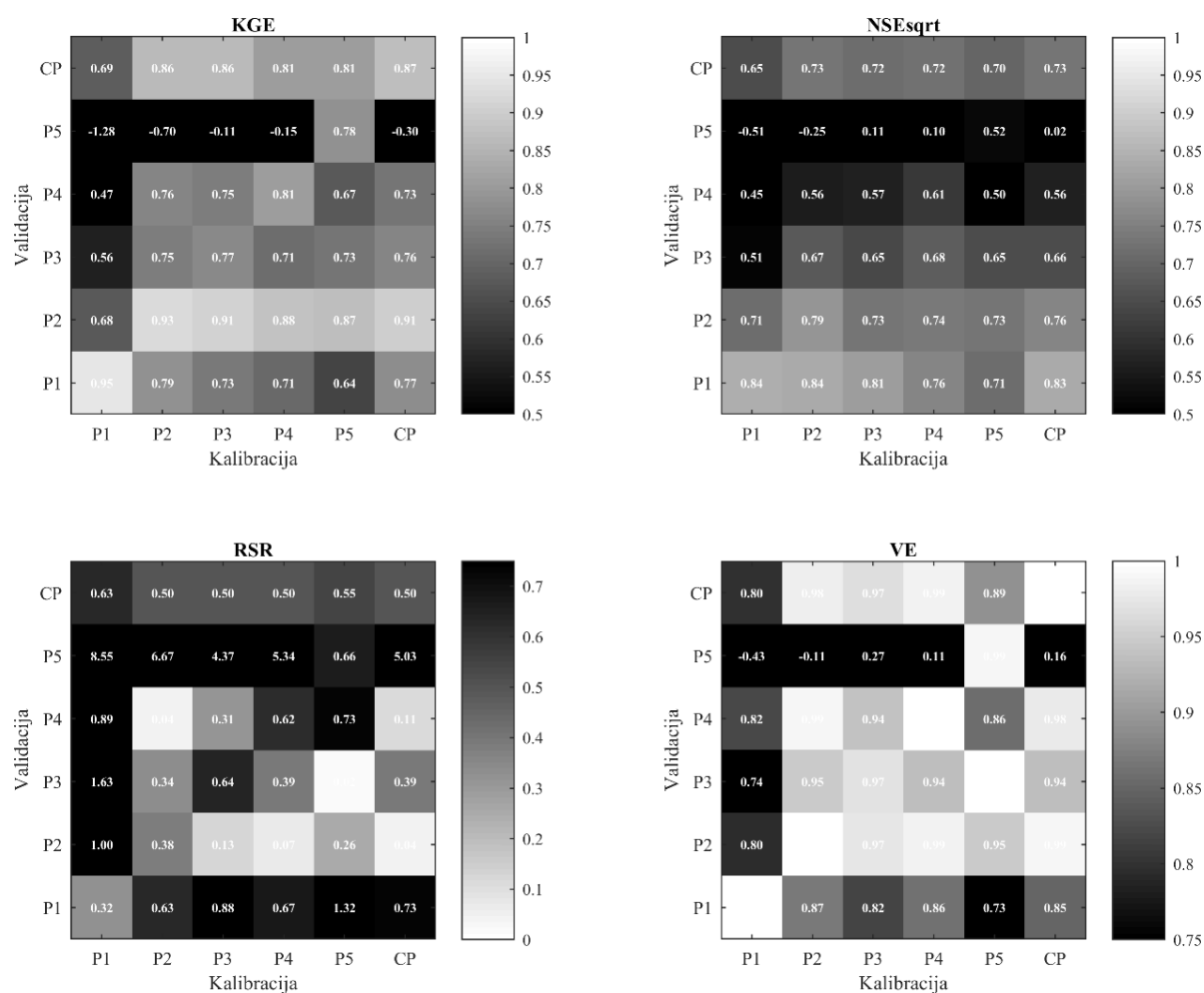
гдје $m_{95\%}$ означава број корака (мјесеци) кад се медијана компоненте ВБ из калибрационог периода налази у распону 95% (између 97.5 и 2.5 перцентила) симулираних вриједности које су добијене у валидационом периоду.

3 Резултати и дискусија

3.1 Једнокритеријумска калибрација

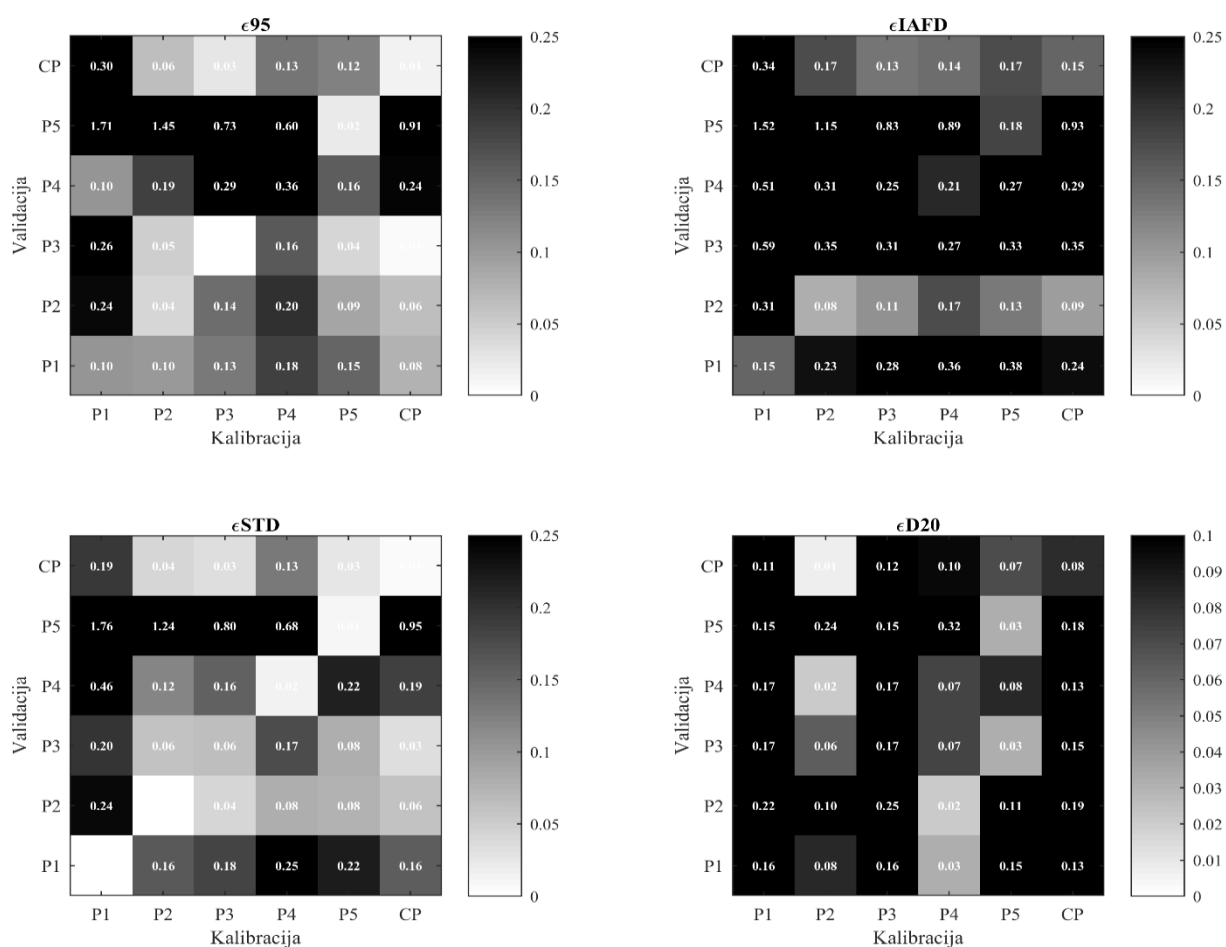
3.1.1 Конзистентност ефикасности модела

Будико модел калибрисан са *KGE* циљном функцијом је неуспјешан при трансферу на суви период P5 према свим статистичким показатељима (Слика 5). У трансферу P1/P4 (калибрација на водном периоду P1, валидација на сувом P4) сви показатељи, осим *VE*, су изван постављених граница прихватљиве ефикасности (Табела 3), као и за трансфер P5/P1 (*VE*, *RSR*) и P3/P1 (*RSR*).



Слика 5. Вриједност статистичких показатеља у крос-валидацији

Figure 5. Statistical indicators in cross-validation.



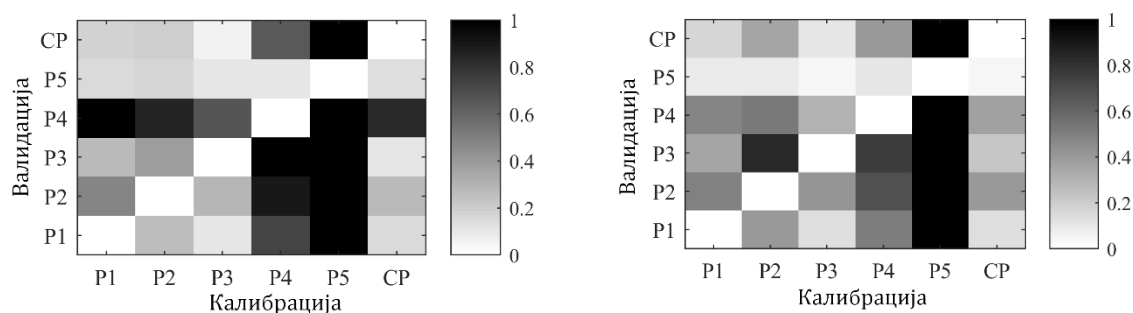
Слика 6. Вриједности грешака у хидролошким потписима у крос-валидацији

Figure 6. Values of hydrological signatures errors in cross-validation.

Хидролошки потписи ϵ_{95} и ϵ_{σ} потврђују закључке добијене са статистичким показатељима, док друга два потписа показују незадовољавајућу ефикасност модела у скоро свим трансферима укључујући и саме периоде калибрације (Слика 6). Добра ефикасност модела према статистичким показатељима не гарантује способност модела да репродукује поједине хидролошке потписе, што може имати везе са чињеницом да ови нису укључени у процес калибрације модела [10].

3.1.2 Конзистентност симулираних компоненти водног биланса

Компоненте водног биланса су углавном конзистентне у крос-валидацији, у свим трансферима. Симулиране вриједности запремине подземних вода, директног и базног отицаја нису конзистентне при трансферу са P5 периода односно ако је модел калибрисан на P5 периоду а валидован на осталим (Слика 7). Ово је нешто другачији закључак у односу на резултате испитивања конзистентности ефикасности гдје већи проблем представља трансфер на суви период а не обрнуто.



Слика 7. *RMAD* вриједности за компоненту запремине подземних вода (лијево) и базни отицај (десно)

Figure 7. *RMAD* values for groundwater storage (left) and baseflow (right).

3.2 Претходна анализа различитих комбинација у вишекритеријумској калибрацији

3.2.1 Анализа ефикасности модела са комбинацијама од двије циљне функције из реда статистичких показатеља

У периоду калибрације, комбинације d , f и g (са коефицијентима детерминације и MSE) немају задовољавајуће вриједности KGE ни у једном периоду. Комбинације d , f и g дају највеће грешке ϵ_{IAFD} у свим калибрационим периодима а за f и g највећу грешку ϵ_{STD} .

Према KGE , модел је трансферабилан у трансферу CP/P5 ако је калибрисан комбинацијом d , и у трансферу P2/P5 ако је калибрисан комбинацијом c . У осталим трансферима на сушни период, модел није трансферабилан али најбоље резултате дају комбинације b за трансфер P3/P5 и e за P4/P5. У трансферу P1/P5 све комбинације су лоше.

Грешка у унутаргодишњој расподели протока ϵ_{IAFD} је задовољавајућа у неколико трансфера, углавном на водни P1 и мјешовите P2, P4 и CP. Резултати су нешто бољи за ϵ_{STD} у односу на ϵ_{IAFD} , па је модел трансферабилан са свим комбинацијама (осим наведених d , f и g) осим на сушни период P5.

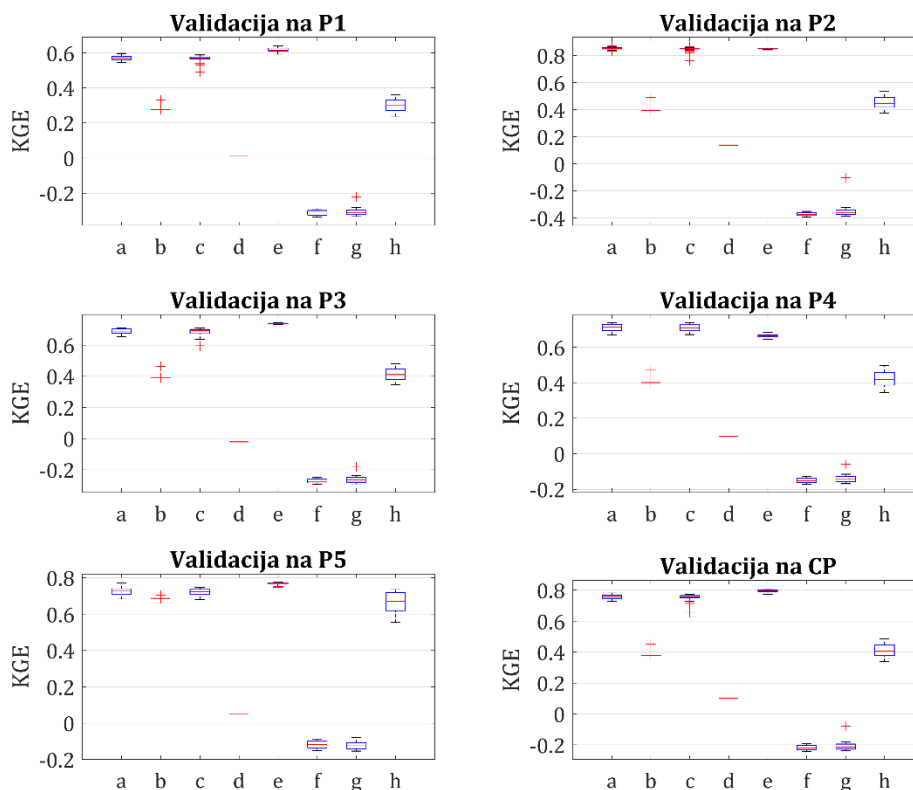
Модел има задовољавајућу KGE у трансферу са сушног периода P5 на све остале само за комбинације a , c и e (Слика 8, комбинације a , c и e). Према ϵ_{IAFD} резултати су нешто другачији. Тако нпр. модел није трансферабилан на P1 и P3 уопште док на остале периоде јесте, уколико је калибрисан са неком од a , c или e комбинација. Према ϵ_{STD} , са истим овим комбинацијама ЦФ-ја модел је трансферабилан са сушног P5 периода на периоде P2, P3, P4 и CP док је трансфер P5/P1 задовољавајући само са комбинацијом e .

Према овим прелиминарним резултатима, показује се да коефицијенти детерминације нису добри за калибрацију јер иако се том приликом остварују високе вриједности корелације моделираних и осмотрених протицаја (изнад 0.9 или 0.95), али сви остали показатељи имају веома лоше вриједности. Резултати са комбинацијом d су доста лошији од осталих, те ова комбинација може да се одбаци. Комбинације b и h (прва мало боља од друге) дају доста сличне резултате и углавном лошије од горе наведене три. Према овим резултатима, одабране су три задовољавајуће комбинације, a , c и e које су даље комбиноване са хидролошким потписима.

3.2.2 Анализа ефикасности модела при калибрацији са три циљне функције од којих је трећа из реда хидролошких потписа

Због обимности резултата, овдје се не приказују за све анализирани комбинације одабраних двокритеријумских комбинација a , c и e уз додатак једног од наведених потписа који су коришћени у трокритеријумској калибрацији. Од свих анализираних хидролошких потписа као трећа ЦФ само ϵ_{IAFD} утиче на побољшање резултата у односу на двокритеријумску калибрацију. Остали анализирани потписи немају значајног утицаја у смислу побољшања трансферабилности (обично супротно, резултати су лошији) изузев чињенице да тај потпис постаје информативан по

питању трансферабилности и са мањим грешкама иако раније (нпр. у ЖКК) то није био случај. Нпр. са комбинацијом $IoA+BIAS+\varepsilon_{D20}$ у трансферу P5/P4 KGE износи 0.57 (средња вриједност од свих рјешења са Парето-фронта) односно 0.66 са комбинацијом $IoA+BIAS+\varepsilon_{IAFD}$. У обрнутом трансферу P4/P5 ове вриједности су 0.2 и -0.2, у корист комбинације са ε_{IAFD} .



Слика 8. Вриједности контролног показатеља ефикасности KGE за различите комбинације циљних функција (Табела 2) у крос-валидацији са параметрима калибрисаним на сувом периоду P5.

Figure 8. KGE values for various combinations of optimisation functions (Table 2) in cross-validation with parameters optimised in dry period P5.

3.3 Вишекритеријумска калибрација

На основу претходних резултата, упоредна евалуација трансферабилности модела је урађена за следећих шест вишекритеријумских комбинација за калибрацију модела:

1. $NSE+BIAS$
2. $NSE+BIAS+\varepsilon_{IAFD}$
3. $RSR+WBE$
4. $RSR+WBE+\varepsilon_{IAFD}$
5. $IoA+BIAS$
6. $IoA+BIAS+\varepsilon_{IAFD}$.

Са сваком од ових комбинација, просјечне вриједности KGE са Парето фронта у периоду калибрације су веће или једнаке од вриједности добијених у ЖКК. Према хидролошким потписима, у калибрационим периодима ε_{IAFD} је увијек у границама прихватљивости ако је модел калибрисан са комбинацијама у којима је $IAFD$ једна од циљних функција. Потписи ε_{STD} и ε_{95} су једнако добри или лоши у калибрационим периодима као у случају ЖКК. Вриједност ε_{D20} је увијек мања од 10% у периодима калибрације ако је модел калибрисан са неком од прве четири комбинације што је значајно побољшање у односу на ЖКК кад је грешка овог потписа увијек изнад постављене границе (има вриједности 16-17%).

3.3.1 Конзистентност у ефикасности модела

У крос-валидацији Будико модел не остварује значајно боље резултате са вишекритеријумским комбинацијама. И даље су сви трансфери на сушни Р5 период неуспјешни према постављеним критеријумима, док су остали трансфери једнако успјешни или успјешнији у односу на ЖКК за максимално 15%.

Са различитим комбинацијама циљних функција постиже се прилично изједначена успјешност модела при трансферима на периоде ван калибрационог. Мало већу успјешност (а ради се о неколико процената) имају комбинације $NSE+BIAS$ и $RSR+WBE$ по питању хидролошких потписа, док према статистичким показатељима, комбинација $IoA+BIAS+ \epsilon_{IAFD}$ је успјешнија за 1-2% у односу на остале.

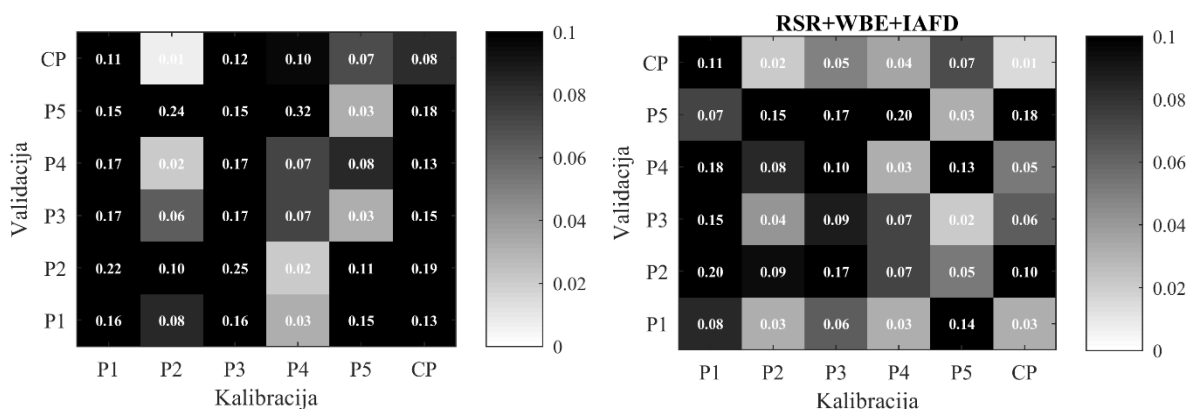
Табела 5 приказује проценте успјешних трансфера за све комбинације срачунате на основу медијане показатеља ефикасности срачунатих из симулација са Парето-оптималним параметрима. Средња вриједност најбољих резултата приказана у табели представља максималне/минималне вриједности показатеља и потписа односно њихове најбоље вриједности са Парето фронта (нпр. макс. KGE , мин. ϵ_{IAFD} и сл.). Уочава се да је успјешност модела боља, нарочито према грешкама хидролошких потписа, али и даље модел није трансферабилан на сушни период по питању статистичких показатеља, док је према потписима трансферабилан максимално 37% (са комбинацијом $IoA+BIAS+ \epsilon_{IAFD}$, трансфер водни на суви период).

Табела 5. Процентуална успјешност Будико модела у различитим трансферима са различитим комбинацијама циљних функција коришћених у калибрацији. У ознакама трансфера v је водни период, m мјешовити и c је суви период.

Table 5. Efficiency of Budyko model in percents in various transfers and various combinations of optimisation functions used in calibration. In transfer notes, v is wet period, m is mixed and c is dry period.

Трансфер	В-В	В-М	В-С	М-В	М-М	М-С	С-В	С-М
Број трансфера	2	6	2	6	6	3	2	3
Комбинација	Статистички показатељи							
NSE+BIAS	75	92	0	92	100	0	75	92
NSE+BIAS+ ϵ_{IAFD}	75	88	0	100	100	0	75	83
RSR+WBE	75	92	0	92	100	0	75	92
RSR+WBE+ ϵ_{IAFD}	75	88	0	96	100	0	75	83
IoA+BIAS	75	100	0	88	100	0	75	83
IoA+BIAS+ ϵ_{IAFD}	75	100	0	92	100	0	75	83
Ср.вриједност	75	93	0	93	100	0	75	86
Ср. вриједност најбољих резултата	81	98	0	99	100	0	79	96
Вриједн. из 1-крит.	63	83	0	96	100	0	75	83
Комбинација	Хидролошки потписи							
NSE+BIAS	61	57	22	70	65	15	61	70
NSE+BIAS+ ϵ_{IAFD}	61	46	22	69	70	19	61	63
RSR+WBE	61	57	22	70	65	15	61	67
RSR+WBE+ ϵ_{IAFD}	61	44	28	69	72	19	61	63
IoA+BIAS	67	52	22	57	52	33	44	59
IoA+BIAS+ ϵ_{IAFD}	61	52	22	56	56	37	50	56
Ср.вриједност	62	52	23	65	63	23	56	63
Ср. вриједност најбољих резултата	69	64	37	77	75	33	72	83
Вриједн. из 1-критеријумске калибрације	50	49	29	69	63	26	68	60

Од потписа, у крос-валидацији значајно су смањене вриједности грешке ϵ_{D20} . Слика 9 приказује упоредо вриједности из ЖКК и ВКК, гдје су приказане средње вриједности свих резултата са Парето-фронта и то за комбинацију за коју је грешка овог потписа најмања. Генерално, при ВКК симулације хидролошких потписа су много више побољшане у односу на ЖКК него статистички показатељи, посебно ако се симулације раде са параметрима оптимизованим са ЦФ у које је укључен управо тај хидролошки потпис.



Слика 9. Поређење вриједности ϵ_{D20} из једнокритеријумске калибрације (лијево) и вишекритеријумске калибрације – средње вриједности са Парето-фронта (десно)

Figure 9. Comparison of ϵ_{D20} values from single-criteria (left) and multi-criteria calibration – mean values from Pareto front (right)

3.3.2 Конзистентност у низовима компоненти водног биланса симулираних са Парето-оптималним параметрима

Најконзистентније компоненте водног биланса за све комбинације су ET и S док је најваријабилнија запремина подземне воде G , што је случај и код ЖКК. У периодима калибрације, све компоненте су конзистентне. Комбинација са најмањим распонем симулираних свих компоненти водног биланса (највеће вриједности PC) је комбинација $IoA+BIAS+\epsilon_{IAFD}$. Према PC вриједностима, најмање 80% времена опсег симулираних компоненти садржи медијану симулација добијених калибрацијом са комбинацијом $IoA+BIAS+\epsilon_{IAFD}$. У случају осталих комбинација, проценат је нешто мањи (65-80%). Једина боља комбинација је $NSE+BIAS+\epsilon_{IAFD}$ и то само по питању конзистентности компоненте допуне подземног резервоара R .

Будико модел је трансферабилан по питању свих симулираних компоненти водног биланса осим базног и директног отицаја и запремине подземне воде чије симулације нису конзистентне у трансферима са сувог $P5$ периода, што одговара резултатима из ЖКК.

4 Закључци и препоруке

У овом раду истражен је утицај броја и врсте циљних функција (ЦФ) на трансферабилност Будико мјесечног билансног модела. Трансферабилност модела је анализирана на примјеру слива Вимере у Аустралији на коме се већ пар деценија осјећају последице Миленијумске суше. Испитане су различите комбинације са двије ЦФ из реда статистичких показатеља, и са три ЦФ које су формиране тако што је одабраним комбинацијама са 2 ЦФ додата још једна из реда хидролошких потписа. У овом раду разматрана је само грешка у унутаргодишњој расподјели протицаја (ϵ_{IAFD}), за коју су прелиминарне анализе показале да је најинформативнија о трансферабилности модела. Из свих разматраних комбинација, издвојено је шест комбинација за које је урађена детаљна евалуација трансферабилности. За ове комбинације испитана је конзистентност у ефикасности мјерена статистичким показатељима и у хидролошким потписима, као и конзистентност у симулираним низовима компоненти водног биланса. Сви резултати су упоређени са референтном једнокритеријумском калибрацијом (ЖКК).

Вишекритеријумска калибрација (ВКК) даје бољу ефикасност модела, нарочито уколико се укључе ЦФ из реда хидролошких потписа. Модел боље репродукује хидролошке потписе ако је калибрисан са више циљних функција, посебно ако је једна од њих управо грешка у том потпису. У просјеку, ефикасност модела у репродуковању хидролошких потписа се повећава и до 20%. Иако вриједности статистичких показатеља нису значајно боље, више трансфера је

успјешно у односу на ЖКК. Ово упућује да је за добру репродукцију хидролошких потписа неопходно укључити више различитих циљних функција, нарочито из реда потписа. Посебно у овом смислу се издваја комбинација циљних функција $RSR+WBE+\epsilon_{IAFD}$ према којој је значајно побољшана репродукција унутаргодишњих расподела протицаја, великих вода и трајања 20-ог перцентила протока (Q_{20}), што је изузетно важан показатељ ефикасности модела у екстремно сушним периодима. Конзистентност симулираних низова компоненти ВБ није значајно побољшана са ВКК. Другим ријечима, модел и даље није трансферабилан на остале периоде ако је калибрисан на сувом периоду по питању запремине подземних вода, директног и базног отицаја. Остале компоненте су конзистентне у сваком случају.

Без обзира на велики број испробаних комбинација и врста циљних функција, није пронађена калибрациона стратегија која би омогућила да модел у потпуности испуни све постављене критеријуме и буде трансферабилан у климатски промјенљивим условима. Проблем је критичан трансфер модела на екстремно суви период P5, односно са сувог периода на остале, кад су у питању компоненте водног биланса. Да би се овај проблем превазишао неопходно је испитати да ли модел уопште има рјешења са Парето-фронта са којима ће валидација бити успјешна на осталим одабраним потпериодима (ван калибрационог). Под претпоставком да је то случај, неопходно је осмислити нову калибрациону стратегију са којом се при калибрацији издвајају управо та рјешења са Парето-фронта. Међутим, ово није једноставно уколико се од модела захтијева да буде успјешан по питању и статистичких показатеља, хидролошких потписа и симулација компоненти ВБ. Имајући у виду важност трансферабилности модела, рјешавању овог питања треба посветити даља истраживања.

Иако проблем трансферабилности Будико модела на суви период није ријешен вишекритеријумском калибрацијом, иста се препоручује и то да је бар једна циљна функција из реда хидролошких потписа. Предлаже се комбинација $RSR+WBE+\epsilon_{IAFD}$, са којом се значајно побољшава ефикасност модела квантификована грешкама хидролошких потписа, или $NSE+BIAS+\epsilon_{IAFD}$ као слједећа најбоља са којом су најконзистентније симулације компоненти водног биланса.

Литература

- [1] V. Klemeš, "Operational testing of hydrological simulation models," *Hydrol. Sci. J.*, vol. 31, no. 1, pp. 13–24, 1986, doi: 10.1080/02626668609491024.
- [2] V. Andréassian *et al.*, "Crash tests for a standardized evaluation of hydrological models," *Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.*, vol. 6, no. 3, pp. 3669–3685, 2009, doi: 10.5194/hessd-6-3669-2009.
- [3] A. Todorovic and J. Plavsic, "The role of conceptual hydrologic model calibration in climate change impact on water resources assessment," *J. Water Clim. Chang.*, vol. 7, no. 1, pp. 16–28, 2016, doi: 10.2166/wcc.2015.086.
- [4] L. Coron *et al.*, "Crash testing hydrological models in contrasted climate conditions: An experiment on 216 Australian catchments," *Water Resour. Res.*, vol. 48, no. 5, pp. 1–17, May 2012, doi: 10.1029/2011WR011721.
- [5] G. Thirel *et al.*, "Hydrology under change: an evaluation protocol to investigate how hydrological models deal with changing catchments," *Hydrol. Sci. J.*, vol. 60, no. 7–8, pp. 1184–1199, 2015, doi: 10.1080/02626667.2014.967248.
- [6] J. K. A. Fowler, M. C. Peel, A. W. Western, L. Zhang, and T. J. Peterson, "Simulating runoff under changing climatic conditions: Revisiting an apparent deficiency of conceptual rainfall-runoff models," *Water Resour. Res.*, vol. 52, pp. 1820–1846, 2016, doi: 10.1002/2016WR018704.Received.
- [7] J. K. A. Fowler *et al.*, "Simulating runoff under changing climatic conditions: a framework for model improvement," *Water Resour. Res.*, vol. 54, pp. 1–21, 2018, doi: 10.1029/2018WR023989.
- [8] C. Xu, "Operational testing of a water balance model for predicting climate change impacts," *Agric. For. Meteorol.*, vol. 98–99, pp. 295–304, 1999.
- [9] D. A. Hughes, "Simulating temporal variability in catchment response using a monthly rainfall–runoff model," *Hydrol. Sci. J.*, vol. 60, no. 7–8, pp. 1286–1298, 2015, doi: 10.1080/02626667.2014.909598.
- [10] Ž. Topalović, A. Todorović, and J. Plavšić, "Evaluating the transferability of monthly water balance models under changing climate conditions," *Hydrol. Sci. J.*, pp. 1–23, 2020, doi:

- 10.1080/02626667.2020.1725238.
- [11] C. Petheram, N. J. Potter, J. Vaze, F. H. S. Chiew, and L. Zhang, "Towards better understanding of changes in rainfall- runoff relationships during the recent drought in south- eastern Australia," *Proc. 19th Int. Congr. Model. Simul.*, no. December, pp. 12–16, 2011.
- [12] F. I. Morton, "Operational estimates of areal evapotranspiration and their significance to the science and practice of hydrology," *J. Hydrol.*, vol. 66, no. 1, pp. 1–76, 1983, doi: [https://doi.org/10.1016/0022-1694\(83\)90177-4](https://doi.org/10.1016/0022-1694(83)90177-4).
- [13] A. Sankarasubramanian and R. M. Vogel, "Hydroclimatology of the continental United States," *Water Resour. Res.*, vol. 38, no. 6, pp. 1083–1095, 2002, doi: 10.1029/2002GL015937.
- [14] L. Zhang, N. J. Potter, K. Hickel, Y. Zhang, and Q. Shao, "Water balance modeling over variable time scales based on the Budyko framework - Model development and testing," *J. Hydrol.*, vol. 360, no. 1–4, pp. 117–131, 2008, doi: 10.1016/j.jhydrol.2008.07.021.
- [15] M. I. Budyko, "The heat balance of the Earth's surface." U.S. Department of Commerce, Washington D.C., 1958.
- [16] B. P. Fu, "On the Calculation of the Evaporation from Land Surface," *Sci. Atmos. Sin.*, vol. 5, pp. 23–31, 1981.
- [17] H. V. Gupta, T. Wagener, and Y. Liu, "Reconciling theory with observations: elements of a diagnostic approach to model evaluation," *Hydrol. Process.*, vol. 22, pp. 3802–3813, 2008, doi: 10.1002/hyp.6989.
- [18] S. Pool, M. Vis, and J. Seibert, "Evaluating model performance: a non-parametric variant of the Kling-Gupta efficiency," *Hydrol. Sci. J.*, vol. 63, no. 13–14, pp. 1941–1953, 2018, doi: 10.1080/02626667.2018.1552002.
- [19] J. E. Nash and J. V. Sutcliffe, "River flow forecasting through conceptual models part I — A discussion of principles," *J. Hydrol.*, vol. 10, no. 3, pp. 282–290, 1970, doi: [https://doi.org/10.1016/0022-1694\(70\)90255-6](https://doi.org/10.1016/0022-1694(70)90255-6).
- [20] D. L. Otis, K. P. Burnham, G. C. White, and D. R. Anderson, "Statistical inference from capture data on closed animal populations," *Wildl. Monogr.*, vol. 62, pp. 1–135, 1978, doi: 10.2307/2287873.
- [21] D. N. Moriasi, J. G. Arnold, M. W. Van Liew, R. L. Bingner, R. D. Harmel, and T. L. Veith, "Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations," *Trans. Asabe*, vol. 50, no. 3, pp. 885–900, 2007.
- [22] M. Dekking, "A modern introduction to probability and statistics : understanding why and how." Springer, London, 2005, [Online]. Available: <http://site.ebrary.com/id/10228809>.
- [23] C. J. Willmott *et al.*, "Statistics for the evaluation and comparison of models," *J. Geophys. Res.*, vol. 90, no. C5, pp. 8995–9005, 1985, doi: 10.1029/JC090iC05p08995.
- [24] K. Pearson, "Notes on regression and inheritance in the case of two parents," *Proc. R. Soc. London*, vol. 58, pp. 240–242, 1895.
- [25] C. Spearman, "The proof and measurement of association between two things," *Am. J. Psychol.*, vol. 15, no. 1, pp. 72–101, 1904, doi: 10.1037/h0065390.
- [26] G. L. Vandewiele, C.-Y. Xu, and Ni-Lar-Win, "Methodology and comparative study of monthly water balance models in Belgium, China and Burma," *J. Hydrol.*, vol. 134, no. 1–4, pp. 315–347, 1992, doi: 10.1016/0022-1694(92)90041-S.
- [27] Ž. Topalović, A. Todorović, and J. Plavšić, "Primjenljivost mjesečnih bilansnih hidroloških modela u promjenljivim klimatskim uslovima," *Vodoprivreda*, vol. 52, no. 306–308, pp. 155–170, 2020.
- [28] G. F. Martinez and H. V. Gupta, "Toward improved identification of hydrological models: A diagnostic evaluation of the 'abcd' monthly water balance model for the conterminous United States," *Water Resour. Res.*, vol. 46, no. 8, pp. 1–21, 2010, doi: 10.1029/2009WR008294.
- [29] D. R. Legates and G. J. McCabe, "Evaluating the use of 'goodness-of-fit' measures in hydrologic and hydroclimatic model validation," *Water Resour. Res.*, vol. 35, no. 1, pp. 233–241, 1999, doi: 10.1029/1998WR900018.
- [30] S. Bastola, C. Murphy, and J. Sweeney, "The role of hydrological modelling uncertainties in climate change impact assessments of Irish River catchments," *Adv. Water Resour.*, vol. 34, no. 5, pp. 562–576, 2011.

Statistička analiza velikih voda: Kalendarska i hidrološka godina

Aleksandar Bogojević¹
Nikola Đenić²
Borislava Blagojević³

APSTRAKT: Statistička analiza velikih voda nizova formiranih metodom godišnjih maksimuma je uobičajen pristup u inženjerskoj praksi. U radu se vrši analiza na 17 hidroloških stanica sa uglavnom potpunim nizom osmatranja, koji su nakon sprovedene analize podobnosti, dužine od 33 do 87 godina. Opseg površine sliva je od 96 do 9396 km². Statistička analiza vršena je za kalendarsku godinu i dve hidrološke godine 1.10.-30.09. i 1.11.-31.10. Iako je početak hidrološke godine u Srbiji definisan 1.11. u praksi je za analizu velikih voda ustaljen pristup korišćenja kalendarske godine. Cilj rada je da se na osnovu rezultata analize primenom kalendarske i hidrološke godine po standardu u SAD i Srbiji, ispituju razlike ocene kvantila protoka na svim stanicama iz obuhvaćenog uzorka. Nedavno su plasirane nove preporuke za ocenu velikih voda u SAD – Bilten17C koji počiva na hidrološkoj godini (1.10-30.09), a prati ga softverski paket HEC-SSP. Da bi se softver iskoristio za nizove iz kalendarske i srpske hidrološke godine (1.11-31.10), potrebno je modifikovati podatke za unos. Kao mera saglasnosti rezultata iz hidroloških godina sa referentnom kalendarskom, korišćena je procentualna greška ocene kvantila. Rezultati ukazuju da razlike ocene kvantila zavise od nekoliko faktora: Broja otkrivenih donjih izuzetaka, a u većoj meri, od promene koeficijenta asimetrije razmatranog niza, kao i da se slivovi površine veće i manje od 1000 km², drugačije ponašaju pri prelasku sa kalendarske na hidrološku godinu.

Ključne reči: niz godišnjih maksimuma, kvantili velikih voda, hidrološka godina, kalendarska godina, Bilten17C

Flood frequency analysis: Calendar and water year

ABSTRACT: Flood frequency analysis on the datasets created by the method of annual maxima is a common approach in engineering practice. The research paper shows the analysis performed on 17 hydrological stations, with mostly complete datasets of observations, from 33 to 87 years long after the statistical analysis suitability was tested. The basin area varies from 96 to 9396 km². Statistical analysis was performed for both the calendar and two water years 1.10-30.09. and 1.11-31.10. Although the beginning of the water year in Serbia is defined on 1.11, in practice, the approach of using a calendar year for the flood frequency analysis has been established. The aim of this paper is to examine the difference when assessing the flood quantiles from the calendar and water year defined by the standard in the USA and Serbia. Recently, new recommendations were published for flood frequency assessment in the USA - Bulletin17C, based on the water year (1.10-30.09) and accompanied by the HEC-SSP software package. To use the software for the datasets from the calendar and Serbian water year (1.11-31.10), some input data modifications are required. The percentage error was used as a measure of the difference of the flood quantiles estimated from the both water year datasets with the reference, calendar year. The results indicate that the differences in the quantile estimates depend on several factors: The number of low outliers detected, and mostly on the change in a skewness coefficient of the considered datasets, while the basins with the area of more and less than 1000 km² behave differently when calendar year is changed for water one.

Keywords: annual maxima dataset, flood quantiles, water year, calendar year, Bulletin17C

¹ Aleksandar Bogojević, student OAS, Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet, aca.bogojevic@gmail.com

² Nikola Đenić, student OAS, Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet, djenkatro@gmail.com

³ Doc. dr Borislava Blagojević, Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet, borislava.blagojevic@gaf.ni.ac.rs

1 Uvod

Analiza velikih voda od presudne je važnosti pri planiranju, projektovanju, izgradnji i održavanju vodoprivrednih sistema i mnogih hidrotehničkih objekata. Imajući u vidu složenost ovog zadatka, metode za analizu velikih voda stalno se razmatraju, doraduju i usavršavaju. Računski precenjene velike vode dovode do predimenzionisanih objekata i neracionalnog utroška resursa. Lošija varijanta jesu potcenjene velike vode koje mogu dovesti do katastrofalnih poplava, rušenja infrastrukture i građevina, pri čemu su materijalne štete velike a ljudski životi u opasnosti.

Izbor metoda u analizi velikih voda zavisi od stepena izučenosti lokacije i obima raspoloživih podataka (Jovanović, 1989). U inženjerskoj praksi, uobičajen pristup u izučenim profilima počiva na statističkoj analizi (SA) osmotrenih protoka u višegodišnjem periodu. Niz osmotrenih protoka za analizu može se formirati metodom godišnjih maksimuma (GM), čija je vodeća prednost što ne zahteva obimnu količinu podataka u poređenju sa metodom prekoračenja preko praga. Formirani nizovi metodom GM trebalo bi da budu duži od 30 godina kako bi uzorak bio reprezentativan. Dužina niza (uzorka) jeste ograničavajući faktor u SA, ali se pri formiranju ulaznih nizova postavlja i sledeće pitanje: Da li je za početak godine ispravno uzeti 1. januar ili neki drugi datum?

Hidrološka godina definiše se kao *'neprekidno dvanaestomesečno razdoblje odabrano tako da su sve promene na njegovom početku i kraju minimalne'* (Struna, 2021), što se fizički odnosi na zalihu vode u rečnoj mreži (Prohaska, 2009). Aktivno korišćenje hidrološke ili vodne godine, počelo je 1911. godine u američkoj agenciji USGS (Hirsh and Fischer, 2014). Početak hidrološke godine varira u zavisnosti od geografskog područja čija klima nameće uslove generisanja oticaja sa slivova. U Srbiji je tako, početak hidrološke godine definisan 1. novembra (Jovanović, 1989), u Norveškoj pak 1. septembra, zatim u SAD-u i Španiji počinje 1. oktobra, dok se u Australiji početak hidrološke godine računa od 1. jula. Svrha hidrološke godine jeste obuhvatanje "velikih" događaja na osnovu vremena početka javljanja i time, beleženje svih varijacija protoka u razmatranom periodu od 12 meseci, koje obuhvataju cele poplavne talase. Kada je reč o statističkoj analizi velikih voda u Srbiji, ustaljen je pristup korišćenja kalendarske godine.

Cilj ovog istraživanja je utvrđivanje razlike u oceni kvantila velikih voda različitih povratnih perioda, kada se nizovi za analizu formiraju iz kalendarske i hidrološke godine po standardu u Srbiji (1.11-31.10.) i SAD (1.10.-30.09.). U radu je primenjena metodologija preporučena u Biltenu 17C (England et al., 2019), koji prati alat za statističku analizu – softverski paket HEC-SSP (USACE, 2019). Analiza je sprovedena na uzorku od 17 hidroloških stanica (HS) na prostoru Republike Srbije. Formiran je i analiziran ukupno 51 niz godišnjih maksimuma. Kao mera saglasnosti rezultata ocene kvantila iz hidroloških godina sa referentnom kalendarskom, korišćena je procentualna razlika (greška). Utvrđene razlike su sagledane i prostorno, a posebno je analizirana i učestalost javljanja GM po mesecima na ispitivanim HS.

Motivacija za istraživanje je potreba za stalnim preispitivanjem i unapređenjem postupaka za ocenu velikih voda, koja je dovela i do dokumenata kakav je Bilten17C (USACE, 2019) i preliminarnih preporuka za domaću praksu (Blagojević i sar., 2014).

2 Metodologija

2.1 Izbor hidroloških stanica

Sve razmatrane HS (Slika 1) pripadaju osmatračkoj mreži površinskih voda Republičkog hidrometeorološkog zavoda Srbije (RHMZS), a podaci o HS i podaci osmatranja protoka su javno dostupni (RHMZS, -). Kriterijumi za izbor HS su postavljeni u okviru šireg istraživanja (Đokić i sar., 2021), tako da su za izabrane stanice preuzeti nizovi maksimalnih godišnjih protoka formiranih metodom GM u kalendarskoj godini, na osnovu rezultata ispitivanja podobnosti nizova za statističku analizu (SA). Osnovni podaci o HS i nizovima GM su prikazani u Tabeli 1.



Slika 1. Lokacije izabranih HS (GIS podaci: GeoSrbija)

Figure 1. Location of selected HS (GIS data: GeoSrbija)

Tabela 1. Pregled podataka o HS i nizovima GM korišćenim u SA.

Table 1. Overview of hydrological stations (HS) data and annual maxima (AM) datasets used in statistical analysis (SA).

Br	Podaci o HS				Podaci za SA	
	HS	Reka	Šifra	Površina sliva (km ²)	Period obrade	Ukupno podataka za SA
1	Majur	Lugomir	47035	427	1987-2019	33
2	Lešnica	Jadar	45892	959	1983-2019	37
3	Guberevac	Gruža	47140	491	1981-2019	37
4	Leskovac	Veternica	47665	500	1976-2019	41
5	Pirot	Nišava	47920	1745	1977-2019	42
6	Donja Kamenica	T. Timok	42935	360	1977-2019	42
7	Pepeljevac	Toplica	47850	986	1977-2019	43
8	Crnajka	Crnajka	42760	96	1974-2019	46
9	Ćemanov most	Tamnava	45917	384.6	1971-2019	47
10	Gamzigrad	C. Timok	42914	1213	1966-2019	50
11	Priboj	Lim	45842	3684	1962-2019	55
12	Korvingrad	J. Morava	47750	9396	1964-2019	56
13	Braćeveci	Visočica	47937	227	1961-2019	57
14	Niš	Nišava	47990	3870	1962-2019	57
15	Jaša Tomić	Tamiš	42401	5334	1961-2019	59
16	Dimitrovgrad	Nišava	47910	482	1959-2019	61
17	Kratovska stena	Z. Morava	47101	3077	1927-2019	89

Lokacije HS prikazane na Slici 1 su u GIS okruženju. Tematski prostorni podaci su preuzeti sa Geoportala Nacionalne infrastrukture geoprostornih podataka Srbije Republičkog Geodetskog Zavoda (RGZ) GeoSrbija (RGZ, -).

Sedamnaest HS na kojima je obavljeno ovo istraživanje, imaju uglavnom potpune nizove osmatranja protoka u periodu obrade i zadovoljavaju uslove za SA (Đokić i sar., 2021). Opseg površine slivova je od 96 do 9396 km², a najzastupljeniji slivovi u uzorku su male i srednje površine. Tri HS površine slivova 3000-5000 km² se uslovno mogu kategorisati kao srednji slivovi, dok dve HS pripadaju velikim slivovima (površina sliva > 5000 km²).

2.2 Formiranje nizova kalendarske i hidrološke godine

Osmotreni protoci na HS u Srbiji, dostupni su u hidrološkim godišnjacima koje za svaku kalendarsku godinu objavljuje RHMZS (RHMZS, -). U ovom istraživanju, korišćene su tri vrste nizova GM na svakoj HS, koji su definisani i označeni na sledeći način:

1. KG - niz formiran od GM protoka iz svake kalendarske godine 1.01. -31.12. u periodu obrade (Tabela 1).
2. HG1 - niz formiran od GM iz svake hidrološke godine u periodu 1.10-30.09. U odnosu na niz iz KG, HG1 može se razlikovati u određenoj meri: Ako godišnji maksimum sa pojavom u 10,11 i 12. mesecu u *i*-toj godini premaši maksimum iz sledeće kalendarske (*i*+1) godine. Ovaj slučaj dešava se na rekama sa zimsko-kišnim režimom oticaja kada velike vode imaju tendenciju javljanja u jesen i pred zimu (Jevđević, 1956).
3. HG2 - formiran od GM protoka iz svake hidrološke godine 1.11-31.10., gde se u odnosu na KG razmatraju maksimalne vrednosti iz 11. i 12. meseca u *j*-toj i 1-10. meseca u narednoj (*j*+1) godini

Nakon formiranja nizova HG, iako se u najvećoj meri sastoje od istih podataka kao nizovi KG, izvršena je provera njihove podobnosti za SA i utvrđeno je da su svi nizovi podobni.

2.2.1 Modifikacija podataka zbog zahteva softverskog paketa HEC-SSP

Ulazni podaci za softverski paket HEC-SSP su datumi pojave i vrednosti GM. Provera datuma pojave GM se vrši softverski prilikom unosa podataka. Samo jedna vrednost može postojati unutar definisane HG1 po kojoj softver radi (USACE, 2019), a ukoliko to nije zadovoljeno, pojavljuje se upozorenje i pokretanje analize nije moguće. Da bi se program koristio za analizu nizova KG i HG2, potrebno je modifikovati podatke za unos.

Kako se preliminarno raspolagalo osmotrenim nizovima GM iz Hidroloških godišnjaka i datumima njihove pojave, vršene su dve vrste modifikacije ulaznih podataka u zavisnosti od toga u kom delu godine je GM:

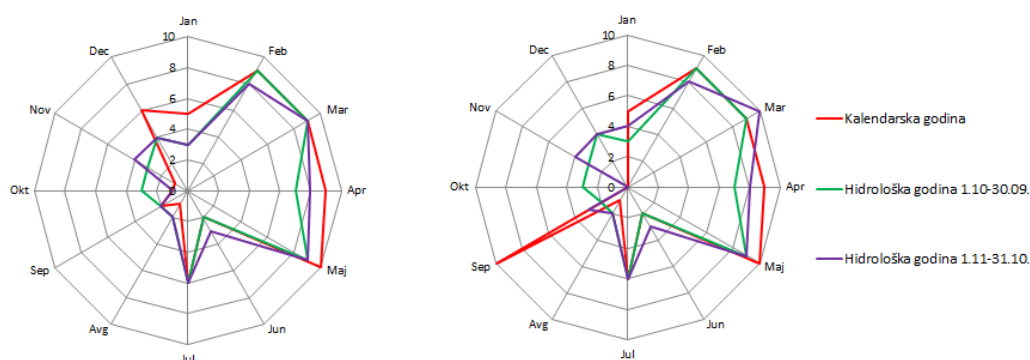
1. Izmena neodgovarajućih datuma pojave GM u 9. mesec (septembar). Ovaj mesec je izabran iz praktičnih razloga – na našim rekama je veoma retka pojava velikih voda u 9. mesecu, tako da se eventualne greške ili neočekivani rezultati mogu lakše otkloniti ili proveriti. Kod formiranja nizova KG neodgovarajući meseci su 10, 11 i 12.
Primer: Na reci Nišavi u profilu HS Niš, godine 1977. zabeležen je maksimalni protok u decembru ($Q_{max} = 176 \text{ m}^3/\text{s}$ 31.12.1977). Naredne, 1978. godine, GM javio se u martu ($Q_{max} = 248 \text{ m}^3/\text{s}$, 22.03.1978). HEC-SSP bi prepoznao obe vrednosti protoka u istoj HG koja je u ovom slučaju počela 01.10.1977. a završila se 30.09.1978. Da bi analiza velikih voda bila izvršena, datum javljanja maksimalnog protoka od 31.12.1977. promenjen je na 30.09.1977.
2. Izmena vrednosti protoka. Ova modifikacija vršena je za nizove HG1 i HG2.
Primer: Na reci Tamiš u profilu HS Jaša Tomić, kalendarske 2017. godine zabeležen je maksimalni protok ($Q_{max} = 134 \text{ m}^3/\text{s}$, 10.02.2017). Do promene vrednosti protoka u nizu u odnosu na KG, dolazi usled javljanja većeg protoka prethodne, 2016. godine ($Q_{max} = 197.65 \text{ m}^3/\text{s}$, 16.11.2016).

2.3 Učestalost pojave maksimalnog godišnjeg protoka - Zvezdasti dijagram

Kvalitativno obeležje ciklične prirode kakva je pojava velikih voda određenog meseca u godini, može se grafički prikazati zvezdastim dijagramom (Popović i Blagojević, 1999). Upotrebom zvezdastih dijagrama, na 17 HS analizirana je učestalost pojave maksimalnog godišnjeg protoka po mesecima za nizove:

- 1) KG sa stvarnim i modifikovanim datumima
- 2) HG2 (1.11-31.10.) sa stvarnim i modifikovanim datumima
- 3) HG1 (1.10-30.09.).

Na slici 2. dat je primer HS Dimitrovgrad. Na dijagramima sa stvarnim datumima (slika levo) vidi se potencijalna razlika u podacima protoka na nizu između obe hidrološke i kalendarske godine. Zvezdasti dijagramima sa modifikovanim datumima (slika desno) pokazuju u kojoj meri se javlja potreba za „prebacivanjem“ GM u 9. mesec.



Slika 2. Učestalost pojave GM po mesecima na HS Dimitrovgrad na nizovima KG, HG1 i HG2. Levo – osmotreni nizovi, desno – modifikovani nizovi.

Figure 2. Frequency of occurrence of annual peaks by months at HS Dimitrovgrad on the datasets CY, HY1 and HY2. Left – gauged datasets, right – modified datasets.

2.4 Analiza velikih voda - Ocena kvantila

Preporuke za proračun velikih voda u SAD - Bilten17C (England et al., 2019) uvele su nove predloge i koncepte u postupanju sa problemima iz prakse u odnosu na 30 godina korišćen Bilten 17B. Kao probabilistički model za velike vode i dalje ostaje log-Pirson III (LPTIII) raspodela, uz ocenu parametara raspodele verovatnoće pomoću novog algoritma očekivanih momenata (Expected Moments Algorithm – EMA). Kao i Bilten17B, Bilten17C takođe ocenjuje parametre LPTIII na osnovu uzoračkih momenata, ali to čini na integrisaniji način koji uključuje nestandardne, cenzurisane ili istorijske podatke odjednom a ne kao niz procedura prilagođavanja (Cohn, et al., 1997). U kombinaciji sa izrazom Hirš-Štedingera za proračun kompromisne verovatnoće, ulazne podatke je moguće zadati i preko intervala. S tim u vezi, u okviru analize velikih voda na nizovima formiranim metodom GM, svaka vrednost maksimalnog godišnjeg protoka, bez obzira da li je osmotrena ili ne, može se predstaviti opsegom protoka (intervalom). Ovaj raspon je ograničen na izmerenu vrednost kada je protok osmotren (tačka), ali se i u tom slučaju može koristiti kao raspon, ukoliko postoji sumnja u izmerenu vrednost protoka. Shodno tome, uveden je koncept pragova percepcije za predstavljanje podataka koji nedostaju u nizu, čija se donja granica bira tako da odgovara najmanjoj vrednosti protoka koja je mogla biti zabeležena, a istraživane su i druge mogućnosti za izbor te veličine (Blagojević i sar., 2020).

Na dobar probabilistički model velikih voda u velikoj meri može uticati postojanje izuzetaka u nizovima a naročito postojanje donjih izuzetaka. Poznato je da donji izuzeci imaju značaj na ocenu parametara teorijske raspodele, koeficijent asimetrije, krivu verovatnoće a time i na ocenu kvantila velikih voda. Bilten17C opisuje postupak sa tzv. potencijalno uticajnim malim vrednostima protoka u

nizovima velikih voda (engl. *potentially-influential low floods, PILF*), ispitivanim i na slivovima u Srbiji (Plavšić i sar., 2016). Ova procedura se zasniva na višestrukom Grubs-Bek testu, nakon koga se otkriveni izuzeci odstranjuju iz niza a koeficijent asimetrije računa bez njih. Detektovanje donjih izuzetaka kao i promena koeficijenta asimetrije na ulaznim nizovima su od značaja u ovom istraživanju zbog uticaja na ocenu kvantila izborom kalendarske ili hidrološke godine.

2.5 Saglasnosti rezultata ocene kvantila iz različitih nizova

Kada se govori o meri saglasnosti nekih rezultata, porede se osmotrene (x_o) i simulirane vrednosti (x_s). Za osmotrene vrednosti kaže se da predstavljaju referentne ili stvarne vrednosti u sagledavanju sračunate veličine. Simulirane vrednosti ili računске vrednosti dobijene su nekom metodom ili modelom za koji se sagledava objektivna razlika u odnosu na stvarnu vrednost. Poredjenjem osmotrene i simulirane vrednosti ocenjuje se neizvesnost korišćenog modela.

U radu je, zbog ustaljene prakse, osmotrena ili referentna vrednost (x_o) ocena kvantila protoka određene verovatnoće pojave dobijena analizom niza kalendarske godine (QT_{KG}). Simulirana ili računska vrednosti (x_s) koja se upoređuje je ocena kvantila protoka iste verovatnoće pojave dobijena analizom nizova iz jedne ili druge hidrološke godine (QT_{HG}). Kao mera saglasnosti rezultata korišćena je relativna procentualna greška ocene kvantila (eng. *percent BIAS*), koja se u ovom slučaju pre može nazvati razlikom:

$$PBIAS = \frac{x_s - x_o}{x_o} \cdot 100 = \frac{QT_{HG} - QT_{KG}}{QT_{KG}} \cdot 100 [\%]. \quad (1)$$

Relativna procentualna razlika može biti pozitivna ili negativna i ovde pokazuje da li su kvantili dobijeni iz HG veći ili manji u odnosu na one dobijene iz KG..

3 3. Rezultati i diskusija

3.1 Ocene kvantila velikih voda

Veličine relativnih procentualnih razlika ocene kvantila velikih voda na analiziranom uzorku između referentnog niza KG i obe razmatrane HG, prikazane su u tabeli 2 (gore-HG1, dole-HG2). Rezultati su dati za sve razmatrane povratne periode na 17 HS poređanih po površini sliva. Plave nijanse razlika ocene kvantila pokazuju u kojoj meri su kvantili protoka iz HG prevazišli kvantile istog povratnog perioda iz KG, a braon nijanse, suprotno. Malim (prihvatljivim) odstupanjem rezultata smatra se razlika od $|0 \div 5| \%$, a značajnim, $> |10| \%$.

Za svaku HS, prikazani su i koeficijenti asimetrije (C_s) odgovarajućih nizova, broj donjih izuzetaka, kao i modifikacije ulaznih podataka: broj promena datuma i broj promena protoka u nizu GM. Značajnija razlika C_s nizova (promena vrednosti ili promena znaka) između ulaznih nizova istaknuta je zadebljanjem vrednosti.

Na slikama 3. i 4. dat je prostorni prikaz procentualne razlika ocene kvantila povratnog perioda 100 i 1000 godina, u odnosu na kvantile ocenjene iz KG na svim razmatranim HS.

3.2 Uticaj različitih faktora na ocenu kvantila velikih voda

Na osnovu dobijenih razlika ocene kvantila, uočava se malo odstupanje na svim HS za povratne periode 100 godina i manje, a značajnije odstupanje za veće ispitivane povratne periode ($T = 200, 500$ i 1000 godina). Na HS sa značajnijim odstupanjima u ovoj kategoriji rezultata, zapažene su:

- 1) Veće razlike C_s između niza KG i HG,
- 2) Razlika u broju otkrivenih donjih izuzetaka na nizu HG,
- 3) Veći broj modifikacija ulaznih podataka - broja promenjenih datuma kod formiranja ulaznih nizova KG i broja zamenjenih GM u nizu HG.

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021.

Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.

Na stanicama sa malom i velikom površinom sliva, dobijene razlike su i u vezi sa izborom HG. Kada se posmatraju dve najveće i najmanje površine sliva: HS Korvingrad (A = 9396 km²), HS Jaša Tomić (5334 km²), HS Braćeveci (227 km²) i HS Crnajka (96 km²), HS Korvingrad sa najvećom površinom sliva iz uzorka, daje znatno bolje slaganje svih kvantila u odnosu na KG primenom HG1 naspram HG2, što je zapaženo i za HS Jaša Tomić, drugoj po veličini površini sliva. S druge strane, na stanicama sa najmanjom površinom sliva, HS Braćeveci i HS Crnajka, ocene svih kvantila pokazuju da je znatno bolje slaganje rezultata iz KG sa HG2.

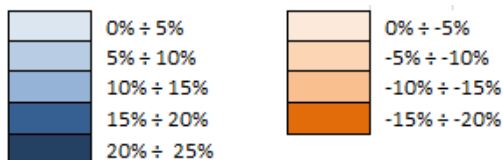
Razlika u broju detektovanih donjih izuzetaka u nizu HG u odnosu na niz KG, pokazala se kao jedan od faktora koji utiče na ocenu kvantila velikih voda. Na primer, na HS Gamzigrad detektovano je 17 donjih izuzetaka u nizu obe HG naspram 0 izuzetaka u nizu KG. Korišćenje obe HG na HS Gamzigrad dovodi do porasta razlike ocene kvantila sa povratnim periodom većim od 20 godina.

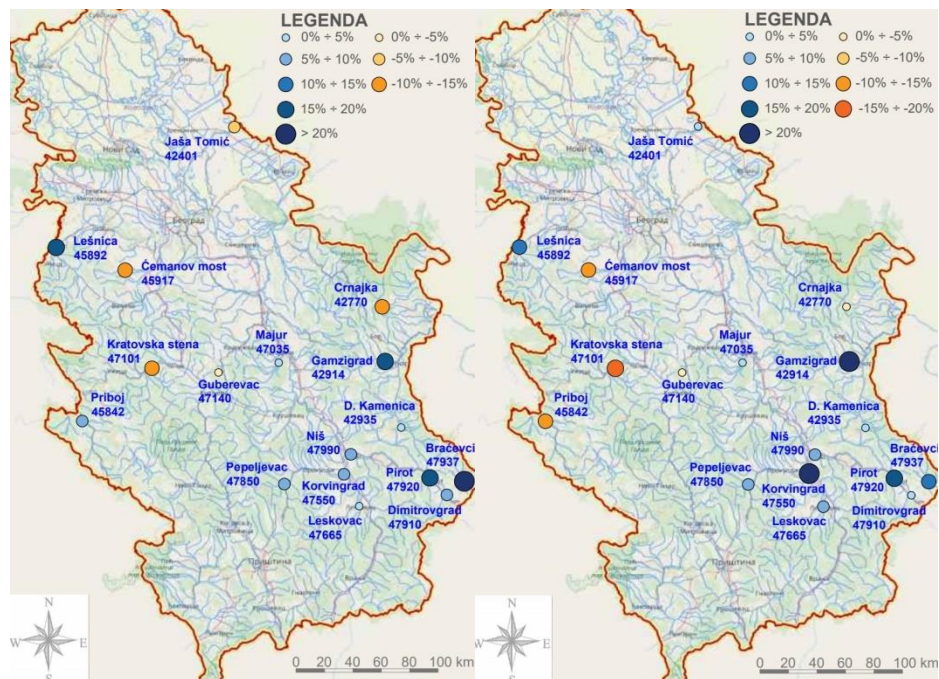
Tabela 2. Procentualna razlika ocene kvantila iz HG1 (gore) i HG2 (dole) u odnosu na referentni niz KG.

Table 2. Percent bias of flood quantile estimates from HY1 (up) and HY2 (down) with reference to CY ones.

		Saglasnost rezultata kvantila između KG i HG1																		
T(x)	P(x)	HS	Korvingrad	J.Tomić	Niš	Priboj	K.Stena	Pirov	Gamzigra	Pepejeljeva	Lešnica	Leskovac	Gubereva	Dimitrovgrad	Majur	C.Most	D.Kamenic	Braćeveci	Crnajka	
		Reka	J.Morava	Tamiš	Nišava	Lim	Z.Morava	Nišava	C.Timok	Toplica	Jadar	Veternic	Gruža	Nišava	Lugomir	Tamnava	Trg.Timok	Visočica	Crnajka	
		A [m ²]	9396	5334	3870	3684	3077	1745	1213	986	959	500	491	482	427	385	360	227	96	
1000	0.1		8.47	-6.25	7.15	6.30	-13.85	15.71	19.99	8.66	19.39	4.43	-4.74	7.64	1.36	-10.62	1.31	-21.02	-11.33	
500	0.2		7.17	-4.88	5.70	4.97	-11.63	12.89	18.30	6.93	14.83	4.41	-4.31	6.60	1.02	-7.58	1.42	-17.75	-9.56	
200	0.5		5.41	-3.13	3.82	3.29	-8.66	9.31	15.74	4.67	9.45	4.36	-3.78	5.28	0.61	-3.73	1.44	-13.41	-7.12	
100	1		4.07	-1.88	2.44	2.08	-6.42	6.75	13.53	3.01	5.89	4.32	-3.14	4.36	0.34	-1.03	1.33	-10.07	-5.23	
50	2		2.74	-0.74	1.12	0.94	-4.20	4.36	11.03	1.41	2.82	4.34	-2.43	3.35	0.11	1.37	1.08	-6.77	-3.28	
20	5		1.00	0.51	-0.51	-0.43	-1.43	1.54	7.13	-0.60	-0.36	4.38	-1.67	2.23	-0.10	3.78	0.44	2.48	-0.68	
10	10		-0.26	1.15	-1.54	-1.32	0.40	-0.16	3.57	-2.08	-1.85	4.38	-0.57	1.49	-0.16	4.63	-0.39	-0.81	1.29	
5	20		-1.36	1.30	-2.26	-2.00	1.73	-1.30	-0.81	-3.33	-2.12	4.25	0.37	0.81	-0.07	4.04	-1.73	-3.81	3.18	
2	50		-2.10	-0.38	-1.85	-2.09	1.26	-0.38	-9.26	-4.42	1.87	4.22	2.74	0.38	0.60	-2.11	-5.22	-7.34	4.97	
Koeficijent asimetrije (Cs)	KG		-0.736	-0.069	-0.642	-0.104	-0.201	-0.581	-0.970	-0.164	0.072	-1.410	-0.971	-0.292	0.118	0.093	-0.107	-0.740	-0.313	
	HG1		-0.576	-0.241	-0.462	0.111	-0.510	-0.136	-0.886	-0.032	0.695	-1.410	-1.004	-0.222	0.118	-0.234	-0.200	-0.526	-0.456	
Broj donjih izuzetaka	KG		6	0	0	4	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	6	0	0	
	HG1		1	0	0	6	7	3	17	0	0	0	0	0	0	0	6	0	0	
Broj promenjenih datuma	KG		6	4	9	23	14	7	8	8	4	4	0	8	0	4	8	7	6	
	HG1		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Promena GM	HG1		12	11	14	33	22	11	14	17	7	9	3	16	2	8	12	11	12	

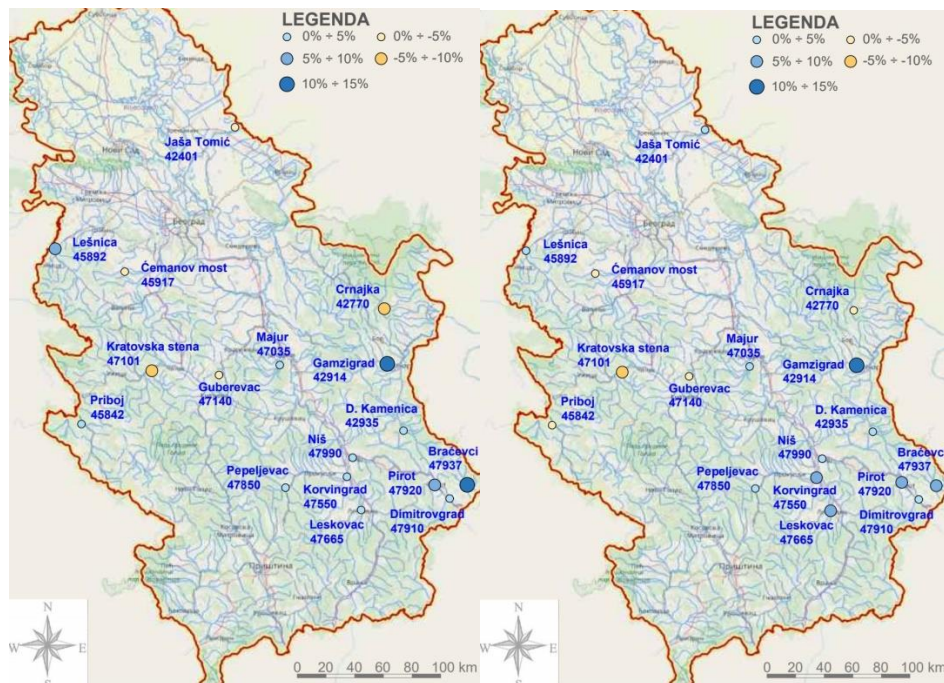
		Saglasnost rezultata kvantila između KG i HG2																		
T(x)	P(x)	HS	Korvingrad	J.Tomić	Niš	Priboj	K.Stena	Pirov	Gamzigra	Pepejeljeva	Lešnica	Leskovac	Gubereva	Dimitrovgrad	Majur	C.Most	D.Kamenic	Braćeveci	Crnajka	
		Reka	J.Morava	Tamiš	Nišava	Lim	Z.Morava	Nišava	C.Timok	Toplica	Jadar	Veternic	Gruža	Nišava	Lugomir	Tamnava	Trg.Timok	Visočica	Crnajka	
		A [m ²]	9396	5334	3870	3684	3077	1745	1213	986	959	500	491	482	427	385	360	227	96	
1000	0.1		20.06	3.07	5.93	-10.84	-17.09	15.71	22.01	8.66	14.63	7.44	-4.74	1.68	1.36	-13.78	0.61	13.86	-0.73	
500	0.2		16.41	2.59	4.72	-9.00	-14.41	12.89	19.95	6.93	11.24	7.13	-4.31	1.50	1.02	-10.50	1.07	11.62	-0.81	
200	0.5		11.80	1.97	3.11	-6.61	-10.78	9.31	16.90	4.67	7.21	6.74	-3.78	1.25	0.61	-6.26	1.55	8.76	-0.92	
100	1		8.48	1.52	1.95	-4.86	-8.02	6.75	14.32	3.01	4.52	6.36	-3.14	1.07	0.34	-3.19	1.76	6.51	-0.99	
50	2		5.31	1.08	0.84	-3.22	-3.29	4.36	11.45	1.41	2.19	5.93	-2.43	0.90	0.11	-0.37	1.81	4.23	-1.05	
20	5		1.49	0.54	-0.51	-1.32	-1.89	1.54	7.10	-0.60	-0.21	5.16	-1.67	0.70	-0.10	2.72	1.49	1.35	-1.13	
10	10		-0.99	0.18	-1.34	-0.27	0.33	-0.16	3.26	-2.08	-1.31	4.60	-0.57	0.60	-0.16	4.19	0.84	-0.81	-1.11	
5	20		-2.80	-0.11	-1.89	0.13	1.84	-1.30	-1.31	-3.33	-1.44	3.72	0.37	0.40	-0.07	4.32	-0.43	-2.94	-1.08	
2	50		-2.57	-0.24	-1.34	-1.90	0.71	-0.38	-9.62	-4.42	1.90	2.81	2.74	0.38	0.60	-0.54	-4.30	-4.89	-0.86	
Koeficijent asimetrije (Cs)	KG		-0.736	-0.069	-0.642	-0.104	-0.201	-0.581	-0.970	-0.164	0.072	-1.410	-0.971	-0.292	0.118	0.093	-0.107	-0.740	-0.313	
	HG2		-0.312	-0.028	-0.484	-0.539	-0.602	-0.136	-0.857	-0.032	0.556	-1.366	-1.004	-0.277	0.151	-0.243	-0.241	-0.578	-0.301	
Broj donjih izuzetaka	KG		6	0	0	4	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	6	0	0	
	HG2		4	0	0	6	0	3	17	0	0	0	0	0	0	0	6	0	0	
Broj promenjenih datuma	KG		6	4	9	23	14	7	8	8	4	4	0	8	0	4	8	7	6	
	HG2		1	1	1	3	2	0	1	0	2	0	0	1	0	2	0	2	1	
Promena GM	HG2		12	8	12	31	20	11	12	17	5	8	3	14	2	8	9	9	9	





Slika 3. Prostorni prikaz razlike ocene kvantila protoka za $T = 1000$ god. korišćenjem HG1 (levo) i HG2 (desno).

Figure 3. Spatial layout of flood quantile estimate *PBIAS* for $T = 1000$ years using HG1 (left) and HG2 (right).

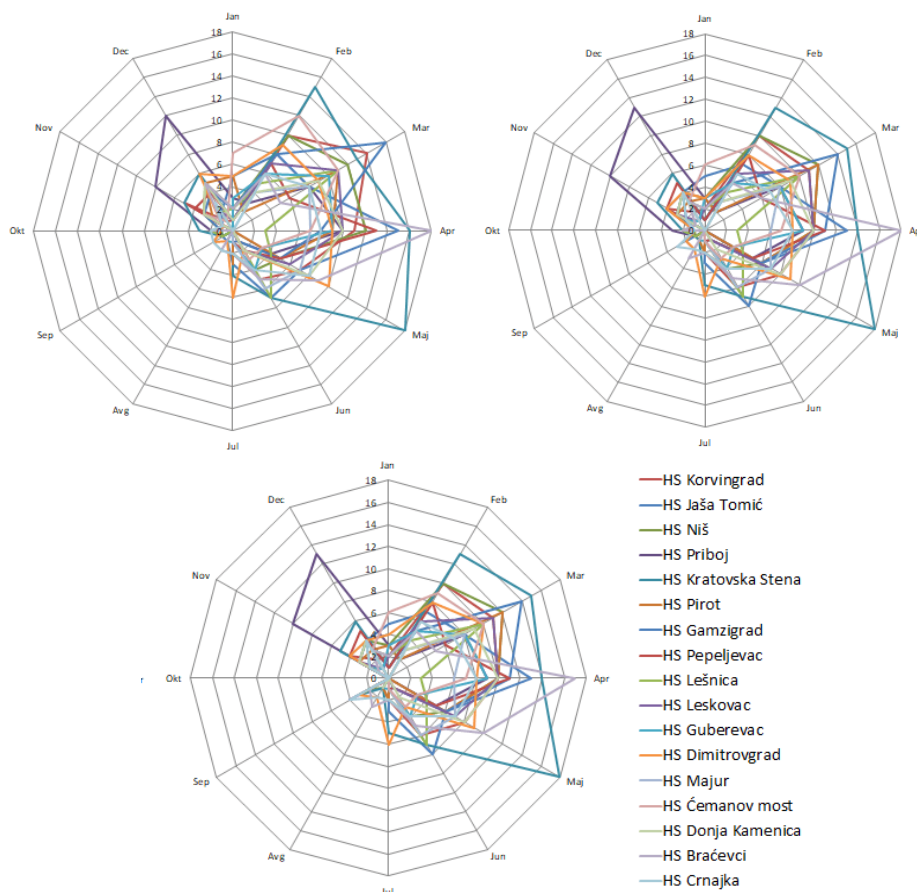


Slika 4. Prostorni prikaz razlike ocene kvantila protoka za $T = 100$ god. korišćenjem HG1 (levo) i HG2 (desno).

Figure 4. Spatial layout of flood quantile estimate *PBIAS* for $T = 100$ years using HG1 (left) and HG2 (right).

Na slici 5. dat je grafički prikaz učestalosti pojave GM na nizovima 17 HS, korišćenjem KG i HG2. Rezultati ukazuju da modifikacija podataka pri korišćenju softvera HEC-SSP nije presudan faktor u dobijenim razlikama ocene kvantila velikih voda:

- 1) Promenjeni GM ne izostaju u potpunosti iz niza HG, već se često javljaju kao maksimalne vrednosti u narednoj godini osmatranja,
- 2) Potencijalne razlike u ulaznom nizu prave GM iz 10. meseca, čija je pojava retka (razlika između dijagrama sa realnim i modifikovanim datumima - Slika 3).

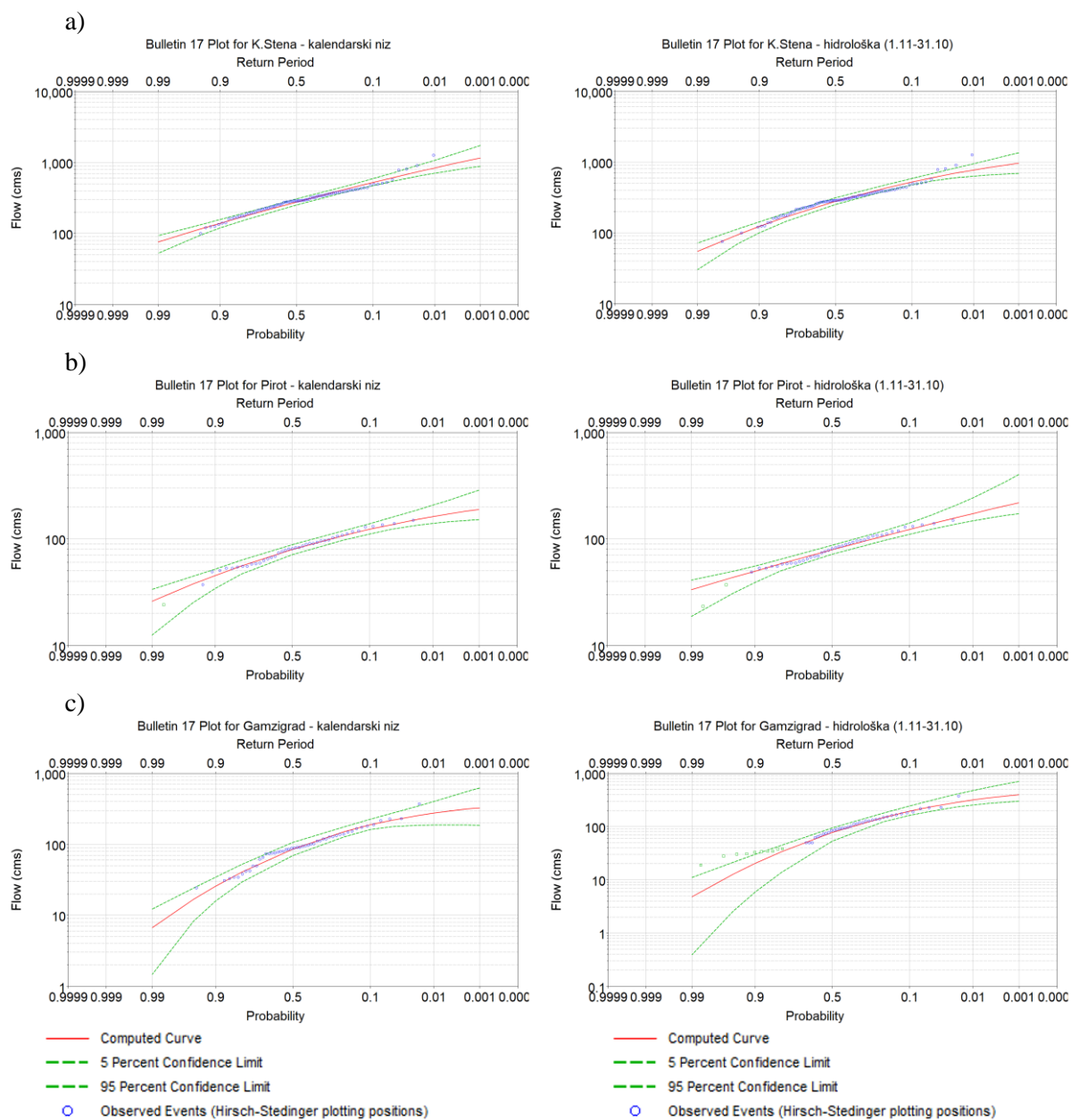


Slika 5. Učestalost pojave GM po mesecima na 17 HS na osmotrenom nizu KG (gore levo), osmotrenom nizu HG2 (gore desno) i modifikovanom nizu HG2 (dole).

Figure 5. Annual flow maxima occurrence frequency by months on 17 HS for gauged dataset CY (up left), gauged dataset HY2 (up right) and modified dataset HY2 (down).

Koeficijent asimetrije je jedan od glavnih parametara koji treba uzeti u razmatranje - na svim HS na kojima je utvrđena veća razlika u oceni kvantila iz HG u odnosu na KG, došlo je do značajnije promene C_s (Tabela 2): prilikom njegovog porasta, dolazi do većih vrednosti kvantila velikih voda (HS Korvingrad, HS Pirot, HS Gamzigrad, HS Lešnica i HS Bračevci), a opadanjem, do smanjenja (HS K.Stena, HS Čemanov most, HS Guberevac).

Za tri odabrane HS na kojima su zabeležene najznačajnije razlike ocene kvantila većih povratnih perioda iz obe HG u odnosu na KG, na slici 6. prikazane su krive teorijske raspodele verovatnoće za nizove KG i HG1: a) HS Kratovska Stena, b) HS Pirot i c) HS Gamzigrad.



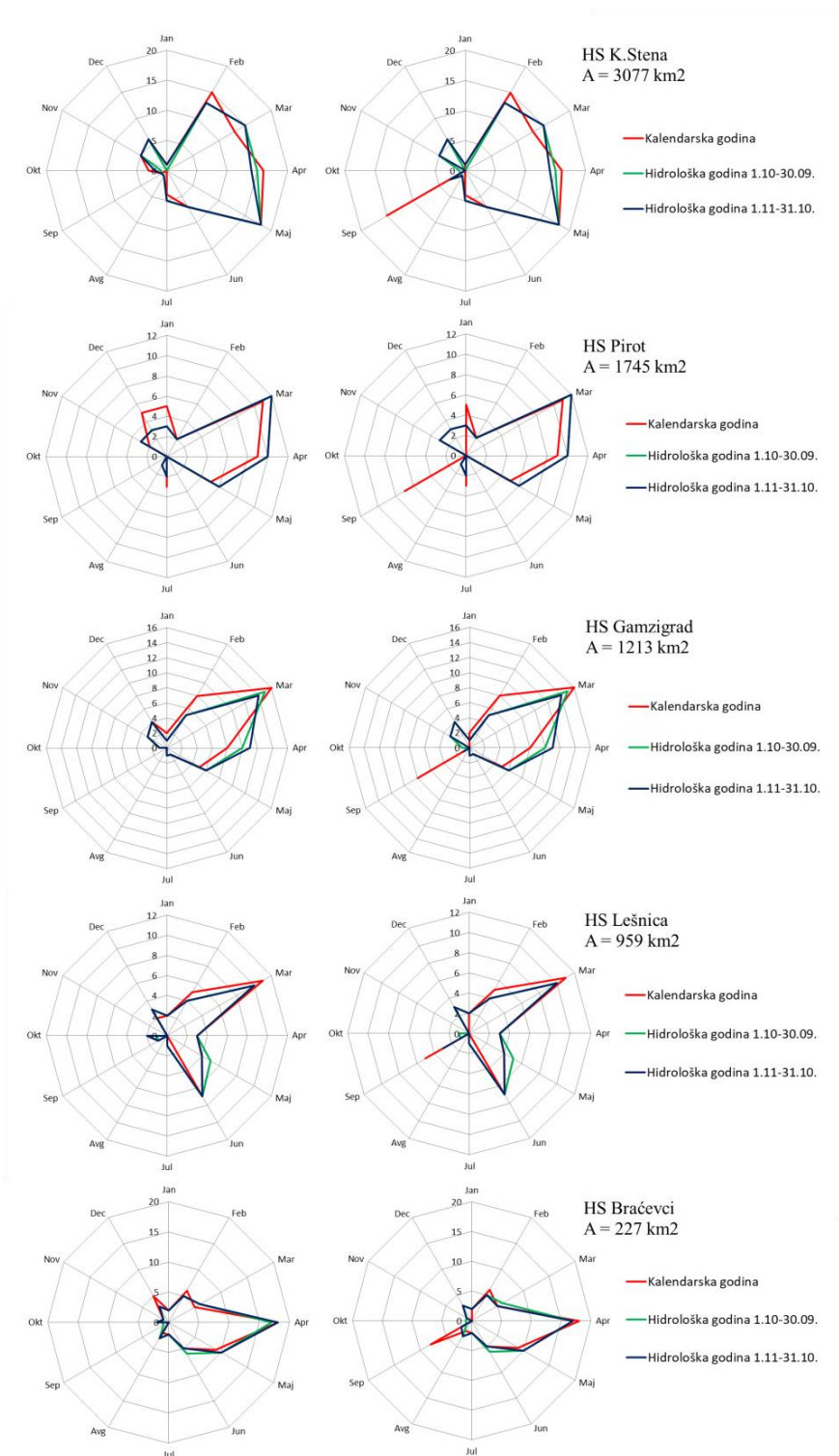
Slika 6. Dijagrami verovatnoće na tri HS za niz KG (leva kolona) i HG1 (desna kolona)

Figure 6. Probability plots for three HS for the CY input dataset (left column) and HY1 (right column)

3.3 Grafički prikaz pojave godišnjih maksimuma po mesecima

Učestalost pojave GM po mesecima za pet HS na kojima je utvrđena značajna razlika ocena kvantila, prikazana je grafičkom metodom - zvezdastim dijagramom na slici 7. Prikazane su učestalosti na HS Kratovska stena, HS Pirot, HS Gamzigrad, HS Lešnica i HS Braćeveci.

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.



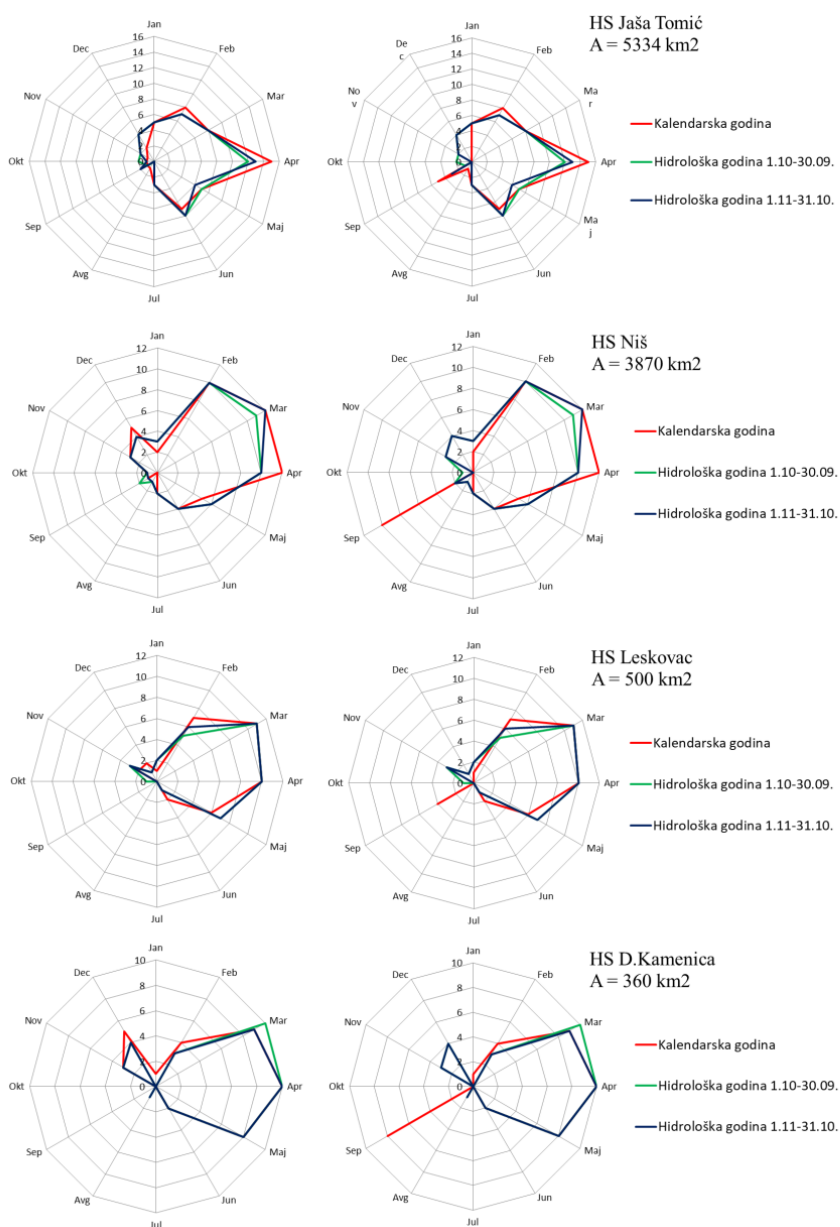
Slika 7. Učestalost pojave GM po mesecima u nizovima sa stvarnim (kolona levo) i modifikovanim datumima pojave (kolona desno) za KG i obe HG.

Figure 7. Annual flow maxima occurrence frequency by months in the datasets with observed (left column) and modified dates (right column) for the CY and both HY.

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.

Na slici 8. dati su zvezdasti dijagrami pojave GM po mesecima za HS sa najmanjom razlikom ocene kvantila: HS Jaša Tomić, HS Niš, HS Leskovac i HS Donja Kamenica.

Praćenje učestalosti pojave GM po mesecima na razmatranim HS i razlike ocene kvantila velikih voda, ne ukazuje na postojanje veze kod HS na kojima su se javile značajne razlike ocene kvantila (Slika 7.). Međutim, na stanicama kod kojih je mala razlika ocene kvantila, dijagrami pokazuju određenu sličnost (Slika 8.). Na ovim stanicama zabeležen je sličan režim pojave GM sa tendencijom javljanja u martu, aprilu i maju.



Slika 8. Učestalost pojave GM po mesecima u nizovima sa stvarnim (kolona levo) i modifikovanim datumima pojave (kolona desno) za KG i obe HG.

Figure 8. Annual flow maxima occurrence frequency by months in the datasets with observed (left column) and modified dates (right column) for the CY and both HY.

4 Zaključak

U radu je sprovedeno istraživanje u pogledu ocene kvantila protoka dobijenih statističkom analizom velikih voda na 17 HS metodologijom preporučenom u Biltenu 17C, korišćenjem softverskog paketa HEC-SSP. Kvantili su ocenjivani iz nizova KG (1.1-31.12.) i korišćeni kao referentne vrednosti, zatim iz HG1 (1.10-30.09) i HG2 (1.11-31.10). Procentualne razlike ocene kvantila protoka su posmatrane zajedno sa dijagramima učestalosti pojave GM na HS. Analizom dobijenih rezultata, tražen je odgovor na pitanje: Da li je isto koristiti kalendarsku i hidrološku godinu od 1. novembra u analizi velikih voda na rekama u Srbiji?

Rezultati ukazuju na sledeće:

- 1) Na kvantilima protoka ispitivanih povratnih perioda do 100 godina, ne javljaju se razlike veće od 10%, bilo da se formiraju nizovi KG ili HG, sa izuzetkom HS Gamzigrad.
- 2) Značajne razlike ocene kvantila (10-20%) prisutne su samo za velike povratne periode (200, 500 i 1000 godina) i to na sedam od sedamnaest ispitivanih HS.
- 3) Prostorno gledano, kod HS na jugu i jugoistoku zemlje, korišćenjem nizova KG umesto HG2, izraženije je potcenjivanje kvantila velikih voda većih povratnih perioda.
- 4) Ukoliko se površina sliva uzima kao faktor odluke, kod slivova površine do 1000 km² korišćenje KG ili HG2 ne dovodi do značajnih razlika kvantila. Međutim, na slivovima površine veće od 1000 km², u zavisnosti i od statističkih osobina niza, razlike mogu biti značajne.
- 5) Očekivano, od statističkih osobina niza, donji izuzeci mogu biti presudan faktor kod većih razlika ocene kvantila ukoliko se jave u znatno većoj meri sa promenom KG u HG2. Međutim, glavni faktor jeste promena koeficijenta asimetrije (C_s) HG2 u odnosu na KG.
- 6) Na ispitivanom uzorku od 17 HS nije moguće zaključiti da li pojava GM u određenom delu godine utiče na pojavu veće razlike ocena kvantila između KG i HG2, iako se najmanje razlike javljaju kod HS sa tendencijom javljanja velikih voda u proleće.

Kada je u pitanju softver HEC-SSP, isti se može preporučiti za korišćenje zbog jednostavnosti i dobre podrške u vidu prateće literature, a modifikacije radi korišćenja softvera su jednostavnije pri formiranju nizova KG iz podataka o GM iz Hidroloških godišnjaka, u odnosu na modifikacije radi korišćenja HG2.

Preporuka za praksu na osnovu rezultata istraživanja bi bila da se za slivove površine preko 1000 km² prilikom izbora merodavnih velikih voda, u razmatranje uključe računске velike vode dobijene iz kalendarske i hidrološke godine (HG2). Za slivove manje površine od 1000 km², na većem broju stanica, potrebno je proveriti da li korišćenje KG ili HG2 ne dovodi do značajnih razlika kvantila velikih voda.

Zahvalnica

Ovaj rad je delom nastao u okviru istraživanja u projektu tehnološkog razvoja TR 37005 kod Ministarstva prosvete, nauke i tehnološkog razvoja pod nazivom „Ocena uticaja klimatskih promena na vodne resurse Srbije“.

Literatura

1. Blagojević, B., Mihailović, V., Đokić, N. (2021) Ocena kvantila velikih voda iz nepotpunih nizova osmatranja na većim slivovima u Srbiji primenom pragova percepcije. *Vodoprivreda*(52), 259-272.
2. Blagojević, B., Mihailović, V., Plavšić, J. (2014) Statistička analiza velikih voda na profilima hidroloških stanica: Potreba za promenom pristupa. *Vodoprivreda*(46), 199-209.
3. Cohn, T. A., Lane, W. M., Baier, W. G. (1997) An Algorithm for Computing Moments-Based Flood Quantile Estimates When Historical Flood Information is Available. *Water Resources Research*, 2089-2096.

4. Đokić, N., Blagojević, B., Mihailović, V. (2021) Postupci za dobijanje trenutnih maksimuma na osnovu mešovityh nizova maksimalnih godišnjih protoka. *Zbornik radova 19. Naučnog savetovanja Srpskog društva za hidraulička istraživanja (SDHI) i Srpskog društva za hidrologiju (SDH)*. Beograd, 18-19. oktobar 2021., Izdavač: Univerzitet u Beogradu - Građevinski fakultet Beograd (u štampi)
5. England, J.F.Jr., Cohn, T.A., Faber, B.A., Stedinger, J.R., Thomas, W.O.Jr., Veilleux, A.G., Kiang, J.E., Mason, R.R.Jr. (2018) Bulletin 17C Guidelines for Determining Flood Flow Frequency. Chapter 5 of Section B, Surface Water, Book 4, Hydrologic Analysis and Interpretation
6. Hirsch, R. M., & Fisher, G. T. (2014). Past, Present, and Future of Water Data Delivery from the U.S. Geological Survey. *Journal of Contemporary Water Research & Education*(153), 4-15.
7. Jevđević, V. (1956). *Hidrologija I deo*. Beograd: Hidrotehnički institut "Ing. Jaroslav Černi".
8. Jovanović, S. (1989). *Tehničar 6*. Beograd: Građevinska knjiga.
9. Plavšić, J., Pavlović, D., Mihailović, V., Blagojević, B. (2016). Statistička analiza velikih voda u prisustvu izuzetaka. *Vodoprivreda*(48), 5-17.
10. Popović, B., Blagojević, B. (1999) *Matematička statistika sa primenama u hidrotehnici*. Niš: Univerzitet u Nišu.
11. Prohaska, S. (2006) *HIDROLOGIJA II DEO*. Beograd: Institut za vodoprivredu "Jaroslav Černi".
12. Republički geodetski zavod (RGZ) (-). Preuzeto Avgusta 2021 sa <https://geosrbija.rs/>
13. Republički hidrometeorološki zavod Srbije (RHMZ) (-). Preuzeto sa http://www.hidmet.gov.rs/ciril/hidrologija/povrsinske_godisnjaci.php
14. Struna (-) Preuzeto sa <http://struna.ihj.hr/naziv/hidrolaska-godina/9630/>
15. US Army Corps of Engineers Institute for Water Resources (USACE) (2019). *Statistical Software Package HEC-SSP User's Manual Version 2.2*. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC).

Određivanje računskog hidrograma velikih voda metodom bilansiranog hidrograma

Borislava Blagojević¹
Vladislava Mihailović²

APSTRAKT: Prilikom projektovanja hidrotehničkih objekata i sprovođenja različitih mera radi postizanja vodoprivrednih ciljeva, za mnoge namene je potrebno poznavati hidrogram velikih voda. Određivanje računskog hidrograma velikih voda u profilima hidroloških stanica podrazumeva statističku analizu karakterističnih veličina, u okviru koje se dolazi do vršnog protoka, zapremine i oblika hidrograma. Metoda bilansiranog hidrograma za određivanje računskog hidrograma koristi zadati oblik opaženog hidrograma i rezultate statističke analize zapremine jednog ili više trajanja. Cilj rada je da se na primeru analize jedne stanice pokaže primena metode bilansiranog hidrograma za dobijanje računskih hidrograma različitih povratnih perioda. Odabrana stanica je Pirot na reci Nišavi, za koju postoje osmotreni trenutni godišnji maksimumi u periodu osmatranja, a pripadajuća površina sliva od 1745 km², omogućava da se analiza nesmetano sprovede na srednjim dnevnim podacima registrovanih protoka. Razmatranje pogodnih oblika i trajanja bilansiranog hidrograma, ukazuju na fleksibilnost ove metode u primeni.

Ključne reči: velike vode, računski hidrogram, bilansirani hidrogram, merodavni hidrogram velikih voda

Flood flow hydrograph assessment by the balanced hydrograph method

ABSTRACT: In the design process of hydraulic structures, and for the implementation of measures for achieving water management goals, for many purposes flood hydrograph is required. Assessment of flood hydrographs at hydrological stations implies statistical analysis of flood wave characteristics, within which the peak flow, volume and shape of the hydrograph are obtained. The balanced hydrograph method uses a given pattern of the observed hydrograph to determine the shape of the estimated hydrograph, that contain specific exceedance flow rates/volumes across one or more durations. The aim of this paper is to show the application of the balanced hydrograph method for estimating flood hydrographs of different return periods in a single station analysis. The selected station is Pirot on the river Nisava, with gauged instantaneous annual flow maxima in the entire flow record, while the associated catchment area of 1745 km² allows for the analysis to be carried out smoothly on the mean daily gauged flows. By investigating flood hydrograph pattern and duration, the flexibility of the balanced hydrograph method is shown.

Keywords: Flood flow, computational flood hydrograph, balanced hydrograph, design flow hydrograph

¹ Doc. dr Borislava Blagojević, Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet, borislava.blagojevic@gaf.ni.ac.rs

² Doc. dr Vladislava Mihailović, Univerzitet u Beogradu, Šumarski fakultet, vladislava.mihailovic@sfb.bg.ac.rs

1 Uvod

U analizi velikih voda, najčešće se tretiraju maksimalni protoci, odnosno vršne ordinate hidrograma velikih voda, zatim zapremine talasa, a za neke namene u hidrotehnici i vodoprivredi, traži se poznavanje i celog hidrograma (Petković i Janković, 1986). Kada su u pitanju lokacije na kojima ima dovoljno podataka osmatranja protoka za statističku analizu, tj. hidrološki izučeni profili, primenjuju se statističke metode. Metodologija statističke analize za ocenu kvantila protoka u profilima hidroloških stanica mora se primenjivati sa dozom opreza u analizi zapremina, zbog mogućnosti promene raspodele populacije s obzirom na razmatranje različitih trajanja talasa i različitost njihovih uzroka (kiša, sneg i kombinacija) (Cudworth, 1989).

Metode za određivanje računskih hidrograma u izučenim profilima, koje se zasnivaju isključivo na podacima osmatranja protoka a koriste se u domaćoj praksi su: metoda oblika hidrograma (Jovanović, 1989) ili njena varijanta, tipski hidrogram (Prohaska i Petković, 1989) i kompozicioni postupak (Petković i sar., 1977, Zelenhasić i Ruski, 1991). Prohaska i saradnici (2020) su prikazali računске hidrograme u profilima 143 hidrološke stanice (HS) na teritoriji Srbije dobijene, metodom graničnog intenziteta oticaja koja koristi podatke o padavinama.

Metoda oblika hidrograma, koncipirana je sa jedne strane na dobijanju jedinstvenog hidrograma direktnog oticaja u bezdimenzionalnom obliku i sa druge, na analizi verovatnoće pojave vršnih protoka i zapremina talasa direktnog oticaja. U postupku obrade osmotrenih talasa, odvajaju se bazni i direktni oticaj i za svaki talas računa koeficijent punoće – odnos zapremine i proizvoda maksimalne ordinate i trajanja talasa. Pojedinačni talasi direktnog oticaja pretvaraju se u bezdimenzionalni oblik i zatim osrednje u celom periodu obrade, a osrednjava se i koeficijent punoće talasa. Hidrogram željene verovatnoće pojave rekonstruiše se na osnovu bezdimenzionalnog, proračunom baze hidrograma iz odnosa zapremine i protoka te iste verovatnoće pojave uz korišćenje osrednjenog koeficijenta punoće, dok se ordinate dobijaju preko maksimalnog protoka te verovatnoće. Kako je na ovaj način određen hidrogram direktnog oticaja, na krajeve je potrebno dodati bazni oticaj da bi se dobio konačni računski hidrogram. Primena ove metode nije jednoznačna, prvenstveno zbog odvajanja direktnog oticaja, koje kod složenih talasa može biti komplikovano i zatim vraćanja baznog oticaja, koji se takođe osrednjava na početku i kraju talasa. U varijanti ove metode, tipskom hidrogramu, razlika je u početnoj obradi talasa, gde se umesto promenljivog baznog protoka, oduzima konstantan protok, koji može biti npr. srednji protok (Prohaska i sar., 2020). Potencijalni problemi u primeni metode koje su uočili Prohaska i saradnici (2020) su širok opseg u kome varira koeficijent punoće talasa i nejednoznačna veza maksimalnih protoka i zapremina talasa.

Na statističkoj analizi zapremina talasa različitih trajanja, bazira se kompozicioni postupak. Osnovna pretpostavka je da isti odnos verovatnoće maksimalne ordinate i zapremine talasa u celoj sezoni velikih voda važi i u kraćim periodima, za pojedinačne talase ili epizode (Zelenhasić i Ruski, 1991). Zapremine za analizu se formiraju iz svih talasa oko trenutka pojave vršnog protoka i računaju se naizmeničnim dodavanjem (blokova) zapremina iz faze porasta i opadanja hidrograma - širenjem vremenskog intervala. Protoci razmatranog povratnog perioda se dobijaju na osnovu priraštaja zapremine tog povratnog perioda u različitim vremenskim intervalima.

Metoda bilansiranog hidrograma ima sličnosti sa obe navedene metode. Kao i u metodi oblika/tipskog hidrograma, potrebno je da postoji oblik hidrograma koji će se „očuvati“, a formiranje zapremina za statističku analizu je slično kao kod kompozicionog postupka. U metodi bilansiranog hidrograma, isti oblik osmotrenog hidrograma se primenjuje za sva trajanja talasa, a zapremine dobijene statističkom analizom se iterativnim postupkom uklapaju u taj oblik. Ova metoda je postojala u Preporukama za proračun velikih voda u USA, Biltenu 17B (ICWD, 1982), a preuzeta je bez izmena i u njegovoj reviziji, Biltenu 17C (England et al., 2018, USACE, 2019).

Cilj istraživanja je prikaz mogućeg načina razmatranja zabeleženih talasa velikih voda za usvajanje oblika hidrograma i izbor trajanja talasa u postupku dobijanja računskog hidrograma metodom bilansiranog hidrograma, na primeru jedne HS.

2 Metodologija

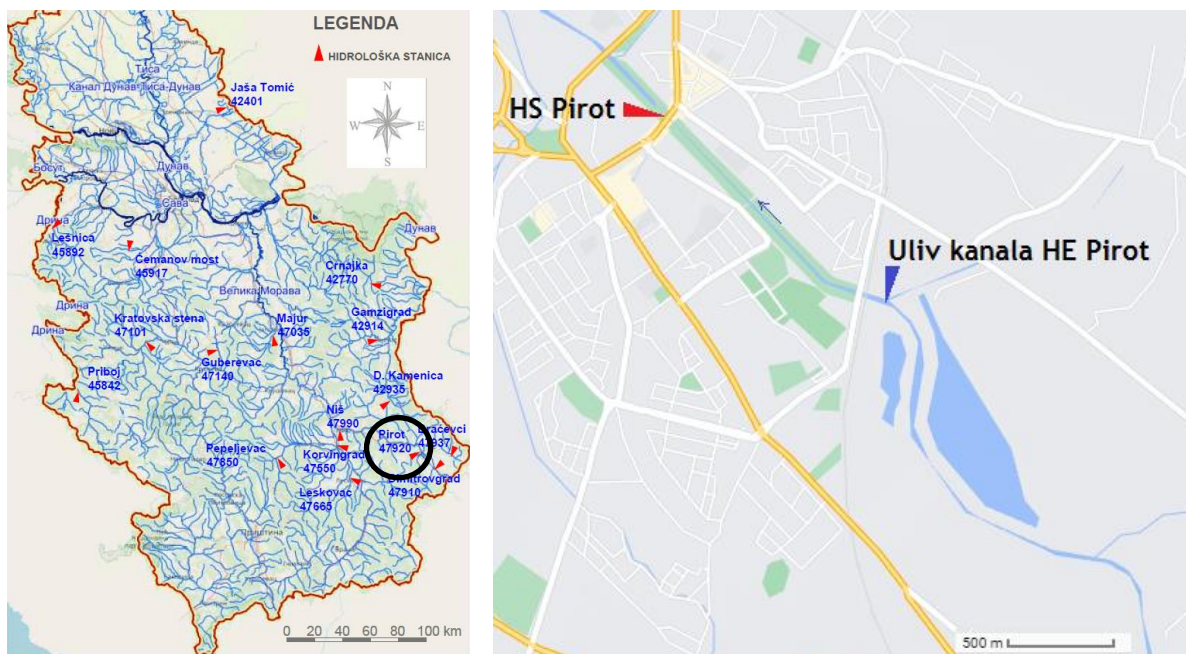
2.1 Ulazni podaci

Izbor HS za sprovođenje ovog istraživanja je uslovljen obimom podatka osmatranja na dnevnom nivou i zastupljenošću trenutnih maksimuma u nizu godišnjih maksimuma. Analizirano je stanje podataka na sedamnaest HS osmatračke mreže površinskih voda Republičkog hidrometeorološkog zavoda Srbije (RHMZS), koje su deo šireg istraživanja. Ispitivanje podobnosti nizova godišnjih maksimuma za statističku analizu je obavljeno u prethodnim istraživanjima za nizove formirane za kalendarsku godinu (Đokić i sar., 2021) i hidrološku godinu (Bogojević i sar., 2021).

HS Pirot na reci Nišavi izabrana je kao jedina stanica koja u periodu osmatranja ima sve trenutne maksimume godišnjih protoka i sa površinom slivnog područja od 1745 km² omogućava da se analiza nesmetano sprovede na srednjim dnevnim podacima. Naime, prema Plavšić (2019) na slivovima koji imaju manju površinu (200 - 1000 km²) u modeliranju velikih voda treba koristiti vremensku rezoluciju kraću od jednog dana.

Ulazni podaci o protocima na HS Pirot (RHMZS, -) su nizovi osmotrenih srednjih dnevnih protoka u periodu 01.10.1977 - 30.09.2020. i odgovarajući niz osmotrenih godišnjih maksimuma u hidrološkoj godini (01.10-30.09.). Problem nedostatka podataka osmatranja u celoj kalendarskoj 1985. godini je prevaziđen tako što je ta godina preskočena u analizi zapremina, a u analizi verovatnoće pojave maksimalnih godišnjih protoka, podatak koji nedostaje nadoknađen je preko praga percepcije – intervalnoj predstavi podataka preko donjeg i gornjeg praga percepcije (Blagojević i sar., 2021), koji se koristi u novim Preporukama za proračun velikih voda u SAD – Biltenu 17 C (England et al., 2018).

Neposredno uzvodno od lokacije HS Pirot (Slika 1), nalazi se uliv kanala iz Hidroelektrane 'Pirot', koja od 1990. godine proizvodi električnu energiju iz vode akumulacije 'Zavoj' na reci Visočici. Kako se radi o vršnoj hidroelektrani, ona ima uticaja na protoke vode koji se registruju na HS Pirot, koja prema tome nije u potpuno prirodnom režimu. Prilikom interpretacije rezultata istraživanja, o ovoj činjenici je vođeno računa.



Slika 1. Levo: Lokacija HS Pirot u Srbiji (Preuzeto iz: Bogojević i sar., 2021). Desno: Okolina HS u Pirotu.

Figure 1. Left: Location of HS Pirot in Serbia (Source: Bogojević et al., 2021). Right: HS surrounding in Pirot.

2.2 Bilansirani hidrogram

Procedura dobijanja bilansiranog hidrograma sastoji se od dve faze i sprovedena je pomoću softverskog paketa HEC-SSP, verzija 2.2 (USACE, 2019). U prvoj fazi analiziraju se zapremine (USACE, 1975a), a u drugoj se korišćenjem tih rezultata dobijaju bilansirani hidrogrami željenih verovatnoća pojave (USACE, 1975b).

Rezultat prve faze su krive zapremina-trajanje-povratni period, odn. protok-trajanje-povratni period (QTP). Moguće je odabrati nekoliko teorijskih raspodela za modeliranje QTP krivih (normalna, log-normalna, Pirson3 i log-Pirson3). Postupak se može ponoviti nekoliko puta, ukoliko se uoče nelogični rezultati - preklapanje krivih verovatnoće. U takvim slučajevima se preporučuje ili izbor neke druge raspodele, ili se položaj krivih koje odstupaju od opšte tendencije može blago korigovati promenom koeficijenta asimetrije za konkretni krivu, tj. trajanje talasa.

U drugu fazu proračuna se ulazi zadavanjem statistika zapremina svih karakterističnih trajanja talasa dobijenih u prvoj fazi. Zatim je potrebno zadati period (iz osmotrenog hidrograma srednjih dnevnih protoka) u kome se nalazi željeni oblik osmotrenog talasa i definišu se željena trajanja talasa. Ovo je takođe iterativan postupak, jer je potrebno ispitati nekoliko oblika talasa i za svaki od njih nekoliko kombinacija trajanja, da bi se dobio konačni bilansirani hidrogram. Pri tome se ne moraju odabrati sva trajanja za koja su određene QTP krive.

Konačni bilansirani hidrogram daje se preko srednjih dnevnih protoka, u okviru definisanog perioda za oblik talasa, tako da su vrednosti protoka na početku i kraju talasa jednake osmotrenim vrednostima i nema potrebe za bilo kakvom rekonstrukcijom vrednosti protoka u tom smislu. Kvantili trenutnih vrednosti protoka mogu se ubaciti u bilansirane hidrograme na odgovarajućem mestu, ali i ne moraju, jer je utvrđeno da za zapremine ova intervencija nije relevantna (Cudworth, 1989). Radi izgladivanja/uglačavanja opadajuće i rastuće grane hidrograma mogu se primeniti različite tehnike.

2.2.1 Izbor oblika hidrograma

Smisao izbora oblika talasa je da odražavaju neko kritično ponašanje sliva u periodu velikih voda, koje se može izabrati i s obzirom na namenu proračuna. U istraživanju su postavljeni sledeći kriterijumi za uži izbor talasa:

1. Talas sa najvišom zabeleženom trenutnom vršnom ordinatom - $Q_{max}(IDF)$,
2. Talas sa najvišom zabeleženom srednjom dnevnom ordinatom - $Q_{max}(MDF)$,
3. Talas najveće zapremine direktnog oticaja - V_{dmax} ,
4. Talas najveće ukupne zapremine oticaja - V_{max} ,
5. Talas najdužeg trajanja direktnog oticaja - T_{bmax}
6. Najintenzivniji talas - $(V/T_b)_{max}$
7. Najintenzivniji talas u fazi porasta - $(V_p/T_p)_{max}$
8. Najkraće vreme porasta talasa - T_{pmin}
9. Talas za koji je dobijena najveća vrednost koeficijenta punoće ($\alpha = V/Q_{max} \cdot T_b$) - α_{max} ,
10. Simetričan talas - preporuka iz literature (Cudworth, 1989).

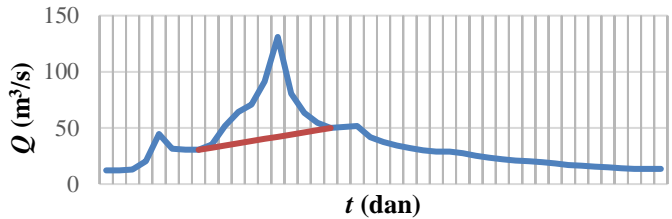
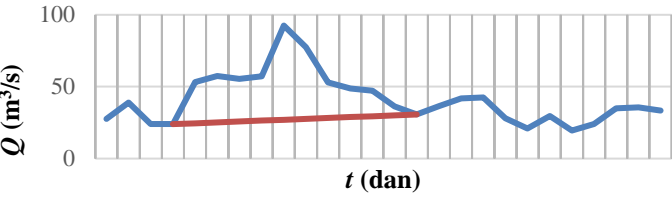
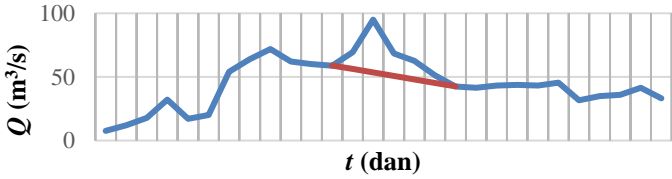
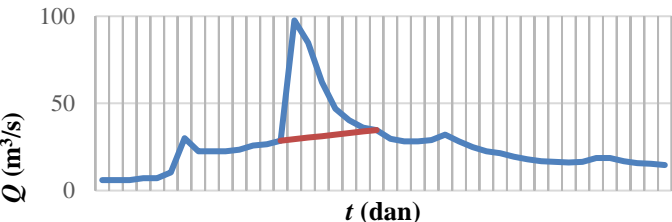
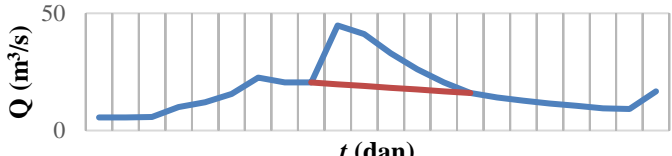
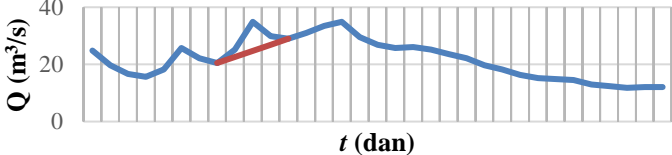
Tabela 1 sadrži talase koji ispunjavaju postavljene kriterijume. Očekivano, nekoliko talasa ispunjava više njih.

Prilikom pripreme analize talasa i proračuna osnovnih karakteristika, primenjeno je grubo odvajanje direktnog i baznog oticaja (crvena linija na hidrogramima u Tabeli 1), zato što je za metodu bilansiranog hidrograma važnije da se što bolje oceni trajanje talasa - početak i kraj direktnog oticaja u odnosu na precizno određivanje zapremina direktnog i baznog oticaja. Kod svih talasa kod kojih je opadajuća grana bila bez sekundarnih talasa, primenjena je logaritamska transformacija recesione grane hidrograma da bi se odredio kraj direktnog oticaja (npr. talasi iz 1987, 1989. i 2003. u Tabeli 1). Na osnovu utvrđenih trajanja talasa, zadata su trajanja za razmatranje u metodi bilansiranog hidrograma, tako da je ova pripremna analiza bila neophodna da bi mogao da se stekne uvid u talase.

U retkim situacijama, dešava se da se dan pojave maksimalne srednje dnevne ordinate $Q_{max}(MDF)$, ne poklapa sa danom pojave maksimalne trenutne ordinate $Q_{max}(IDF)$ u istoj hidrološkoj godini. U takvim situacijama su talasi uzimani u uži izbor samo ukoliko su deo iste poplavne epizode.

Tabela 1. Registrovani godišnji talasi velikih voda na HS Pirot koji zadovoljavaju postavljene kriterijume za izbor oblika hidrograma.

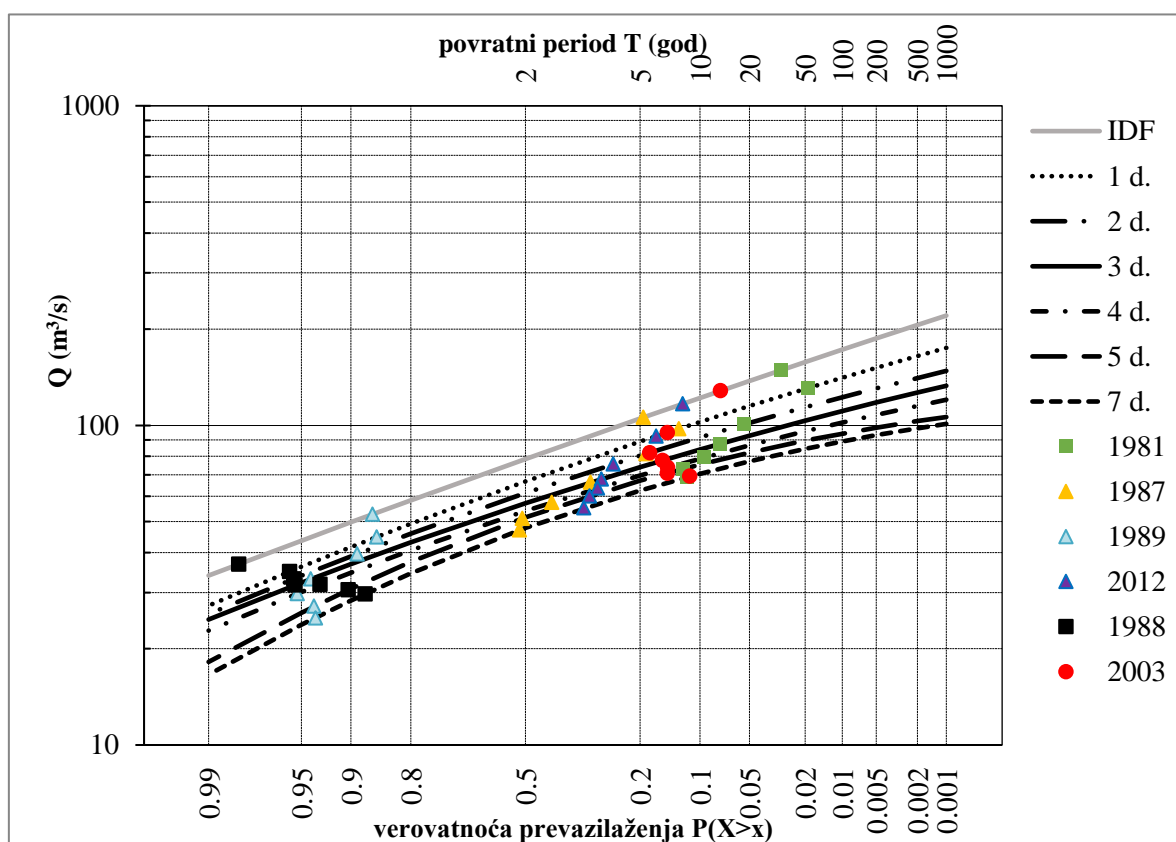
Table 1. Gauged annual flood waves at HS Pirot that satisfy criteria set for flood hydrograph shape selection.

Ispunjava kriterijum #	Datum pojave trenutne vršne ordinate - $Q_{max}(IDF)$	Osmotreni hidrogram
1, 2, 4, 10	14.03.1981.	
3, 5, 10	28.05.2012.	
6	11.01.2003.	
7, 8	01.04.1987.	
8	09.05.1989.	
9	28.03.1988.	

3 Rezultati i diskusija

3.1 Veza protoka i zapremina osmotrenih hidrograma

Provera veze protoka i zapremina talasa različitih trajanja, utvrđena je nanošenjem vrednosti kvantila protoka iz talasa koji su ušli u uži izbor (Tabela 1) na QTP krive (Slika 2). Ispravna veza bi se manifestovala porastom vrednosti protoka i smanjenjem verovatnoće prevazilaženja sa smanjenjem trajanja talasa. Sa slike 2 je očigledno da se od izabranih šest, jedan talas ponaša u skladu sa očekivanjima (2012. god.), a jedan sasvim suprotno (1988. god.), dok se kod ostalih talasa ponašanje menja sa promenom trajanja talasa. To ukazuje da su mehanizmi generisanja talasa različitih trajanja različiti i da talasi nisu iz iste epizode velikih voda.



Slika 2. Krive protok-trajanje-povratni period (QTP) i karakteristični kvantili zabeleženih poplavnih talasa.

Figure 2. Flow-duration-frequency curves and characteristic flood quantiles of gauged flood waves.

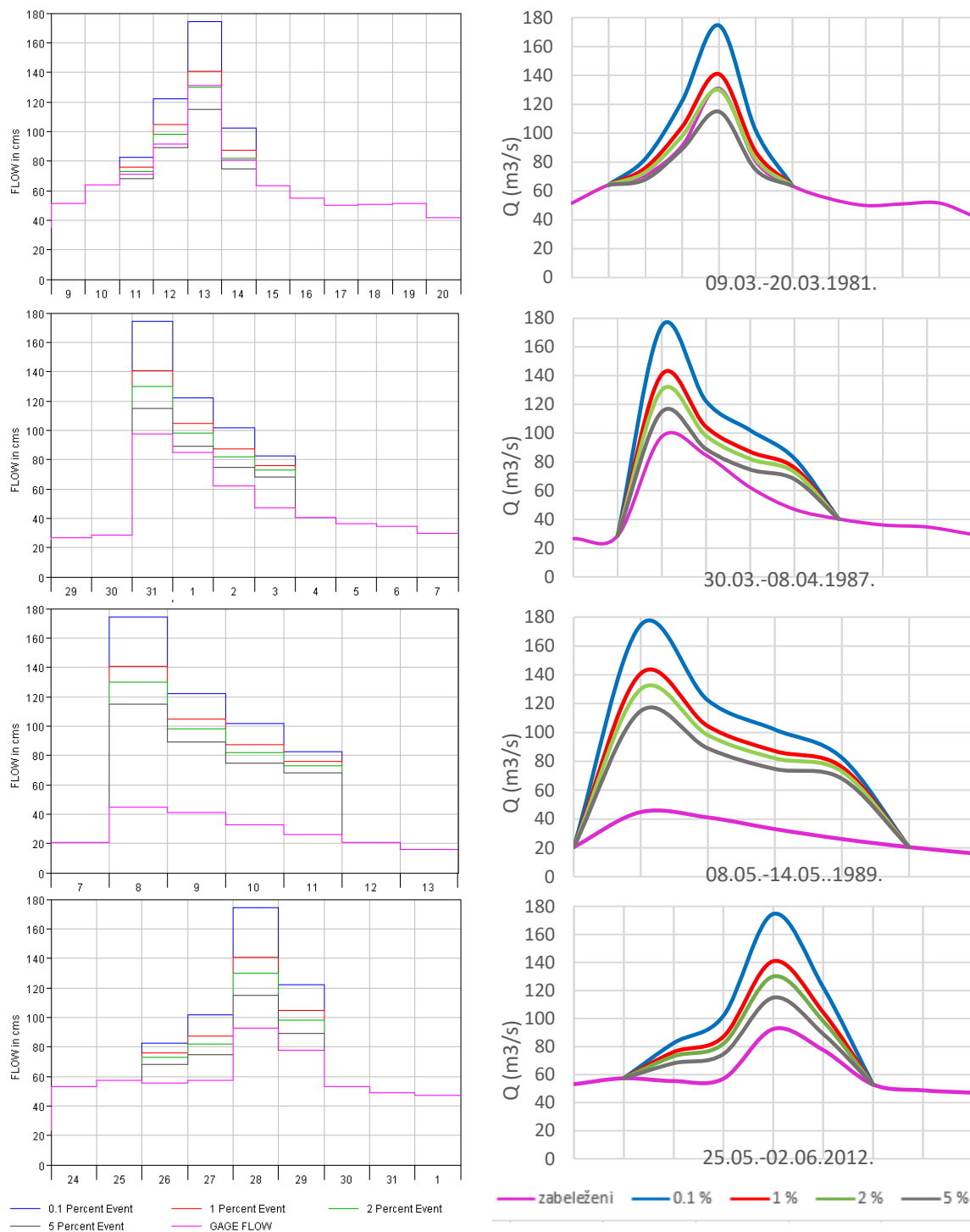
Kada je trajanje talasa u pitanju, sa Slike 2 se uočava da trajanje 7 dana svakako treba odbaciti zbog talasa iz 1981. god. a zbog talasa iz 1989. god. ne bi trebalo uzeti u obzir trajanja 5 i 7 dana. Talas iz 2003. godine pokazuje povezanost protoka i zapremina samo za kratka trajanja talasa – 1 i 2 dana, zbog toga što za veća trajanja obuhvata predtalas (Slika 1), tako da se nadalje neće uzimati u obzir.

Prema razmatranjima QTP krivih i kvantila protoka/zapremina i preliminarno odabranih talasa, bilansirane hidrograme bi trebalo uraditi za sve talase (osim za 1988. i 2003.) uz odabrana trajanja 1, 2, 3 i 4 dana.

Probom izrade bilansiranih hidrograma za trajanja duža od 4 dana, na opadajućoj i/ili rastućoj grani hidrograma, dobijen je nemoguć redosled verovatnoća prevazilaženja (npr 0.1% ispod 1 i 2 %, itd.), što pokazuje da je prikazana kontrola veze protoka i zapremina potrebna da bi se odabrao opseg trajanja talasa za bilansiranje i suzio set registrovanih talasa za izbor oblika.

3.2 Bilansirani hidrogrami

Bilansirani hidrogrami prikazani na Slici 3 levo, dobijeni su za trajanja 1-4 dana, verovatnoće prevazilaženja 0.1 %, 1 %, 2 % i 5 %, korišćenjem oblika registrovanih talasa iz sledećih godina: 1981, 1987, 1989, i 2012.

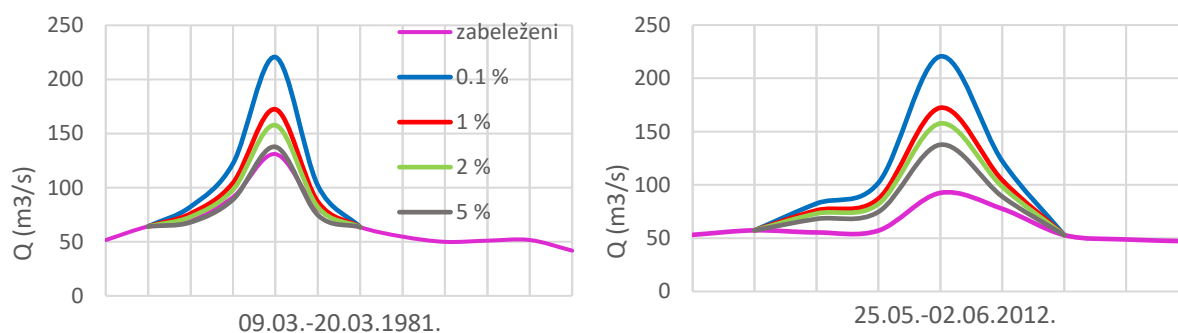


Slika 3. Sirovi bilansirani hidrogrami (levo) i izgladeni (desno).

Figure 3. Raw balanced hydrographs (left) and balanced ones (right).

Kako bilansirani hidrogram koristi odabrani oblik talasa, najbolje se može uočiti sa slike 3 levo, za epizode velikih voda iz 1987. i 1989. godine. Za vreme trajanja talasa od četiri zadata dana, sve ordinate u okviru jedne verovatnoće prevazilaženja su iste za oba talasa - bilansirani hidrogrami su isti jer se raspoređuju prema zadatom obliku, a kod oba talasa vrednosti opaženih ordinata opadaju od prvog do četvrtog dana.

Za dobijanje izgladenih hidrograma na slici 3 desno, korišćena je splajn transformacija ugrađena u *Microsoft Excel 2016*. Ovi hidrogrami mogu, ali i ne moraju biti konačni. U narednoj fazi obrade računskih hidrograma, može se intervenisati na vršnim ordinatama hidrograma. Rezultati takve intervencije su prikazani na slici 4 za oblike hidrograma iz 1981. i 2012. godine, koji nemaju izražene sekundarne talase.



Slika 4. Bilansirani hidrogram sa umetnutom trenutnom vrednošću vršne ordinate, oblik talasa iz 1981. (levo) i 2012. godine (desno).

Figure 4. Balanced hydrograph with IDF inserted at peak flow according to pattern shape from the year 1981 (left) and 2012 (right).

Strogo uzevši, intervencija na maksimalnoj ordinati hidrograma mogla bi biti urađena jedino na bilansiranom hidrogramu oblika iz 2012. godine, zbog toga što je za tu epizodu velikih voda redosled kvantila protoka/zapremina ispravan pri uspostavljanju veze za različita trajanja talasa, počevši od trenutne vrednosti protoka sve do talasa trajanja 4 dana (Slika 2). Prema tome, za opštu namenu, ovaj hidrogram bi bio usvojen za merodavni.

U praksi se predlaže da se do merodavnog hidrograma dođe isprobavanjem nekoliko varijanti bilansiranog hidrograma kroz modele (npr. hidrodinamički model tečenja, model rada akumulacije itd.) zbog kojih se radi hidrološka analiza velikih voda, a da se zatim prema rezultatima modeliranja utvrdi kritični/merodavni hidrogram (Cudworth, 1989).

4 Zaključak

Istraživanje prikazano u radu obuhvata dobijanje računskih hidrograma velikih voda u izučanim profilima, za koje se u domaćoj praksi koriste metoda oblika/tipskog hidrograma i kompozicioni postupak. Metoda bilansiranog hidrograma ima sličnosti sa obe metode, a posebno sa kompozicionim postupkom. Dobra strana metode je korišćenje oblika osmotrenog hidrograma za formiranje računskih hidrograma, što predstavlja korak manje u pripremi podataka za analizu – talasi koji se analiziraju su osmotreni talasi, tako da se na početku i kraju računskih talasa pojavljuju osmotrene vrednosti protoka. Prema tome, neizvesnost u oceni baznog protoka ili nekog drugog referentnog protoka je uklonjena.

Način na koji se može proveriti veza između protoka i zapremina talasa određenog trajanja je prikazana u radu za odabrane talase pogodne za preuzimanje oblika bilansiranog hidrograma i predstavlja dobar alat za utvrđivanje trajanja talasa za koje se kasnije bilansiraju zapremine i oblik hidrograma. Ovakvom proverom veze zapremina i trajanja hidrograma isključuje se mešanje talasa koji dolaze iz različitih populacija i moguće imaju različit mehanizam nastanka velikih voda.

Fleksibilnost metode bilansiranog hidrograma ogleda se u mogućnosti da se izabere oblik talasa koji odgovara određenoj nameni zbog koje se radi proračun hidrograma velikih voda. Primena metode bilansiranog hidrograma, međutim, ne ukida prethodnu analizu ulaznih podataka i ne može biti nekritička, jer je potrebno imati uvid u sve talase iz perioda osmatranja, da bi se što bolje odabrale epizode talasa velikih voda pogodne za korišćenje oblika, a posebno da bi se izabrala trajanja talasa kroz koje se hidrogram bilansira.

Zahvalnica

Ovaj rad je delom nastao u okviru istraživanja u projektu tehnološkog razvoja TR 37005 Ministarstva prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije.

Literatura

1. Blagojević, B., Mihailović, V., Đokić, N. (2021) Ocena kvantila velikih voda iz nepotpunih nizova osmatranja na većim slivovima u Srbiji primenom pragova percepcije. *Vodoprivreda* (52), str. 259-272.
2. Bogojević, A., Đenić, N., Blagojević, B. (2021) Statistička analiza velikih voda: Kalendarska i hidrološka godina. *Zbornik radova 19. Naučnog savetovanja Srpskog društva za hidraulička istraživanja (SDHI) i Srpskog društva za hidrologiju (SDH)*. Beograd, 18-19. oktobar 2021., Izdavač: Univerzitet u Beogradu - Građevinski fakultet Beograd (u štampi)
3. Cudworth, A.G. (1989) *Flood Hydrology Manual: A Water Resources Technical Publication*, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, CO
4. Đokić, N., Blagojević, B., Mihailović, V. (2021) Postupci za dobijanje trenutnih maksimuma na osnovu mešoviten nizova maksimalnih godišnjih protoka. *Zbornik radova 19. Naučnog savetovanja Srpskog društva za hidraulička istraživanja (SDHI) i Srpskog društva za hidrologiju (SDH)*. Beograd, 18-19. oktobar 2021., Izdavač: Univerzitet u Beogradu - Građevinski fakultet Beograd (u štampi)
5. England, J.F.Jr., Cohn, T.A., Faber, B.A., Stedinger, J.R., Thomas, W.O.Jr., Veilleux, A.G., Kiang, J.E., Mason, R.R.Jr. (2018) *Bulletin 17C Guidelines for Determining Flood Flow Frequency*. Chapter 5 of Section B, Surface Water, Book 4, Hydrologic Analysis and Interpretation
6. Interagency Committee on Water Data (ICWD) (1982) *Guidelines for determining flood flow frequency: Bulletin 17B* (revised and corrected), ICWD, Hydrol. Subcomm., Washington, D.C.
7. Jovanović, S. (1989). *Tehničar 6*. Deo II Hidrologija. Beograd: Građevinska knjiga.
8. Plavšić, J. (2019) *Inženjerska hidrologija*. Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet
9. Petković, T., Janković, D. (1986) Minimalni obim hidroloških analiza i proračuna za potrebe projektovanja hidrotehničkih i vodoprivrednih objekata. *Zbornik radova sa IX savetovanja JDHI i redovnog godišnjeg savetovanja JDH*, Split 1986, str. 59-65
10. Petković, T., Anđelić, M., Erdeljan, K. (1977) Određivanje računskog hidrograma velikih voda na profilima gde postoje podaci osmatranja, *Vodoprivreda* (48-49). Beograd.
11. Prohaska, S., Petković, T. (1989) Metode za proračun velikih voda, Deo I: Proračun velikih voda na hidrološki izučenih profilima, *Građevinski kalendar 1989*, Beograd: Društvo građevinskih inženjera i tehničara.
12. Prohaska, S., Bartoš-Divac, V., Ilić, A. (2020) *Velike vode Srbije u profilima hidroloških stanica*. Beograd: Institut za vodoprivredu "Jaroslav Černi".
13. Republički hidrometeorološki zavod Srbije (RHMZ) (-). http://www.hidmet.gov.rs/ciril/hidrologija/povrsinske_godisnjaci.php (Preuzeto 02.08.2021.)
14. U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (1975a) *Hydrologic Engineering Methods for Water Resources Development: Volume 3, Hydrologic Frequency Analysis*, Hydrologic Engineering Center, Davis, California
15. U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (1975b) *Hydrologic Engineering Methods for Water Resources Development: Volume 5, Hypothetical Floods*, Hydrologic Engineering Center, Davis, California
16. US Army Corps of Engineers (USACE) (2019) *Statistical Software Package HEC-SSP User's Manual Version 2.2*. Hydrologic Engineering Center, Davis, California.
17. Zelenhasić, E., Ruski, M. (1991) *Inženjerska hidrologija*, Naučna knjiga, Beograd

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia

Hidraulički i morfološki efekti protočnih napera

Miodrag Jovanović¹

APSTRAKT. Protočni naperi se koriste za stabilizaciju rečne obale ili za smanjenje zasipanja ulaza u lučke bazene. Sastoje se od niza razmaknutih, različito raspoređenih elemenata - najčešće cevastih šipova - između kojih struji voda. U ovom radu se, kroz ilustrativni primer, prikazuje empirijski pristup u analizi uticaja protočnog napera na strujno polje i lokalnu deformaciju rečnog dna. Zatim se prikazuju mogućnosti numeričkog 2D i 3D modeliranja razmatranog fenomena. Na osnovu dobijenih rezultata, formulisani su zaključci koji mogu korisno poslužiti projektantima da sagledaju šta se može očekivati od empirijskih, a šta od numeričkih modela i da procene kada u praksi ima smisla primeniti prvi, a kada, drugi pristup.

Ključne reči: protočni naperi, lokalna deformacija rečnog korita, numerički 2D i 3D modeli

Hydraulic and morphologic effects of pile groynes

ABSTRACT. Pile groynes are used to stabilize river banks or to reduce siltation at the harbor entrances. Various configurations of pile groynes are possible, as long as water flows freely between piles. In this paper, through an illustrative example, an empirical approach is presented for evaluation of the pile groynes impact on the flow field and the local deformation of the river bed. Then possibilities of the numerical 2D and 3D modeling of the same phenomenon are presented. The obtained results are used for formulating conclusions which can be useful to designing engineers to assess what can be expected from the empirical the numerical approaches, and to estimate when it is reasonable to use the first, and when, the second approach.

Key words: pile groynes, local river bed deformation, numerical 2D and 3D models

¹Dr Miodrag Jovanović, Građevinski fakultet Beograd, redovni profesor u penziji, mjovanov@grf.bg.ac.rs

1 Uvod

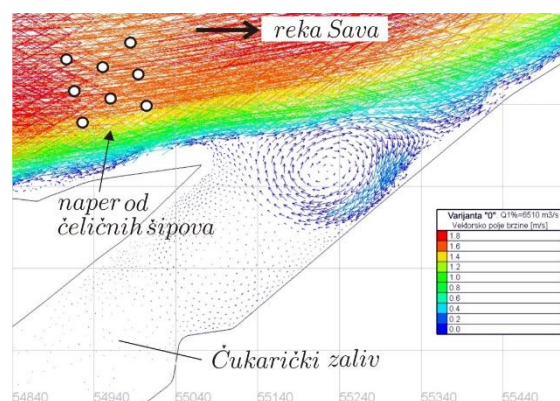
Poznato je da su naperi regulacione građevine za sužavanje proticajnog profila na pravolinijskim deonicama i u rečnim krivinama, sa ciljem stabilizacije postojeće obale, ili formiranja nove obale u vidu zasutih međunaperskih polja. *Protočni naperi* su specifični po tome što se sastoje od niza razmaknutih konstruktivnih elemenata (najčešće cevastih šipova) između kojih slobodno struji voda (Slika 1).



Slika 1. Tipičan usamljeni protočni naper od cevastih šipova [10].

Figure 1. A typical single pile groyne [10].

Za razliku od konvencionalnih napera, protočni naperi ne stvaraju karakterističnu recirkulacionu zonu neposredno nizvodno od napera, koja izaziva taloženje nanosa. To čini protočne napere regulacionim građevinama za *smanjenje koncentrisanog istaložavanja nanosa*, što je, na primer, poželjno kod ulaza u lučke bazene. Ustanovljeno je da primenom protočnih napera, stepen zasipanja bezena se može drastično smanjiti [9], što značajno redukuje učestalost i troškove bagerovanja. Kod nas je razmatrana mogućnost primene protočnih napera na reci Savi, neposredno uzvodno od ulaza u Čukarički zaliv (Slika 2).



Slika 2. Numerička simulacija recirkulacionog strujanja na ulazu u Čukarički zaliv na reci Savi [6] i jedna od razmatranih konfiguracija protočnih napera za smanjenje uvlačenja nanosa u zaliv.

Fig. 2. Numerical simulation of recirculating flow at the entrance of the Čukarički Bay on the Sava river [6], and one considered configuration of pile groynes for reducing silting of the bay.

Cilj ovog rada je da se ispita mogućnost predviđanja efekata protočnih napera, da bi ovaj tip napera našao širu primenu u praksi. Za analizu efekata napera, projektantima su na raspolaganju: (i) empirijski izrazi, (ii) numerički modeli i (iii) fizički modeli. U ovom radu se razmatra isključivo računski pristup (i) i (ii). Izabran je jedan od empirijskih modela i na konkretnom primeru je

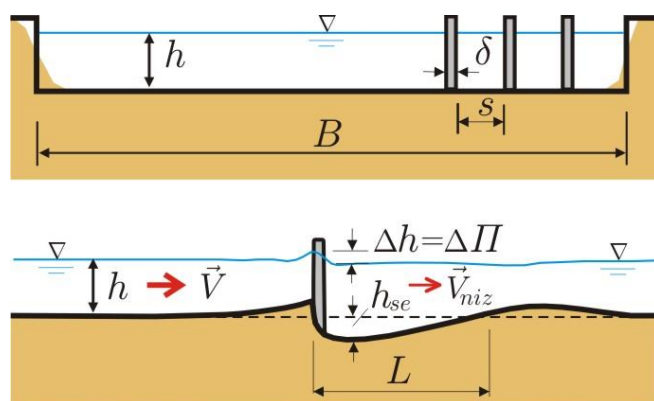
analizirano kako na strujno polje i rečno dno utiču usamljeni protočni naper od cevastih šipova i sistem takvih napera. Zatim je na istom primeru ilustrovana primena ravanskog (2D) modela. Na osnovu rezultata došlo se do zaključaka koji mogu poslužiti kao smernice projektantima u praksi.

2 Primena empirijskih modela

Empirijski modeli protočnih napera prisutni su uglavnom u ruskoj literaturi [2,8]. Ovi modeli posebno tretiraju usamljeni protočni naper i sistem protočnih napera.

2.1 Usamljeni protočni naper

Na Slici 3 je prikazano je rečno korito shematizovanog pravougaonog poprečnog preseka, sa protočnim naperom od cevastih šipova.



Slika 3. Protočni naper; gore: poprečni presek, dole: uzdužni profil.

Figure 3. Pile groyne; above: cross-section, below: longitudinal profile.

Pre izgradnje napera, površina dela poprečnog preseka koji zauzima konstrukcija napera je: $A_1 = n_1(\delta + s)h \cdot \sin \phi$. Posle izgradnje napera, deo te površine više nije hidraulički aktivan – protočan, a površina tog neprotočnog dela je: $A_2 = n_1 \cdot \delta \cdot h \cdot \sin \phi$, gde je: δ – prečnik cevi, s – razmak cevi, n_1 – broj cevastih elemenata u jednom naperu, ϕ – inklinacioni ugao napera u odnosu na rečni tok (Slika 4). (Kod upravnih napera je $\phi = 90^\circ$, $\sin \phi = 1$.)

Stepen opstrukcije (zagušenja) koje naper izaziva u poprečnom preseku je:

$$p = \frac{A_2}{A_1} = \frac{n_1 \cdot \delta \cdot h \cdot \sin \phi}{n_1(\delta + s)h \sin \phi} = \frac{\delta}{\delta + s}. \quad (1)$$

Iz ovog izraza se jasno vidi da, za usvojeni tip cevastih elemenata, manji razmak (s) daje veće zagušenje. Za $\delta = s$, $p = 0,5$, a ako je $p \geq 0,67$, naper se može tretirati kao neprotočan. Preporuka je da stepen zagušenja bude ograničen: $p = 0,2 \div 0,25$ [2].

Pad pijezometarske linije na mestu napera (Slika 3) utvrđen je empirijski [2, 8]:

$$\Delta h = k_h \cdot p^{3/2} \cdot \frac{V^2}{2g}, \quad \text{ili} \quad k_h \left(\frac{L_n}{B}\right) p^{1/2} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2)$$

pri čemu je: V – srednja profilska brzina u uzvodnom, neporemećenom profilu, L_n – dužina napera, a k_h – parametar oblika elementa napera i vrste tla. Za cilindrične šipove u koherentnom tlu je: $k_h = 10 - 12$, a u lako pokretnom, peščanom tlu ($d_{50} = 0,14$ mm): $k_h = 4 - 5$ [2].

Uticaj protočnog napera na brzinu toka je definisan izrazom:

$$V_{niz} = V(1 - p) \quad (3)$$

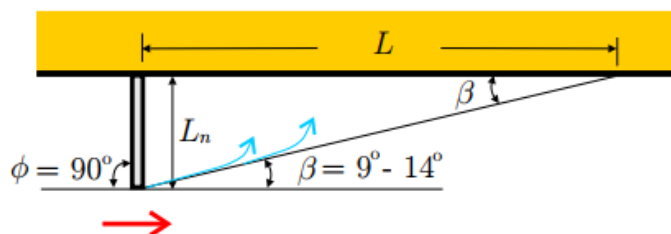
u kome faktor $1 - p \leq 1$ pokazuje koliko je nizvodna brzina V_{niz} manja od uzvodne brzine V .

Uticaj protočnog napera na deformaciju korita empirijski je definisan preko najveće erozione dubine [2]:

$$h_{se} = k_e \cdot p^{3/2} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (4)$$

gde je k_e – parametar lokalne erozije; kod cevastih šipova u peščanom koritu ($d_{50} = 0,14$ mm) je $k_e \leq 50$. Kombinovanjem parametara iz (2) i (4) sledi: $h_{se} = k_e / k_h \Delta h = k \cdot \Delta h$. Prema nekim ispitivanjima je: $k = 1,75 / d_{50}$ (d_{50} u mm) [8]. Dužina lokalne deformacije rečnog dna L koju izaziva protočan naper zavisi od njegove dužine L_n i ugla skretanja strujnica β (Slika 4). Za upravne napere ($\phi = 90^\circ$) važi formula:

$$L = 6 \cdot L_n \cdot p \cdot \cos \beta. \quad (5)$$



Slika 4. Ugao skretanja strujnica kod upravnog napera.

Figure 4. Streamline deflection angle for single perpendicular groyne.

2.2 Sistem protočnih napera

Broj napera u sistemu, njihova dužina i inklinacioni ugao, određuju se prema konkretnoj regulacionoj liniji i shodno lokalnim uslovima. Razmak napera zavisi od dužine lokalne deformacije rečnog dna: $S \leq L$. Svaki naper u sistemu ($i = 1, 2, \dots, N$) daje svoj „doprinos” u smanjenju nizvodne brzine:

$$\begin{aligned} i = 1 \quad V_{niz,1} &= V(1 - p) \\ i = 2 \quad V_{niz,2} &= V(1 - p)^2 \\ i = 3 \quad V_{niz,3} &= V(1 - p)^3 \\ \vdots \quad \quad \quad &= \quad \quad \quad \end{aligned}$$

tako da je u opštem slučaju:

$$V_{niz,i} = V(1-p)^i \quad (i=1,2,\dots,N). \quad (6)$$

Kada bi svi naperi u sistemu bili isti ($p = \text{const}, 0,2 - 0,25$) i dovoljno razmaknuti da se mogu smatrati skupom usamljenih napera, ukupni pad pritiska na deonici sa naperima bio bi prema (2):

$$\sum_{i=1}^N \Delta h_i = k_h \cdot p^{3/2} \sum_{i=1}^N \frac{V_{niz,i}^2}{2g}. \quad (7)$$

Pretpostavka proste aditivnosti uticaja može se prihvatiti samo kao uprošćenje stvarnosti. U praksi je poželjno da parcijalni pad pritiska (Δh) bude ujednačen od napera do napera, kako bi bila ujednačena i lokalna erozija u sistemu napera. U tom cilju se predlažu naperi promenljive dužine, tako da njihova dužina raste u nizvodnom smeru [2, 8]:

$$L_{n,i} = L_{n,i-1} \left[1 + \frac{V_c \cdot p}{V_{i-1}(1-p)} \right] \quad (i=2,4,\dots,N), \quad (8)$$

gde je: V_c – kritična brzina pokretanja materijala na dnu rečnog korita. Međutim, projektovanje sistema napera shodno izrazu (8) ne garantuje da će se i postići željeni efekti. Hidraulička i psamološka složenost iziskuju da se projektno rešenje proveri pomoću fizičkog i/ili matematičkog modela.

2.3 Primer primene empirijskog postupka

Razmatrano je rečno korito pravougaonog poprečnog preseka širine $B = 80$ m, uzdužnog nagiba dna $I_d = 1\text{‰}$ i rapavosti $n = 0,020 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$. Dno je od peščanog materijala krupnoće $d_{50} = 0,14$ mm, sa kritičnom brzinom pokretanja zrna: $V_c = 0,4$ m/s. Pod pretpostavkom jednolikog tečenja, hidraulički uslovi pre postavljanja napera su; $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$, $h = 1,71$ m, $V = 2,2$ m/s. Proceniti efekte protočnog upravnog napera sačinjenog od 4 čelične cevi prečnika $\delta = 1$ m, na razmaku $s = 4$ m. Zatim, pri istom protoku razmotriti uticaj sistema od $N = 3$ ovakva napera ($\phi = 90^\circ$).

Rešenje. Dužina napera: $L_n = 4(\delta + s) = 20$ m. Sledi: $L_n / B = 0,2$; $p = \delta / (\delta + s) = 0,20$.

a) Usamljeni naper: $\Delta h = 0,09$ m; $h_{se} = 0,84$ m; $V_{niz} = 1,76$ m/s; $L = 24$ m.

b) Sistem napera. Usvojeno: odstojanje između napera $S = 20$ m ($< L = 24$ m) i $p = \text{const} = 0,2$.

Rezultati proračuna su dati u Tabeli 1. Ukupni pad nivoa u sistemu napera iznosi: $\sum \Delta h = 0,17$ m.

Tabela 1. Rezultati proračuna za sistem napera.

Table 1. Computational results for the system of pile groynes.

$Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$	$i = 1$	$i = 2$	$i = 3$
ζh (m)	0,09	0,06	0,02
V_{niz} (m/s)	1,76	1,41	1,13

Ako se koristi preporuka o promenljivoj dužini napera (8), za usvojenu dužinu prvog (uzvodnog) napera $L_n = 20$ m i konstantnu vrednost $p = 0,2$, dužine ostalih napera iznose: 21,42 m ($i=2$) i 23,32 m ($i=3$). Može zaključiti da dužine napera neznatno rastu u nizvodnom smeru.

3 Primena 2D i 3D numeričkih modela

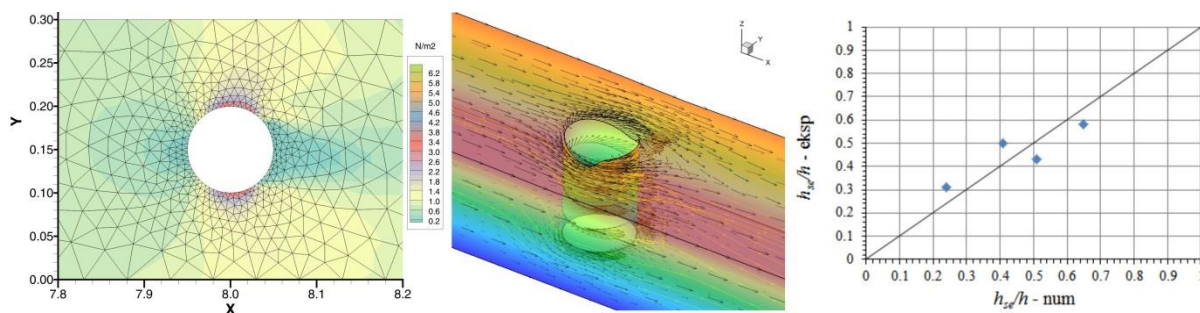
Savremeni softver omogućava da se rezultati dobiju numeričkim simulacijama. Evidentno je da se tako dobija neuporedivo više informacija nego kada se primeni jednostavni empirijski pristup. U ovom radu je za numeričke simulacije korišćen poznati softverski sistem Telemac2D i Telemac3D [3].

3.1 Kalibracija numeričkog modela

Za kalibraciju modela je razmatran slučaj usamljenog cilindričnog stuba pri ustaljenom strujanju. Opstrujavanje cilindričnih stubova i lokalna erozija oko njih je veoma eksperimentalno i računski istražena tema [1, 3, 4, 6]. Desetine radova, koji se uglavnom bave erozijom u „čistoj vodi“ (sa brzinama toka do kritične brzine za masovno pokretanja zrna), predlažu empirijske izraze koji se mogu svrstati u četiri kategorije, prema broju promenljivih koje u njima figurišu: (1) samo oblik i veličina stuba; (2) stub+dubina toka; (3) stub+dubina+brzina toka; (4) stub+dubina+brzina+krupnoća zrna.

Ovde su korišćeni rezultati eksperimenata objavljeni u radu [1]. Eksperimenti su obavljani u kanalu dužine 17,5 m, širine 0,3 m, u opsegu protoka 8,5 – 10,5 L/s i dubina 0,10 – 0,16 m. Ispitivani su usamljeni i upareni cilindrični stubovi prenika 3 – 7 cm, postavljeni u pokretnom peščanom dnu, srednje krupnoće zrna 0,9 mm. Obavljena je kalibracija 2D i 3D modela. Na Slici 5 prikazani su rezultati numeričke simulacije eksperimenta sa stubom prečnika 5 cm, pri protoku od 10,5 L/s, kao i kalibracioni dijagram koji pokazuje relativno dobro slaganje rezultata proračuna i merenja.

U proračunima je korišćena vrednost rapavosti $n = 0,025 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$. Primenjeni su $k-\varepsilon$ model turbulencije i obrazac van Rijna [5] za pokretanje i pronos nanosa na dnu.

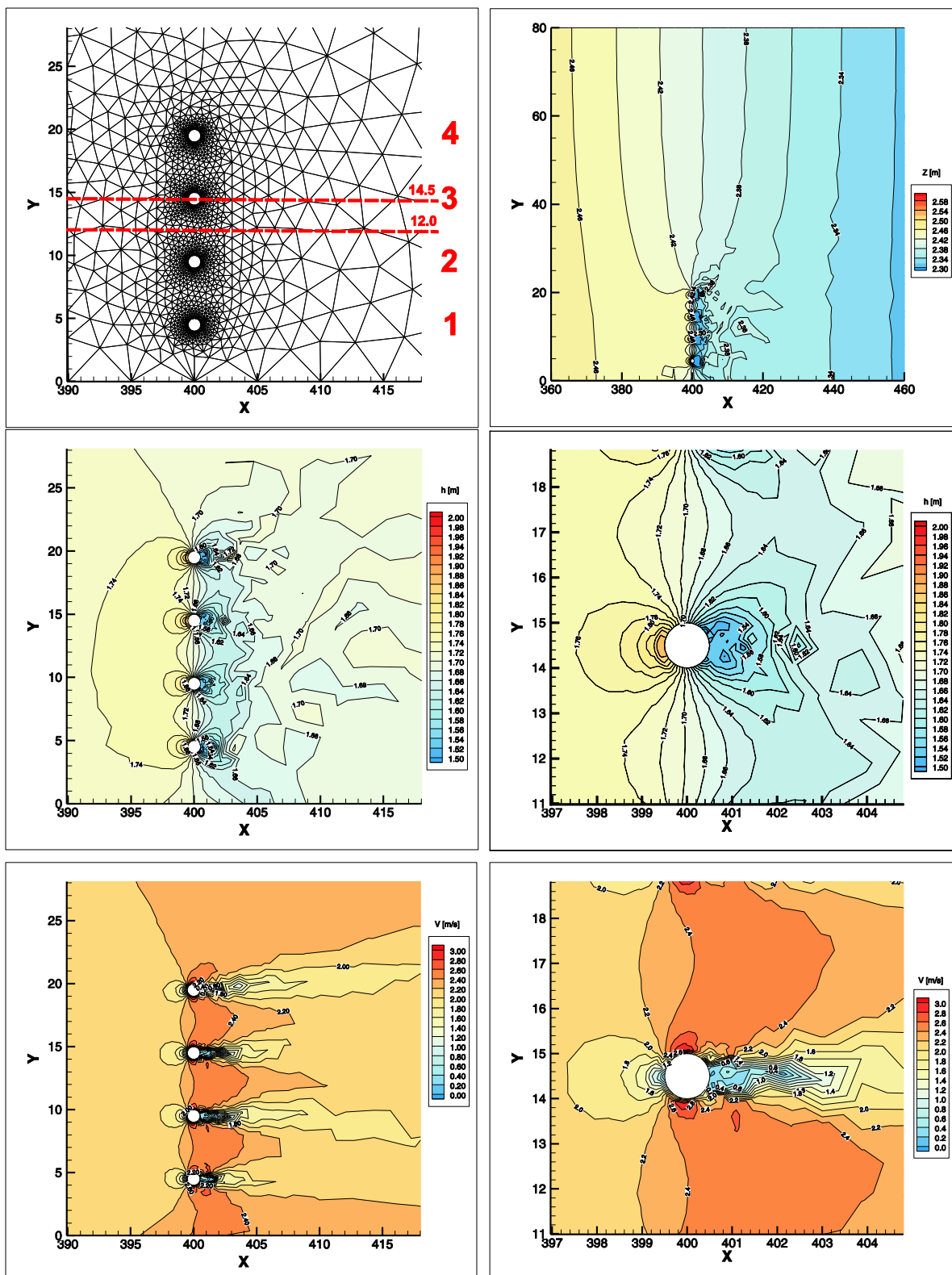


Slika 5. Strujanje oko usamljenog cilindričnog stuba; sleva udesno: računska mreža i raspored tangencijalnog napona na dnu; vektori brzine i strujnice po dubini toka; kalibracija modela poređenjem sračunate i izmerene najveće eroziona dubine h_{se} i dubine toka h [1].

Figure 5. Flow around a single circular pier; left to right: computational mesh and distribution of bed shear stress; velocity vectors and streamlines over flow depth; model calibration by comparison of the calculated and measured the maximum scour depth h_{se} and flow depth h [1].

3.2 Primer primene numeričkog modela

Korišćen je isti primer usamljenog napera kao kod empirijskog postupka. Namera je bila da se demonstriraju prednosti numeričkog modeliranja u odnosu na empirijski pristup, dok poređenje samih rezultata koje daju ova dva pristupa nije bilo primarno. Naime, veoma dobro slaganje rezultata se i ne može očekivati, jer se rezultati 2D (ili 3D) modela mogu dovesti u vezu samo sa *lokalno* izmerenim veličinama u laboratorijskom eksperimentu, dok je njihovo dovođenje u vezu sa *globalnim* veličinama empirijskih formula (kao što su srednja profilska brzina, najveća eroziona dubina, eroziona dužina i dr.) unapred neizvesno.



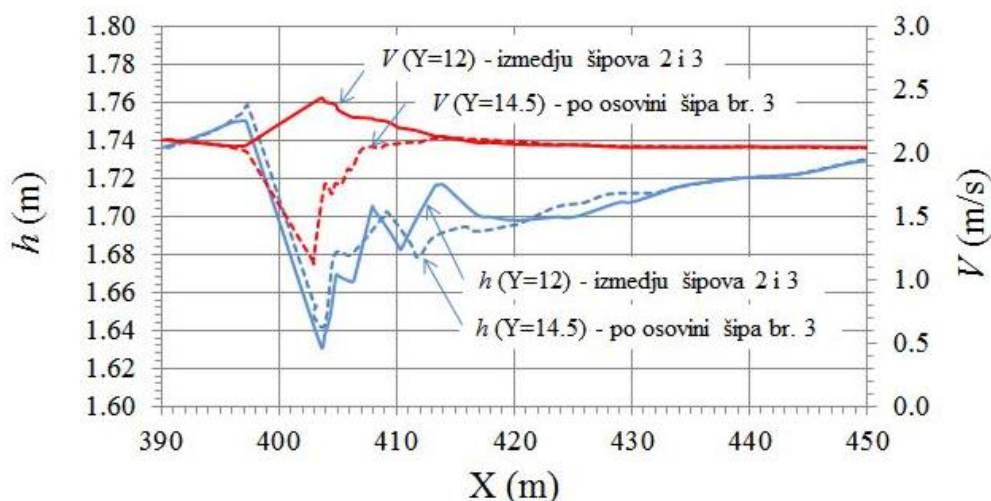
Slika 6. Odozgo na dole: računsa mreža sa numeracijom cevi, položajem uzdužnih profila i poremećaj linije nivoa; raspored dubine u zoni napera i oko šipa br. 3 ($Y=14,5$ m) pri protoku $300 \text{ m}^3/\text{s}$; raspored brzine pri istom protoku.

Figure 6. From top to bottom: computational mesh with pile numeration, location of longitudinal profiles, and water surface disturbance; water depth distribution around the groyne and the pile no. 3 ($Y=14,5$ m) at the flow rate of $300 \text{ m}^3/\text{s}$; velocity distribution at the same flow rate.

Na Slici 6 prikazan je detalj računске mreže sa položajem uzdužnih profila u kojima se prikazuju rezultati proračuna. Na istoj slici je posebno dat i raspored kota nivoa po celoj širini korita. Iz ovog dijagrama se vidi da je poremećaj nivoa izazvan prisustvom napera ograničen i da u nizvodnom smeru iznosi oko 20 m, što je generalno u saglasnosti sa empirijskim modelom. Denivelacija u zoni napera iznosi $2,46 - 2,36 = 0,10$ m, što je takođe u saglasnosti sa empirijskim modelom.

Na Slici 6 su prikazani i dijagrami rasporeda dubine i brzine oko napera i oko šipa br. 3 ($Y=14,5$ m) pri protoku $300 \text{ m}^3/\text{s}$. Primećuje se da raspored dubine oko šipova nije svuda isti, a u zavisnosti na kom mestu se posmatra, denivelacija varira od 0,04 m do 0,24 m. Dijagrami sa rasporedom brzine ukazuju na izdužene zone intenzivnog strujanja između šipova i na trakaste zone („perjanice“) usporenog toka u zaleđu šipova. Neposredno uzvodno od šipova se uočavaju polukružne zone usporenog toka, sa nultom brzinom u zaustavnim tačkama duž uzvodnih izvodnica šipova.

Kvantifikovanje poremećaja dubine i brzine toka prikazano je pomoću karakterističnih uzdužnih profila na Slici 7. Evidentno je lokalno povećanje dubine izvodno, a smanjenje nizvodno od napera. Najveća denivelacija po osovini šipa br. 3 iznosi 0,12 m, a najveće smanjenje brzine, 0,8 m/s. Empirijski model daje predviđanje samo *uprošćenog* smanjenja brzine od 0,44 m/s, koje se teško može uporediti sa rezultatima numeričkih simulacija. Najveće povećanje brzine između šipova iznosi oko 0,5 m/s.

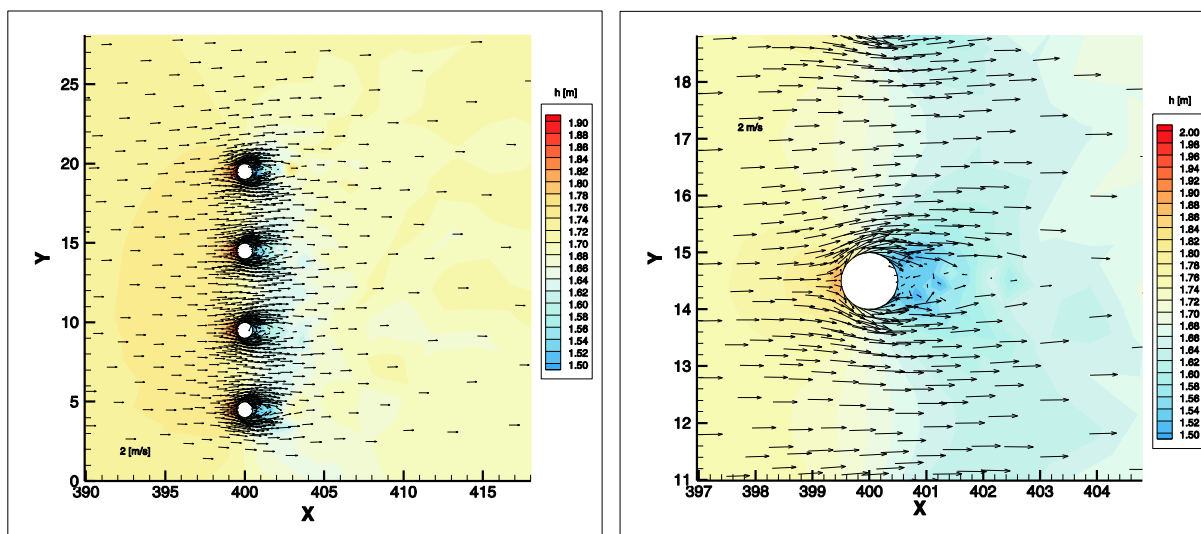


Slika 7. Uzdužni profili dubine i brzine po osovini šipa 3 i između šipova 2 i 3.

Figure 7. Longitudinal profiles of depth and velocity at the axis of pile 3 and between piles 2 and 3.

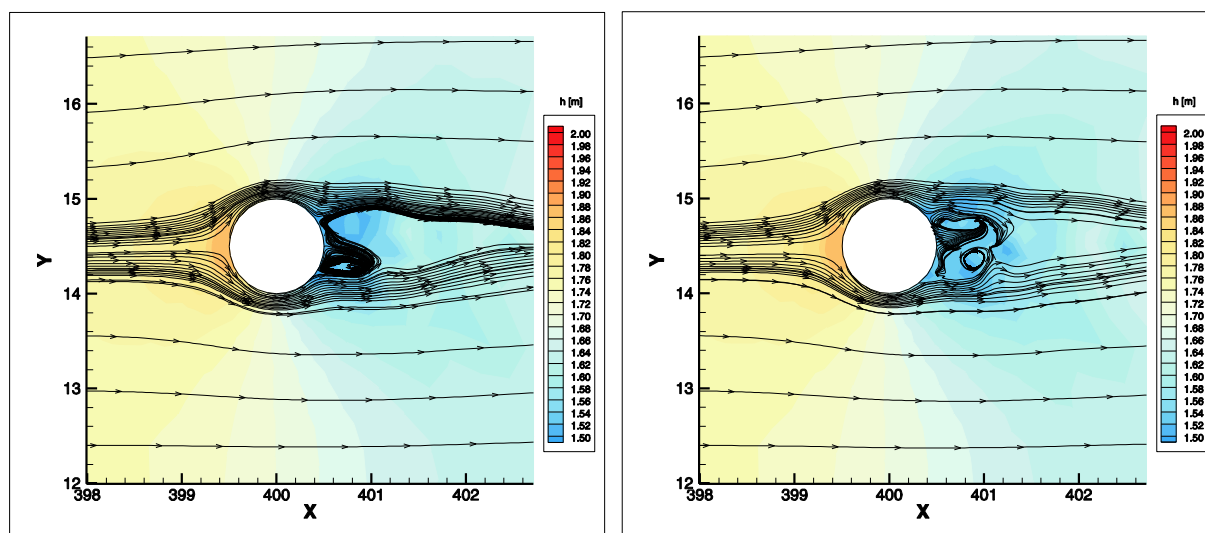
Slika 8 prikazuje vektorsko polje brzine oko napera i oko razmatranog šipa. Kao na prethodnim dijagramima, jasno se uočavaju oblasti intenzivnog strujanja između šipova i mrtve zone u njihovom neposrednom zaleđu.

Interesantna je vrtložna struktura iza izabranog šipa, prikazana na Slici 9. Primećuje se da oblik vrtloga u dva vremenska preseka nije isti. Radi se o primeru koji još jednom podstiče pitanje stohastičkog karaktera rezultata rešavanja osnovnih determinističkih (Navier Stokesovih) jednačina. Naime, pitanje je šta uzrokuje slučajni oblik računskih vrtloga koji proizilaze iz jednačina koje u sebi ne sadrže slučajnu komponentu? Odgovor se krije u osnovama numeričkog rešavanja jednačina, inherentno povezanog sa „greškom zaokruživanja“. Ova geška se javlja u svakom računskom koraku i propagirajući se tokom proračuna predstavlja svojevrsno „seme“ (engl. *seed*) za generisanje slučajnih brojeva. Tako, paradoksalno, numeričko, *približno* rešenje podražava stvarnost bolje od tačnog rešenja (kada bi ovo, za dati sistem jednačina, uopšte postojalo).



Slika 8. Vektorsko polje brzine u zoni napera i oko šipa br. 3 ($Y=14,5$ m) pri protoku od $300 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figure 8. Vector velocity field around the groyne and around the pile no. 3 ($Y=14,5$ m) at the flow rate of $300 \text{ m}^3/\text{s}$.

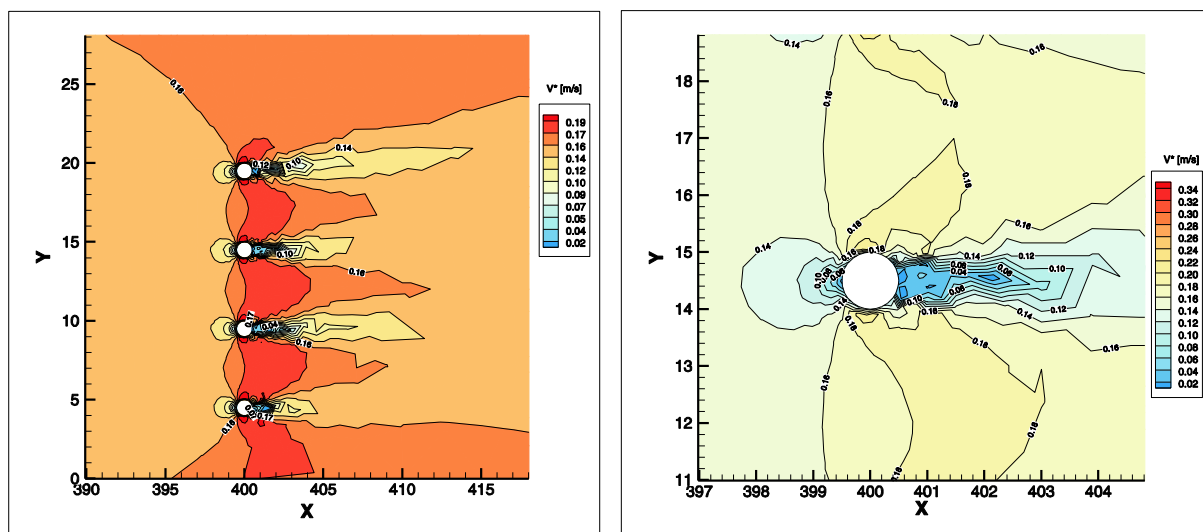


Slika 9. Vrtljna zona iza šipa br. 3 ($Y=14,5$ m).

Figure 9. Vorticity zone behind the pile no. 3 ($Y=14,5$ m).

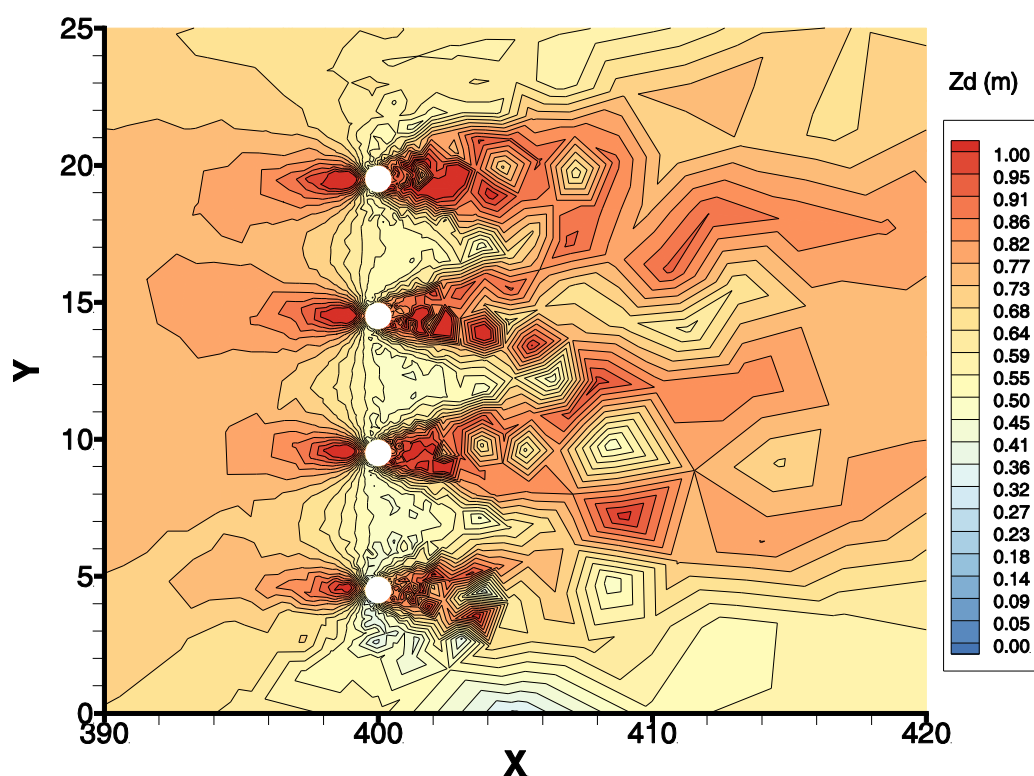
Morfološki efekti protočnih napera ogledaju se u lokalnoj deformaciji korita. Rezultat pristustva protočnog napera je specifična konfiguracija rečnog dna u obliku naizmeničnih izduženih „perjanica“ erozijom odnetog materijala između stubova i nagomilanog zasutog materijala u zaleđu šipova. Na ovakav karakter deformacije rečnog korita jasno ukazuju dijagrami na Slikama 10 i 11. Prva slika daje raspored smičuće brzine (tangencijalnog napona na dnu), a druga slika, batimetriju rečnog dna.

Konfiguracija rečnog dna u zoni napera zavisi od brojnih faktora: brzine toka (protoka), relativne dužine napera (u odnosu na širinu korita), oblika, širine i rasporeda elemenata koji čine protočni naper, kao i vrste i granulometrijskog sastava nanosa na dnu. U tom smislu, prikazani raspored smičuće brzine može se razmatrati samo u kontekstu zadatog protoka ($Q=300 \text{ m}^3/\text{s}$), srednjeg prečnika zrna $d_{50} = 0,14 \text{ mm}$ i uslova za njegovo pokretanje, definisanog obrascima Van Rijna [5] “ugrađenim” u korišćenom softveru.



Slika 10. Strujanje oko usamljenog protočnog napera pri protoku od $300 \text{ m}^3/\text{s}$: raspored brzine smicanja (tangencijalnog napona na dnu) u zoni napera i oko šipa br. 3 ($Y=14,5 \text{ m}$).

Figure 10. Flow field around a single pile groyne at the flow rate of $300 \text{ m}^3/\text{s}$; distribution of the shear velocity (the bottom shear stress) around the groyne and around the pile no. 3 ($Y=14,5 \text{ m}$).

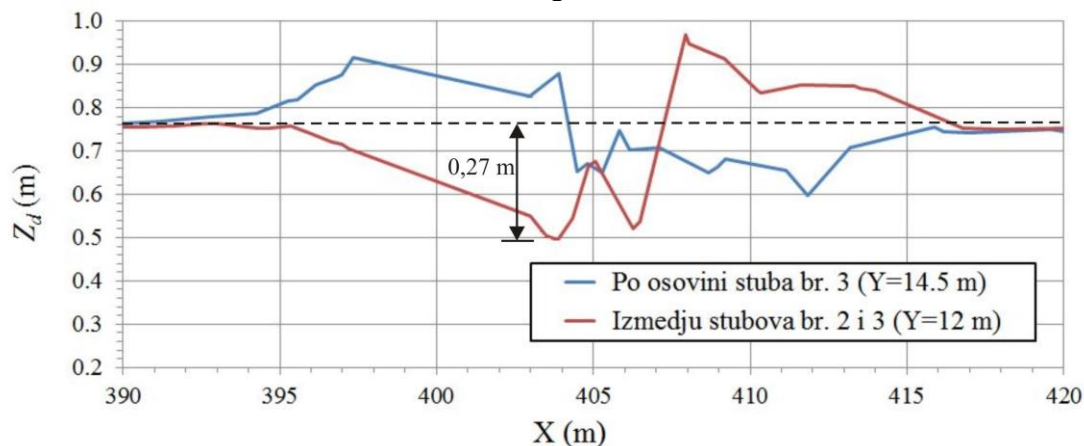


Slika 11. Konfiguracija rečnog dna u zoni usamljenog protočnog napera pri protoku od $300 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figure 11. River bed configuration in the zone of the single pile groyne at the flow rate of $300 \text{ m}^3/\text{s}$.

Deformacija korita u zoni protočnog napera prikazana je na Slici 11. Uočljivo je da ona nije ista kod svih šipova. Sniženje kota dna je izraženo na sredini napera, između šipova 2 i 3, kao i duž obale. Nagomilavanje nanosa (izdizanje kota dna) je prisutno ispred šipova, kao i u njihovom zaleđu, a najviše je izraženo kod poslednjeg šipa u nizu (br. 4), najudaljenijeg od obale.

Kvantifikacija deformacije rečnog dna prikazana je pomoću uzdužnih profila na Slici 12. Najveće produbljenje korita iznosi $0,27 \approx 0,3$ m, što je značajno manje od onog koje daje empirijski obrazac ($0,84$ m). Zbog brojnih neizvesnosti, bolje slaganje se ne može očekivati bez probanja sa raznim vrednostima parametara računskog 2D modela (što ovde nije bio cilj). Generalno, ako ne postoji mogućnost kalibracije, morfološki efekti protočnog naperera se mogu predviđati pomoću numeričkih 2D i 3D modela više u kvalitativnom nego u kvantitativnom smislu.



Slika 12. Uzdužni profili rečnog dna po osovini stuba (šipa) br. 3 i između stubova 2 i 3.

Figure 12. Longitudinal section of the river bed along the axis of the pile no. 3, and between piles 2 and 3.

4 Zaključci

1. Hidrauličko-morfološki efekti protočnih napera mogu se ispitati pomoću jednostavnih empirijskih modela i pomoću složenih 2D i 3D numeričkih modela.
2. Empirijski model daje globalne pokazatelje: osrednjenu denivelaciju, nizvodnu brzinu i najveću erozionu dubinu. Numerički model daje detaljnu strujnu sliku: rasporede lokalnih vrenosti nivoa, dubina, brzina, tangencijalnih napona i drugih veličina.
3. Hidraulički efekti protočnih napera se mogu relativno pouzdano predvideti, bilo pomoću empirijskog pristupa, bilo pomoću numeričkog modela (svaki na svom nivou detaljnosti). Globalni pokazatelji koje daju oba pristupa su u saglasnosti.
4. Za razliku od hidrauličkih efekata, morfološki efekti protočnih napera se ne mogu sa sigurnošću predvideti. Empirijski model je ograničen hipotezom erozije „u čistoj vodi“, jednom krupnoćom nanosa i samo jednim podatkom o erozionoj dubini. Numerički model sadrži neizvesnost jednačine za pronos nanosa i ne može dati pouzdane rezultate bez kalibracije. Iz ovih razloga, vrednosti najveće erozione dubine, sračunate pomoću empirijskog i numeričkog modela, teško se mogu usaglasiti.
5. Kvalitativni rezultati koje (bez kalibracije) daju numerički višedimenzioni modeli mogu korisno poslužiti projektantima da sagledaju potencijalnu konfiguraciju rečnog dna u blizini protočnih napera. U tom pogledu ovi modeli imaju prednost u odnosu na jednostavne empirijske metode, koje su opravdane samo u preliminarnim analizama, kada treba brzo doći do rezultata.

Literatura

1. Abouzeid, G., Muhamed H., Ali, Sh. (2006) 3-D Numerical Simulation of Flow and Clear Water Scour by Interaction Between Bridge Piers, *Tenth International Water Technology Conference IWTC10 2006*, Alexnadria, Egypt.
2. Gjurović, M. (1967) *Regulacija reka*, Tehnička knjiga, Zagreb.
3. Hervouet, J-M. (2007) *Hydrodynamics of Free Surface Flows -- modelling with the finite element method*, Wiley, Chichester, England.
4. Jain, S., Fischer, E.. (1980) Scour Around Circular Bridge Piers at High Froude Numbers, FHWA Buletin RD-79-104.
5. Jovanović, M. (2008) *Regulacija reka – rečna hidraulika i morfologija*, Građevinski fakultet, Beograd.
6. Jovanović, M., Kapor, R., Prodanović, D., Zindović, B., Rosić, N. (2011) Studija hidrotehničkog uređenja ulaza u Čukarički zaliv u uslovima nastalim izgradnjom novog mosta na reci Savi, Građevinski fakultet, Beograd.
7. Olsen, N.R.B., Kjellesvig (1998) Three-dimensional numerical flow modeling for estimation of maximum local scour depth, *J. of Hydraulic Research*, IAHR, 36, pp 207-227.
8. Przedwojski, B., Blazejewski, R., Pilarczyk, K.W. (1995) *River Training Techniques - Fundamentals, Design and Applications*, Balkema, Rotterdam.
9. Van Schijndel, S., Kranenburg, C. (1998) Reducing the siltation of a river harbour, *Journal of Hydrulic Research*, Vol. 36, No. 5, pp 803-814.
10. <http://envirohistorynz.com/2012/05/>

Оптимално управљање водопривредним системима у периоду наиласка поплавних таласа – Примјер система на Требишњици и Врбасу у Републици Српској

Милица Трифковић¹
Тамара Судар²
Тина Дашић³
Милош Станић⁴

АПСТРАКТ: Осавремењавање управљања постојећих и развој нових интегралних водопривредних система би требало да буде један од основних покретача одрживог развоја Републике Српске. Окосницу привредног развоја чине водни потенцијали ријека Требишњице и Врбаса. Иако се ради о различитим сливовима, на којима су реализовани објекти различитих карактеристика, могуће је дефинисање заједничког циља, а то је повећање ефективности рада и побољшање активне улоге изграђених система на умањењу ризика од поплава у периодима наиласка великих вода. Како се ради о стратешким хидроенергетским објектима, потребно је помирити интересе између два кључна корисника - хидроенергетике са једне и активне одбране од поплава са друге стране. Уважавајући неуправљивост водним режимима на притокама низводно од изграђених објеката Требишњице и Врбаса, активно управљање вишенамјенским акумулацијама све више добија на значају. Користећи расположиве подлоге и податке о наведеним системима, математичким моделима су оптимизоване активне улоге вишенамјенских акумулација, укључујући могуће неутралисање посљедица суперпозиције поплавних таласа из акумулација и низводних притока у циљу заштите урбаних подручја – Града Бања Луке и Града Требиња. Оптимизационе анализе спроведене су методом вишекритеријумске оптимизације, односно методом Парето фронта. У оквиру рада је, уз спроведене анализе сваког система посебно, дат осврт на сличности и разлике, али и на заједничке стратешке одреднице и принципе управљања овим сложеним системима.

Кључне ријечи: интегрални водопривредни систем, активна заштита од поплава, математичко моделирање, оптимизација.

Optimal operation of water management systems during flood waves – case study: the systems on the Trebisnjica and Vrbas in Republika Srpska

ABSTRACT: Modernising operation of the existing, and development of new, integrated water management systems should be one of the basic instruments of sustainable development in the Republika Srpska. The backbone of economic development is the water potentials of the Trebisnjica and Vrbas. Although these are different river basins where facilities with different characteristics are constructed, it is possible to define a common goal: increase the effectiveness of the systems operation and improve their active role in reducing flood risk during flood flows. Given that these are strategic hydropower facilities, it is necessary to reconcile the interests between two key users: hydropower on one side and active flood defence on the other. Recognising uncontrollable flow regimes on the tributaries downstream from the facilities on the Trebisnjica and Vrbas, active management of multipurpose reservoirs is becoming increasingly important. Using available maps and data on these systems, mathematical models optimized the active roles of multipurpose reservoirs, including a possible offset of the consequences of superposition of flood waves from the reservoirs and downstream tributaries to protect urban areas of Banja Luka and Trebinje. Optimization analyses used the multicriteria optimization method, i.e. the Pareto Front Method. In addition to the analyses carried out for each system

¹ Милица Трифковић, студент, Универзитет у Београду, Грађевински факултет, milica3fkovic@gmail.com

² Тамара, Судар, студент, Универзитет у Београду, Грађевински факултет, sudartamaraa@gmail.com

³ Проф. др Тина, Дашић, дипл. грађ. инжењер, Универзитет у Београду, Грађевински факултет, mtina@grf.bg.ac.rs

⁴ Проф. др Милош Станић, дипл. грађ. инжењер, Универзитет у Београду, Грађевински факултет, mstanic@grf.bg.ac.rs

separately, this paper also gives a review of similarities and differences, as well as common strategic factors and principles of operating these complex systems.

Keywords: integrated water management systems, active flood defence, mathematical modelling, optimization.

1 Увод

У условима погоршања режима великих вода, најчешће условљеним климатским променама, заштита од поплава примјеном активног управљања ублажавањем поплавних таласа у акумулацијама постаје све значајнија. Код већине вишенамјенских акумулација, још при пројектовању планира се простор за прихватање и акумулисање поплавних таласа. Поред активне заштите од поплава неопходно је, приликом сагледавања укупних ефеката, имати у виду и економске показатеље производње електричне енергије, који се односе на неискоришћену енергију (преливи, темелни испусти). Због тога овом сложену проблему треба приступити са више аспеката и користити доступне методе и алате којима се оптимизују ефекти заштите од поплава [11 и 14].

Након израде Планава управљања у условима наиласка великих вода и увођења у оперативно коришћење управљачких математичких модела, могу се остварити Планирани ефекти активне улоге акумулација у заштити од великих вода. Математички модели обезбјеђују значајну подршку оперативном управљању јер се, уз уважавање критеријума минимизације излазног таласа ($Q_{\max} \rightarrow \min$), може анализирати довољан број опција и одабрати одговарајућа управљачка одлука [5].

Користећи расположиве подлоге и податке, математичким моделима су оптимизоване активне улоге вишенамјенских акумулација на ријекама Требишњици (акумулација Билећа и акумулација Требиње) и Врбас (акумулација Бочац), укључујући могуће неутралисање посљедица суперпозиције поплавних таласа из акумулација и низводних притока у циљу заштите урбаних подручја – Града Требиња и Града Бања Луке [9, 15 и 16].

Као кључни циљ овог рада истиче се потреба за анализом могућности повећања ефективности система, нарочито побољшања активне улоге наведених акумулација код умањења поплавног ризика у периодима наиласка великих вода. Како су у питању сложени водопривредни системи на релативно малом подручју, постављени циљ добија утолико већи смисао имајући у виду веома малу развијеност - изграђеност планираних водопривредних система, нарочито оних на притокама Требишњице и Врбаса, са значајном корисном запремином акумулација. У погледу економске валоризације, развој нових акумулација добија на значају, како са аспекта неискоришћене енергије, тако и ради обезбјеђења потреба за остале кориснике (наводњавање, ЕПП, итд.)

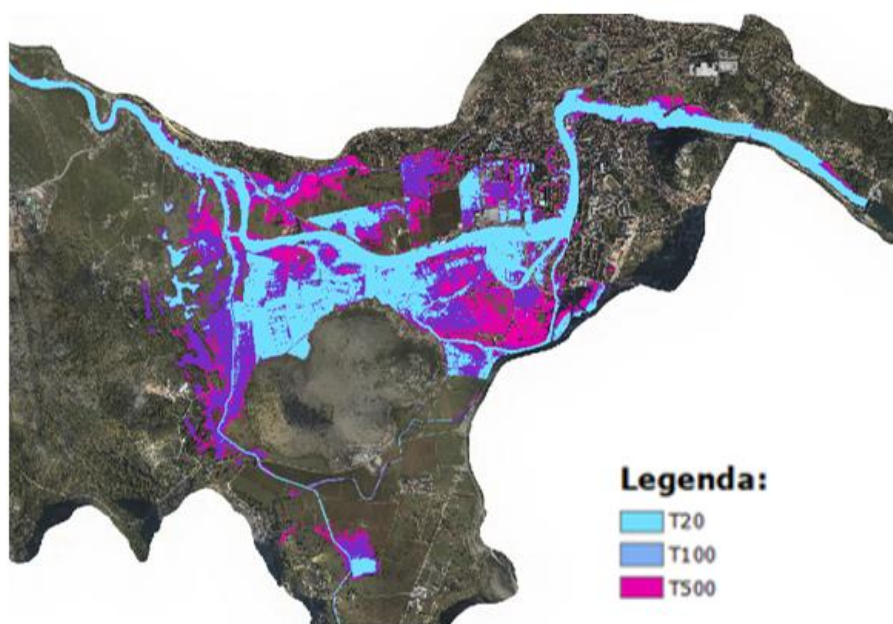
На основу хидролошких података и техничких карактеристика хидромеханичке опреме на бранама Граначарево и Горица (на ријеци Требишњици), те на брани Бочац (на ријеци Врбас) и запремина акумулација, као и дефинисаних опсега плавлена за велике рачунске воде повратног периода T100 и тренутни пропусни капацитет корита ријека Требишњице и Врбаса у урбаним потезима, неопходно је:

- анализирати управљање наведеним акумулацијама – управљање евакуационим органима на профилима кључних брана користећи математички модел трансформације поплавних таласа;
- извршити минимизацију протока методом оптимизације и
- успоставити заједничке основе (сличности и разлике) и унификацију стратегије управљања разматраних водопривредних система.

2 Сагледавање постојећих ризика од поплава

У Републици Српској је у посљедњих неколико година извршена израда Мапа опасности и ризика од поплава. Ова значајна документација посједује специфичности, нарочито на подручјима под утицајима сложених водопривредних система.

Вишенамјенски хидроенергетски систем Хидроелектрана на Требишњици (ХЕТ), са Билећком и Требињском акумулацијом користи се за производњу електричне енергије, наводњавање пољопривредних површина, али има и доминантну улогу у активној заштити од поплава Града Требиња, Требињског и Поповог поља. Овакав вид разнолике намјене остварује се и на пољу водопривредних система ХЕ на Врбасу, гдје се као кључни дио система у одбрани од поплава Града Бања Луке истиче акумулација Бочац. Позитивна улога наведених акумулација у посљедњих 20 година рада подстакла је осјећај сигурности од поплава таласа код локалног становништва, што је даље довело до ширења насеља и неконтролисана урбанизације у зони широке ријечне долине Требишњице кроз коју се пропуштају таласи великих вода (слика 1). Због овакве ситуације урбане садржаје и град угрожава проток од око $400 \text{ m}^3/\text{s}$, док је некада тај праг био значајно већи и до $1.000 \text{ m}^3/\text{s}$, колико приближно износи велика вода Т100 на профилу Горица у природном стању, чиме се примјећује перманентно смањење пропусности корита ријеке Требишњице.



Слика 1. Мапа плавног подручја – опсег плављења у граду Требињу за уобичајне повратне периоде [8]

Figure 1. Map of the floodplain – flood extent in the City of Trebinje for the usual return periods [8]

Великом водом повратног периода Т100 (уважавајући утицаје трансформације у акумулацијама) под ризицима од поплава у урбаном подручју Требиња је: површина од 344 ha, 156 стамбених објеката, 5 привредних објеката, 6 јавних установа и око 8 km градских саобраћајница.

Слична проблематика неконтролисана урбанизације, али и негативних ефеката интензивне сјече шума, на подручју слива ријеке Врбас условила је знатно измијењене хидролошке и хидрауличке режиме. У таквим околностима се заштита Града Бања Луке од поплава обавља комбиновано, активним управљањем акумулацијама и пасивним мјерама уређења ријечног корита Врбаса изградњом паралелних заштитних објеката уз ријечна корита водотокова.

У документацији [11], која разматра опасности и ризике од поплава, дефинисани су опсежи плављења, високе опасности и ризици од поплава, те екстремне појаве у урбаном подручју Града Бања Лука, на потезу насеља Лазарево у Трну. На мапама ризика у Граду Бања Лука (слика 2) за стогодишњу велику воду T100 дефинисано је да се у плавној зони од 86 ха налази 330 објеката становања и 42 значајна привредна субјекта, па је јасно да улога активног управљања са постојећим пасивним мјерама, треба да буде кључна у заштити овог подручја од поплава.



Слика 2. Приказ ризика од поплава по становништво на сливу ријеке Врбас у Граду Бања Лука, за велику воду T100 [11]

Figure 2. Flood risk for population in the Vrbas River Basin in the City of Banja Luka for T100 flood flows [11]

3 Диспозиција водопривредних система са кључним перформансама објеката

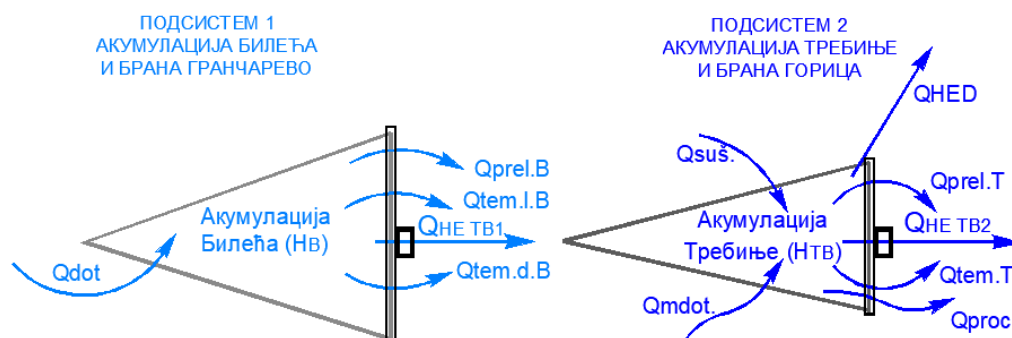
У циљу ефективног сагледавања улога у активној одбрани од поплава разматраних водопривредних система на ријекама Требишњици и Врбасу неопходно је, прије свега, предочити диспозиције (положаје кључних објеката водопривредних система и плавних подручја) и основне техничке карактеристике објеката.

Систем хидроелектрана на Требишњици представља интегрални вишенамјенски водопривредни систем лоциран узводно од Града Требиња, који је у фази развоја и доградње. Овај „каскадни“ и просторно повезани систем за сада чине двије (слика 3), функционално и техничко-технолошки зависне цјелине:

- акумулација Билећа – која обезбјеђује сезонско изравнање протицаја, значајне корисне запремине $V = 1070 \times 10^6 \text{ m}^3$ и брана Гранчарево (подсистем 1) и
- акумулација Требиње – која обезбјеђује дневно изравнање мале корисне запремине $V = 9,6 \times 10^6 \text{ m}^3$ и брана Горица, као и тунел за ХЕ Дубровник 1 (подсистем 2).

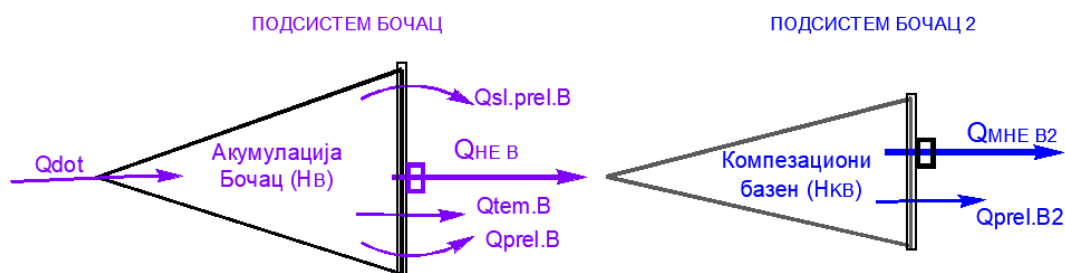
Удаљеност између брана је око 20 km и то је потез који заузима подсистем 2, док је удаљеност плавног подручја од доње каскаде од 7-8 km. Евакуација великих вода из подсистема

1 се обавља преко прелива са сегментним уставама, гдје се маневар сегментним уставама обавља на оба преливна поља симултано и преко темељних испуста који су симетрични у односу на осовину бране. Излази темељних испуста су постављени тако да се млазеви на средини корита сучељавају, те се на тај начин врши дисипација енергије, због чега се увијек отварају симултано - оба испуста истовремено са истим процентом отворености затварача.



Слика 3. Шематски приказ подсистема вишенамјенског хидроенергетског система „Требишњица“ [15]

Figure 3. Diagram of the subsystem of the „Trebisnjica“ multipurpose hydropower system [15]



Слика 4. Шематски приказ подсистема вишенамјенског хидроенергетског система „Врбас“ [16]

Figure 4. Diagram of the subsystem of the „Vrbas“ multipurpose hydropower system [16]

Систем хидроелектрана на Врбасу представља интегрални водопривредни систем, који се налази узводно од Града Бања Лука. Овај систем за сада чине двије (слика 4), функционално и техничко-технолошки зависне цјелине:

- акумулација Бочац релативно мале корисне запремине $V = 42,9 \times 10^6 \text{ m}^3$ и брана са машинском зградом ХЕ Бочац – Подсистем Бочац и
- компезациони базен скромне корисне запремине $V = 2,6 \times 10^6 \text{ m}^3$ и брана са машинском зградом МХЕ Бочац 2 – Подсистем Бочац 2.

Евакуација великих вода обавља се коришћењем три евакуатора:

- темељног испуста,
- бочног прелива у десном боку - два преливна поља са сегментним затварачима и
- слободног бочног прелива у лијевом боку - накнадно изведен, у циљу повећања хидрауличке поузданости бране у условима екстремних таласа великих вода.

Како би се ефектније спознале заједничке и универзалне стратешке одреднице које карактеришу оба система, те јасније приближили резултати спроведених анализа, у даљим анализама уводе се сљедеће скраћене нотације за називе разматраних водопривредних система (ВС), без умањења семантичке вриједности:

- ВС „Требишњица“ и
- ВС „Врбас“.

Важно је напоменути да се у периодима наиласка великих вода, који су уједно и предмет анализе овог рада, улога низводних акумулација у оба ВС због њихове скромне запремине, занемарује.

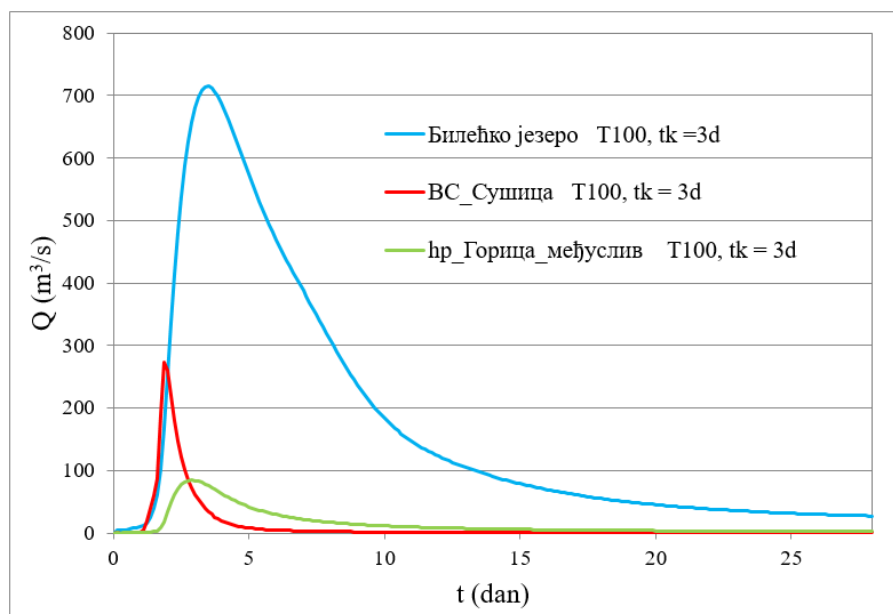
4 Поставка математичког модела ублажавања поплавних таласа

4.1 Преглед расположивих, рачунских хидрограма великих вода

У сливу ријеке Требишњице, која је изразито крашко подручје са доминантним подземним токовима, падавински и водни режими су изузетно неравномијерни са израженим периодима појаве великих и малих вода. Због тога је управљање системом акумулација и енергетских постројења у периоду појаве великих вода комплексно, јер је условљено веома динамичним развојем процеса падавина и отицаја у најширем хидрогеолошком сливу. Периоди настанка и генеза поплавних таласа дати су у склопу Студије [14] и Семинарског рада [15].

У анализама утицаја великих вода и учинка активног управљања акумулацијама до 2020. године коришћени су синтетички хидрограми. У Мапама опасности и ризика од поплава дефинисане су велике рачунске воде Т20, Т100 и Т500, на основу комплексних анализа падавина трајања 3 и 5 дана и калибрације хидролошко-хидрауличког модела сливног подручја ријеке Требишњице [8].

У овом раду, као улазни подаци математичког модела користе се велике рачунске воде од падавина трајања 3 дана и то велике рачунске стогодишње воде (Т100). Ове воде су добијене уважавајући ефекте трансформације великих вода у акумулацијама, након разматрања сливног подручја акумулације Билећа и сливног подручја акумулације Требиње, уважавајући подземне везе и доступне податке о реализованим нивоима и протицајима са хидроелектрана, на основу којих је извршена калибрација и валидација хидролошког модела.



Слика 5: Рачунски дотоци у акумулације Билећа и Требиње за повратни период Т100 година и рачунску кишу трајања 3 дана [8]

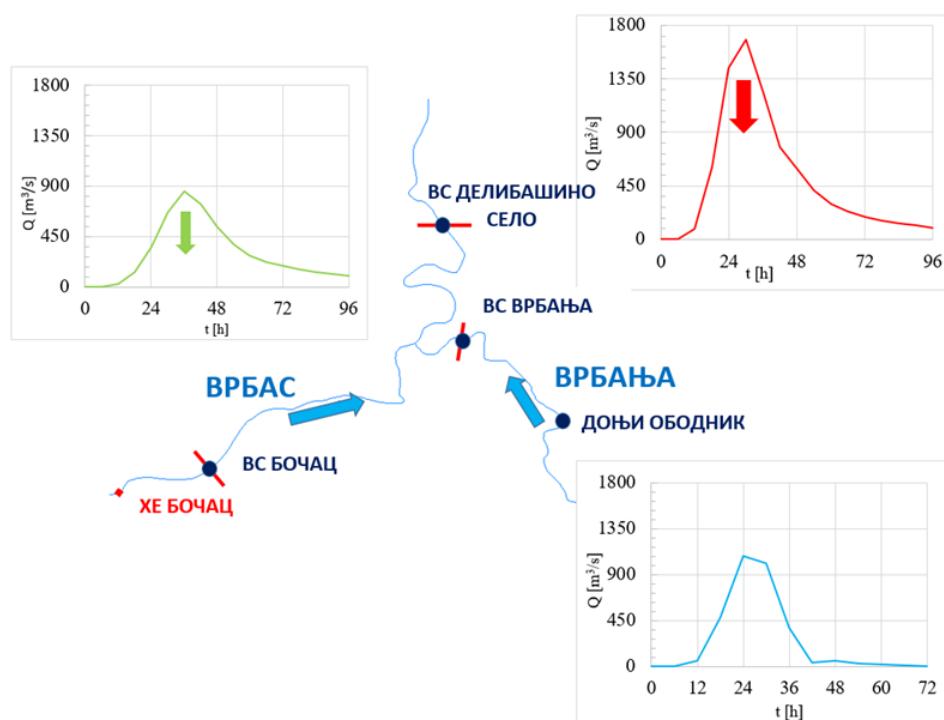
Figure 5: Modelled inflows into the Bileća and Trebinje reservoirs for the return period of T100 and 3-day design rainfall [8]

Имајући у виду да је за оптимизацију управљања неопходно уважити низводни гранични услов, који диктира плавно подручје у Граду Требињу, евидентно је да је потребно обратити посебну пажњу на велике воде властитог слива акумулације Требиње и бујичног водотока Сушице који се не могу трансформисати у акумулацијама, односно на њихове максималне вриједности у односу на доток у акумулацији Билећа. Очигледно је да се они реализују од трећег до шестог дана, када настаје пик поплавног таласа у акумулацији Билећа, док пик великих вода са властитог слива у акумулацији Требиње настаје око 4. дана, што се узима као важан гранични услов (избјегавање суперпозиције) у математичком моделирању.

На плавним подручјима слива ријеке Врбас спроведене су детаљне хидролошке и хидрауличке анализе (математички модели [11]), на основу којих су формирану улазни подаци, значајни за активну одбрану од поплава, односно за прорачун и анализе које су спроведене у оквиру овог рада. Уважавајући просторни распоред и висинске положаје метеоролошких станица, према различитим мјеродавним трајањима кише на метеоролошким станицама (МС), формирана су два реално могућа (и код настанка великих вода већ уочена) сценарија [9]:

- Сценарио 1 - мјеродавно трајање кише је 24 h на свим МС
- Сценарио 2 - меродавно трајање кише на МС Бугојно и Јајце је 12 h, док је на МС Бања Лука 24 h.

У овом раду се анализира активна улога акумулације Боцац у одбрани од поплава према сценарију 1 и то за талас повратног периода 100 година, као и на систему ВС Требиње. Поступак прорачуна трансформације поплавног таласа, резултати, као и анализа истих детаљно је обрађена у оквиру [16].



Слика 6. Шематски приказ могуће суперпозиције поплавних таласа T100 на ријекама Врбас и Врбања

Figure 6. Diagram of possible superposition of T100 flood waves on the Vrbas and Vrbanja

Потез уз ријеку Врбас на урбаном подручју Бања Луке је под високим ризиком од поплава, а додатне и несагледиве посљедице може да узрокује суперпозиција „пикова“ поплавних таласа Врбаса и Врбање јер је у низводном дијелу ушћа смјештен Град Бања Лука, гдје се налази високо ризично плавно подручје.

Из проведених описа слиједи важан закључак: кључни гранични услов у заштити од поплава разматраних ВС Требишњица и Врбас, у што је већој мјери оперативним управљањем - управљивог дијела система (трансформациом пика таласа у главном току), јесте избјећи суперпозиције пикова поплавних таласа главних токова и бујичних притока низводно од акумулација у којима се не могу трансформисати:

- Требишњица + бујични водоток Сушица укључујући међуслив акумулације Требиње
- Врбас + бујични водоток Врбања.

Наведене констатације се илуструју на примјеру Врбаса и Врбање за плавно подручје Бања Луке (слика 6) гдје је приказана хидрографска мрежа главних токова и хидрограми великих рачунских вода повратног периода T100 година (сценарио 1) на ВС Бочац, ВС Врбања и ВС Делибашино село.

Уочавају се максималне вриједности протока притоке Врбање (ВС Врбања) које су за око 300 m³/s веће од пика поплавног таласа на ријеци Врбас (ВС Бочац) што доводи до закључка да би, приликом разраде стратегије управљања акумулацијом Бочац требало, поред улазних великих вода у акумулацију, узети у обзир шире низводно подручје слива и утицаје великих вода којима се не може управљати, а које значајно утичу на кључна плавна подручја. У конкретном случају то би неизоставно подразумијевало анализу и редовно осматрање промјена на водомјерним станицама на ријеци Врбањи (ВС Врбања и узводна ВС Доњи Ободник), те одговарајући оперативни рад акумулацијом Бочац уважавајући овај низводни гранични услов.

Посљедица интензивне сјече шума на потезу слива ријеке Врбање у последњих 25 година, изазвала је повећање пика поплавног таласа за око 40% и формирање изразито стрме узлазне гране хидрограма, што се манифестује кроз појаву велике количине воде у кратком временском распону уз значајне ерозионе процесе и пронос наноса.

На основу наведених карактеристика поплавних таласа на главним токовима и притокама, долази се до закључка који је заједнички за оба ВС: неопходно је спровести управљање акумулацијама Билећа и Бочац које би допринијело, не само смањењу пика поплавног таласа на главним токовима (Требишњица и Врбас), него и пика таласа низводно од ушћа (збирног таласа који је сачињен од неуправљивог низводног дотицаја) која репрезентује велике воде на кључним плавним подручјима.

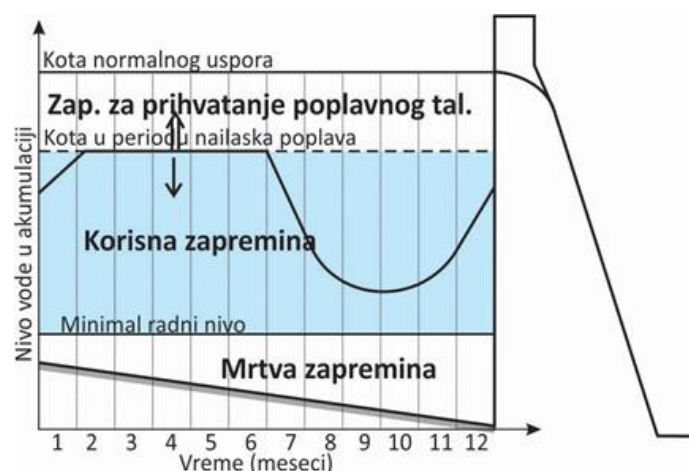
4.2 Приоритети у процесима оперативног управљања ВС „Требишњица“ и ВС „Врбас“

Када се очекују већи и дуготрајнији интензитети падавина и појаве таласа великих вода, стратегија управљања објектима хидроенергетског система Требишњица се из нормалног стања управљања подређује приоритету – одбрани од поплава. Идентична филозофија управљања примјењује се и на ВС „Врбас“, гдје је такође у периодима наилаaska великих вода приоритетна функција одбране од поплава.

У овом случају се управљачке одлуке о режиму пуњења и пражњења како акумулације Билећа тако и акумулације Бочац, које су уједно и кључне за активну заштиту од поплава, могу третирати и као дуални оптимизациони задатак из Теорије игара (Ђорђевић, 1990) са два 'играча' - корисника акумулације, који имају међусобно супротстављене критеријумске захтјеве.

Дуални проблем сукоба интереса два корисника шематски је приказан на слици 7. Уочавају се двије супротне стратегије:

- хидроенергетика којој је у интересу да се дијаграм пуњења и пражњења акумулације помијера ка вишим котам, тј. што већим акумулисаним запреминама воде (смјер интереса означен са \Rightarrow),
- смјер интереса активне одбране од поплава је сасвим супротан – пожељно је веће пражњење акумулације (обарање кота) и помијерање дијаграма пуњења током времена у смјеру који обезбјеђује да се у што већем броју мјесеци одржавају ниске коте (смјер интереса означен са \rightarrow).



Слика 7. Сукобљени интереси код режима пуњења и пражњења акумулације са два кључна корисника: хидроенергетика (смјер интереса: \Rightarrow) и активна заштита од поплава (смјер интереса: \leftarrow) [9]

Figure 7. Conflicting interests of the two key users in the reservoir refill and drawdown: hydropower (direction of interest: \Rightarrow) and active flood protection (direction of interest: \leftarrow) [9]

У кризним периодима одбране од поплава приоритетан постаје други критеријум, тако да се током проласка великих таласа рад ХЕ мора подредити интересима заштите низводних подручја.

4.3 Могућности трансформације поплавних таласа активном улогом акумулација

Користећи расположиве подлоге и прикупљене податаке сагледене су могућности трансформације (ублажења) поплавних таласа у акумулацијама Билећа и Бочац. На основу прорачунских шема сачињен је математички модел трансформације поплавних таласа, којим је анализирана могућност активне одбране од поплава радом поменутих акумулација за разне прорачунске случајеве, односно различите велике рачунске воде и полазне коте у акумулацијама (слика 3 и 4). Математички модел за прорачун трансформације поплавног таласа у акумулацији, у општем случају, описује се диференцијалним једначинама нестационарног течења:

- *једначина континуитета*

$$\frac{\partial Q}{\partial A} + \frac{\partial A}{\partial t} = Q \quad (1)$$

- *динамичка једначина*

$$\frac{\partial Q}{B \cdot \partial x} + \xi \cdot \left(\frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} \right) + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} = I - I_{te} \quad (2)$$

У циљу поједностављења прорачуна, а не умањујући његов значај, за анализу пропагације таласа у акумулацији уводи се неколико претпоставки:

- ✓ Занемарују се инерцијални члан и члан који обухвата утицај промјене брзине, јер су у случају акумулација знатно мањи од осталих чланова,
- ✓ претпоставља се да је ниво воде у акумулацији хоризонталан, што значи да се запремина воде у акумулацији и протицај могу директно изразити преко нивоа воде,
- ✓ занемарује се вријеме простирања поремећаја кроз акумулацију, односно претпоставља се да се улазни доток распореди по цијелој запремини акумулације у једном прорачунском кораку.

Уводећи дате претпоставке, горе наведене једначине (1) и (2) се могу написати у поједностављеном облику гдје је:

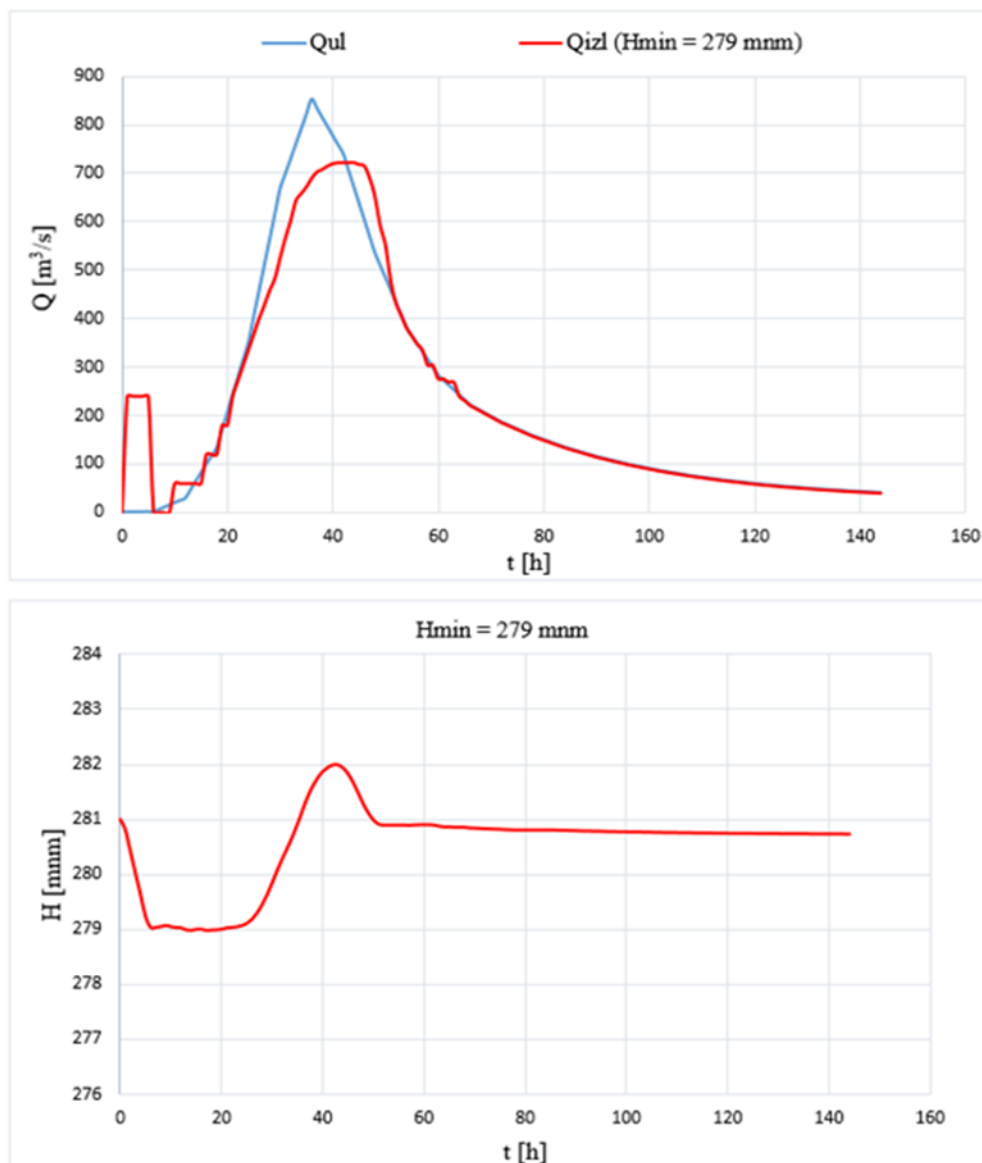
- једначина континуитета за запремину акумулације $V(t)$

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_{dot}(t) - Q_{izl}(t) \quad (3)$$

- динамичка једначина се замјењује кривом запремине акумулације

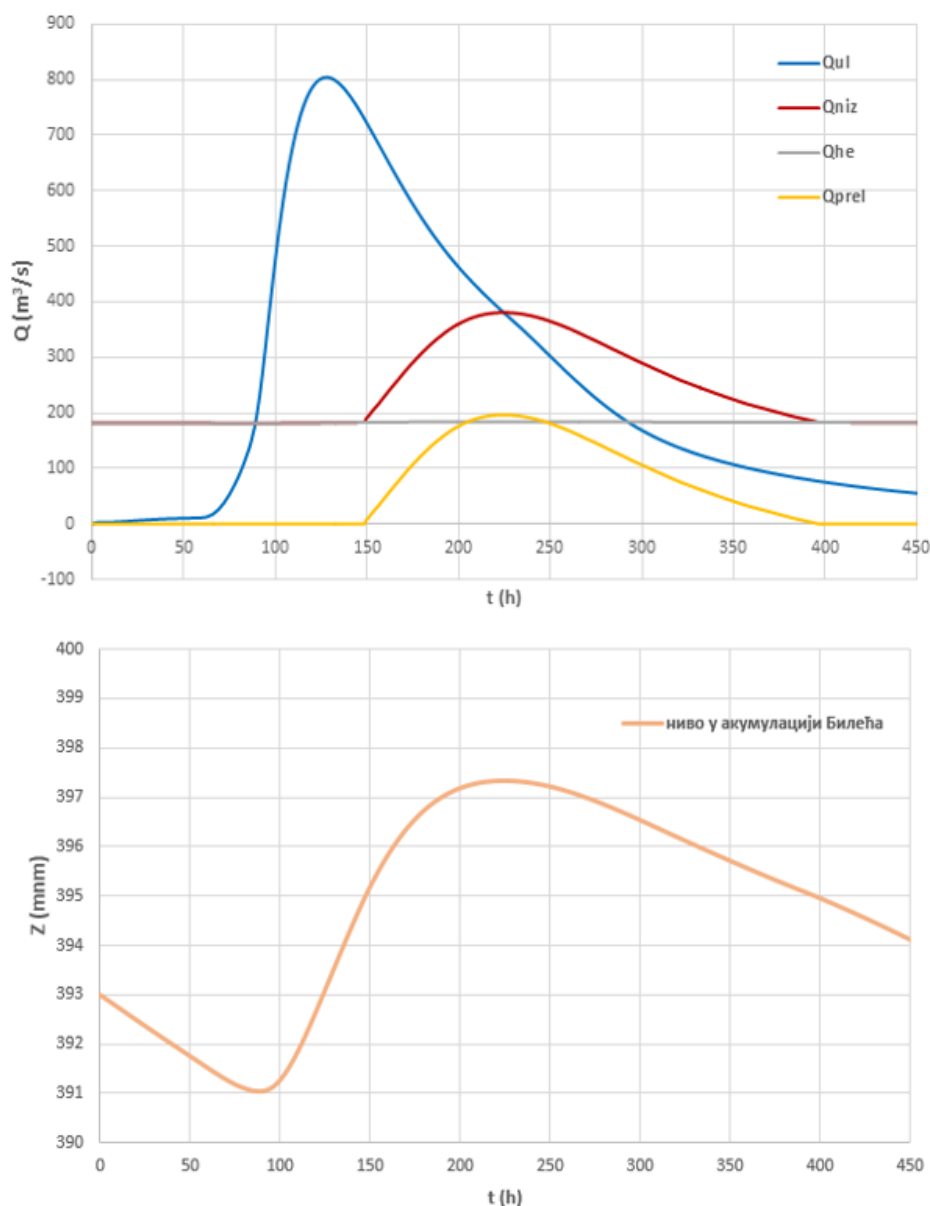
$$V = V(Z) \quad (4)$$

гдје је $Q_{dot}(t)$ – доток у акумулацију (проток улазног таласа) у тренутку t , $Q_{izl}(t)$ – проток излазног таласа у тренутку t , који је функција нивоа воде у акумулацији у одговарајућем тренутку, па се може дефинисати као: $Q_{izl}(t) = Q_{izl}(Z(t))$. На сликама 8 и 9 дато је по једно рјешење трансформације за акумулацију Боцац и Билећа.



Слика 8. Трансформација поплавног таласа и промјена нивоа воде у акумулацији Боцац за повратни период T100 ($H_{B,0} = 281 \text{ mm}$, $H_{B,min} = 279 \text{ mm}$, $H_{B,K} = 281 \text{ mm}$)

Figure 8. Flood wave attenuation and change of water levels in the Boćac reservoir for T100 return period ($H_{B,0} = 281 \text{ m a.s.l.}$, $H_{B,min} = 279 \text{ m a.s.l.}$, $H_{B,K} = 281 \text{ m a.s.l.}$)



Слика 9. Трансформација поплавног таласа и промјена нивоа воде у акумулацији Билећа за повратни период T100 (ангажована 3 агрегата у периоду активног управљања; према Плану управљања и отварања евакуатора провјерава се опција рада евакуатора $H_{B,0} = 393$ mnm, $H_{B,min} = 391$ mnm)

Figure 9. Flood wave attenuation and change of water level in the Bileća reservoir for T100 return period (3 turbine generator units operating in the period of active management; according to the Plan of managing and opening the gates, the option of gate operation is verified $H_{B,0} = 393$ m a.s.l., $H_{B,min} = 391$ m a.s.l.)

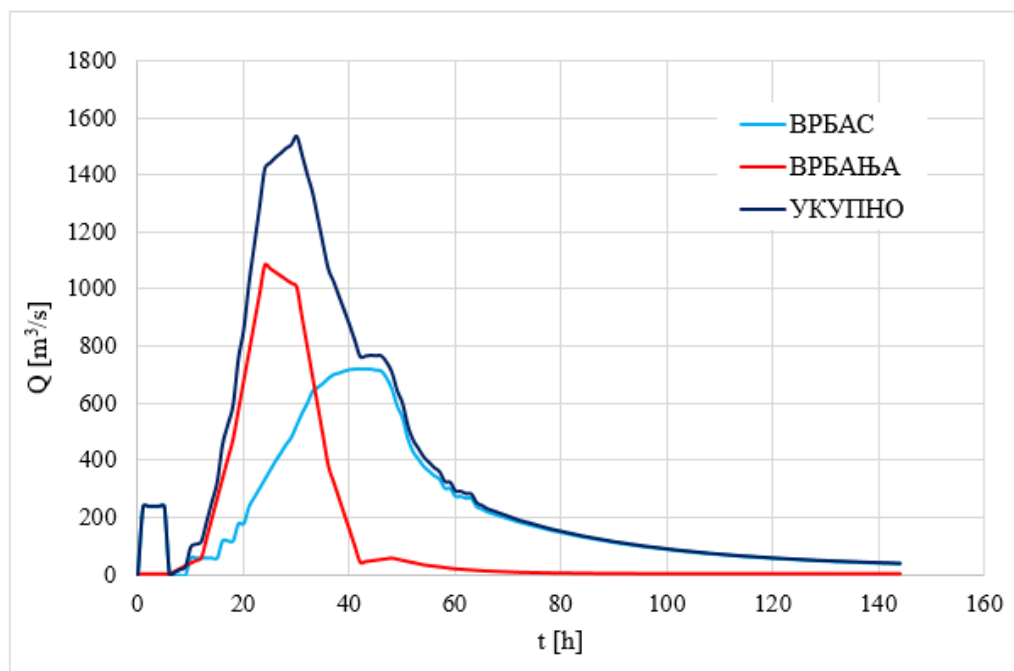
Подаци који су варирани у прорачуну су:

- Почетни ниво воде у акумулацији ($H_{B,0}$)
- Ниво при ком се почиње са отварањем устава на бочним преливима ($H_{B,U}$)
- Ниво до кога је дозвољено спустити ниво воде у акумулацији ($H_{B,min}$)
- Ниво на коме је потребно задржати воду након проласка поплавног таласа ($H_{B,K}$).

На основу теоретских поставки и формираних математичких модела, проведене су сљедеће анализе:

1. поступак трансформације поплавног таласа на профилима акумулација Билећа и Бочац,
 2. прорачун запремине преливене воде на профилима акумулација Билећа и Бочац,
 3. суперпозиција добијеног таласа са поплавним таласом притока (Требишњица + Сушица и Врбас + Врбања)
 4. Парето фронт анализа – вишекритеријумска оптимизација
- Кључни услови за теоретску поставку проведених анализа су:
- агрегати у сваком случају имају првенство рада током периода активног управљања за било који мјесец или период у години, а према исказаној потреби сва претпражњења и евакуације из акумулација обављају се уз максимално учешће агрегата,
 - за ВС „Врбас“ претпражњење по постојећем плану управљања ограничено до 279 mm, што је, на основу [11], предложено да се спусти минимално на 275 mm,
 - за ВС „Требишњица“, ради се анализа режима у зимском периоду (октобар-фебруар), према Плану управљања [14].

За потребе анализе оптималног управљања, у условима великих вода анализиран је низ варијантних рјешења која су разврстана у различите Парето фронтове поступком који је детаљно обрађен у оквиру поглавља 5. Варијацијом наведених улазних података као резултат добијени су трансформисани, ублажени поплавни таласи на профилима низводно од акумулација Билећа и Бочац, који суперпозицијом са осматреним поплавним таласима на неуправљивим дијеловима слива (притоке Сушице и Врбања) дају збирни ублажени поплавни талас од кога треба да се бране низводна градска подручја Требиња и Бања Луке (слика 10).



Слика 10. Приказ ефекта активног управљања – избјегнута потпуна суперпозиција поплавног таласа ријека Врбас и Врбања ($H_{B,0} = 281$ mm, $H_{B,min} = 279$ mm, $H_{B,K} = 281$ mm) – без значајнијих поплава у Бања Луци

Figure 10. The effect of active management - avoided complete superposition of the flood wave of the rivers Vrbas and Vrbanja ($H_{B,0} = 281$ m a.s.l., $H_{B,min} = 279$ m a.s.l., $H_{B,K} = 281$ m a.s.l.) - without significant floods in Banja Luka

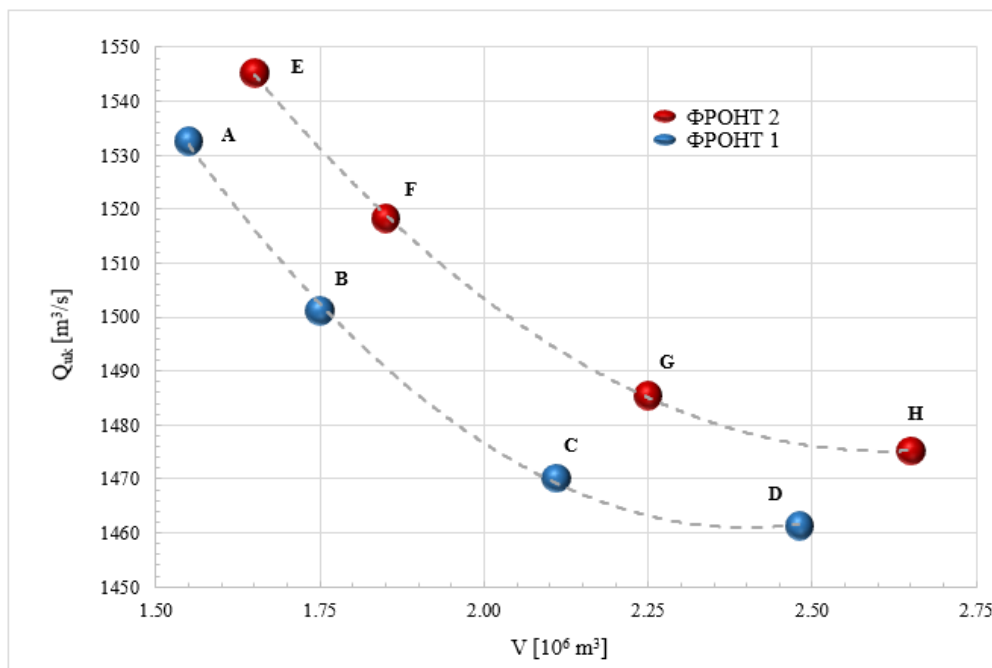
На основу спроведених прорачуна трансформације поплавног таласа на профилу бране и акумулације Бочац, те извршене суперпозиције наведеног таласа са поплавним таласом на ријеци Врбањи приступљено је вишекритеријумској оптимизацији преливања (губитка производње електричне енергије) формирањем Парето фронта, која у конкретном задатку, представља минимизацију протока и запремине преливене воде на профилу непосредно низводно од акумулација Билећа и Бочац.

5 Оптимизација управљања у условима великих вода

У наведеним поставкама управљања, поред избјегавања суперпозиције „пикова“ поплавних таласа, неопходно је извршити оптимизације преливања (рационализовати рад прелива и темелних испуста), односно, тежити умањењу губитака производње електричне енергије, коришћењем Парето фронт методе.

5.1 Примјена Парето фронт методе у анализи оптималног управљања ВС „Требишњица“ и ВС „Врбас“ у условима великих вода

Након спроведеног прорачуна трансформације поплавног таласа уз варирање података о нивоима воде и суперпозицијом истог са одговарајућим притокама (Требишњица + Сушица и Врбас + Врбања) формирана су рјешења у виду податка о збирном протицају (Q_{uk}) и запремини преливене воде (V_{pu}), од којих се даље формирају Парето фронтови, чиме се уједно врши и анализа оптималног управљања.



Слика 11. Рјешења суперпозиције поплавних таласа за ВС „Врбас“ подијељена у Парето фронтове

Figure 11. Flood wave superposition solutions for the Vrbas divided into Pareto fronts

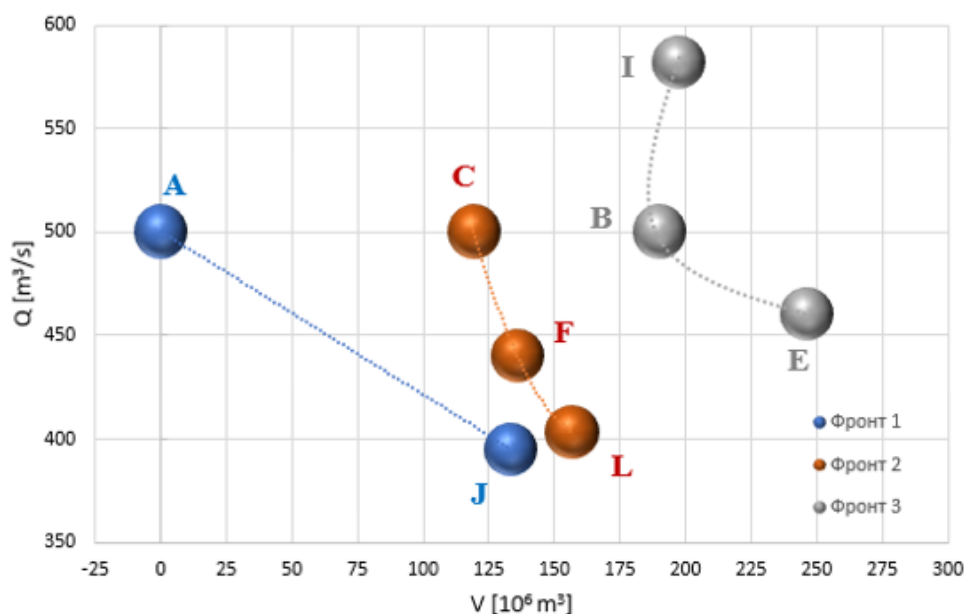
На слици 11 дат је приказ рјешења за ВС „Врбас“ подијељених у Парето фронтове. Наиме, позицију сваког од приказаних рјешења (A - H) дефинишу координате Q_{uk}^{max} и V_{pu}^{max} , односно функције циља. Комплетан прорачун трансформације поплавног таласа извршен је у програмском пакету MatLab [16], примјеном нумеричке шеме засноване на "предиктор – коректор" методи, чиме је дефинисан један од података – излазни протицај на профилу ХЕ Бочац

(Q_1). На основу рачунских великих вода истих повратних периода на ријеци Врбањи (Q_2) извршена је суперпозиција ова два таласа ($Q_1 + Q_2$) чиме је дефинисан укупни протицај (Q_{uk}) на профилу непосредно низводно од ушћа ријеке Врбање у ријеку Врбас. Идентичан поступак примијењен је и на примјеру ВС „Требиње“ [15], при чему је вриједност протока Q_1 излазни протицај на профилу акумулације Билећа, а Q_2 протицај рачунских великих вода истих повратних периода на Сушици и дотока са међуслива.

Минимизација максималне вриједности ординате укупног протока Q_{uk}^{max} представља прву функцију циља. Прорачун запремине преливене воде V_{pu} извршен је на основу резултата прорачуна вриједности протока на преливу са уставама, док минимизација максималне вриједности V_{pu}^{max} дефинише другу функцију циља.

У циљу разумијевања поступка примјене Парето фронта потребно је, прије свега, предочити концепт доминације рјешења који је најлакше објаснити помоћу већ добијених резултата приказаних на слици 15. Наиме, за једно рјешење може се рећи да је доминантно у односу на неко друго само онда када прво рјешење посједује оптималније вриједности за сваку функцију циља. Уколико то није случај, рјешења су недоминантна. Тако, на примјер, за рјешење А са слике 15 се може рећи да је доминантно у односу на решење Е зато што посједује оптималнију вриједност за обје функције циља. Међутим, за рјешења А и Н каже се да су недоминантна јер рјешење А посједује оптималнију вриједност за другу по реду функцију циља (мања вриједност V_{pu}^{max}), док рјешење Н посједује оптималније рјешење за прву функцију циља (мања вриједност Q_{uk}^{max}). Тачније, у склопу овог алгоритма свако рјешење у оквиру популације упоређује се са свим осталим рјешењима понаособ и на тај начин сортирају се рјешења и дијеле у различите Парето фронтове. У случају великог броја јединки унутар популације и великог броја функција циља, такво сортирање представља сложен проблем. Како је задатком дефинисана примјена двије функције циља, Парето поступак је поприлично поједностављен, док је сложеност изражена кроз разноликост и бројност варијантних рјешења.

Примјењујући наведени поступак, извршено је и формирање Парето фронтова за ВС „Требишњица“ (слика 12) гдје су због разноврсности варијантних рјешења остварена три фронта.



Слика 12: Рјешења суперпозиције поплавних таласа за ВС „Требиње“ подијељена у Парето фронтове

Figure 12. Flood wave superposition solutions for the Trebinje divided into Pareto fronts

Након дефинисаних Парето фронтова (фронт 1, фронт 2 и фронт 3) неопходно је објаснити и појам Парето рјешења. Наиме, рјешење одређеног векторског максимума представљено је

скупом неинфериорних (Парето оптималних) рјешења од којих, по свим критеријумима, не постоји боље рјешење. На тај начин долази се до закључка да се Парето анализом не долази до јасно дефинисаног, јединственог и једнозначног рјешења, него да је то скуп рјешења која формирају један Парето фронт.

Најадекватније објашњење наведене дефиниције се постиже разматрањем примјера (слика 11), гдје се за рјешење А не може рећи да је тражено рјешење, нити за било које друго (рјешења од А до Н). Јединственост ове врсте вишекритеријумске анализе огледа се у томе да је рјешење задатог проблема дато у виду скупа неинфериорних рјешења груписаних у Парето фронтове.

На основу претходно наведеног, долази се до закључка да се тражено рјешење „креће“ по оформљеном Парето фронту, а ту различитост и промјену положаја наведеног рјешења дефинише промјена вриједности тежинских фактора (ω_1 и ω_2), који се у зависности од приоритета функција циља мијењају, најчешће, искуствено.

6 Дискусија – могућност примјене спроведених анализа у реалном управљању

Наведене теоретске поставке оптимизација управљања и проведене анализе у условима великих вода, имају смисла уколико су примјењиви у реалном управљању. Да би се остварили очекивани ефекти умањења ризика од поплава и рационализација преливања на евакуационим органима неопходно је обезбиједити одговарајуће управљачке услове.

Под управљачким условима се подразумијева одговарајући „степен“ оствареног развоја водопривредних система, односно услов да они припадају класи кибернетизованих система. Битне карактеристике кибернетизованих система су: ефективност се повећава током процеса развоја система; снижава се ентропија система у периоду управљачког самообучавања (увођењем нових информационих елемената и управљачких математичких модела); повећава се поузданост система, посебно у погледу оперативности и дјеловања у кризним ситуацијама као што је период наилаaska поплава таласа, јер се управљачке одлуке не доносе на бази искуства већ на бази симулирања на математичком моделу и оптимизације сваке управљачке одлуке, тако да се симулацијом провјеравају ефекти и посљедице управљачке одлуке прије него што се исте спроведу на реалном систему. Такво управљање онемогућава грешке које се дешавају у класи техничких система јер су кибернетизовани системи у сталном развоју, стално се допуњавају и информациони и управљачки дијелови система.

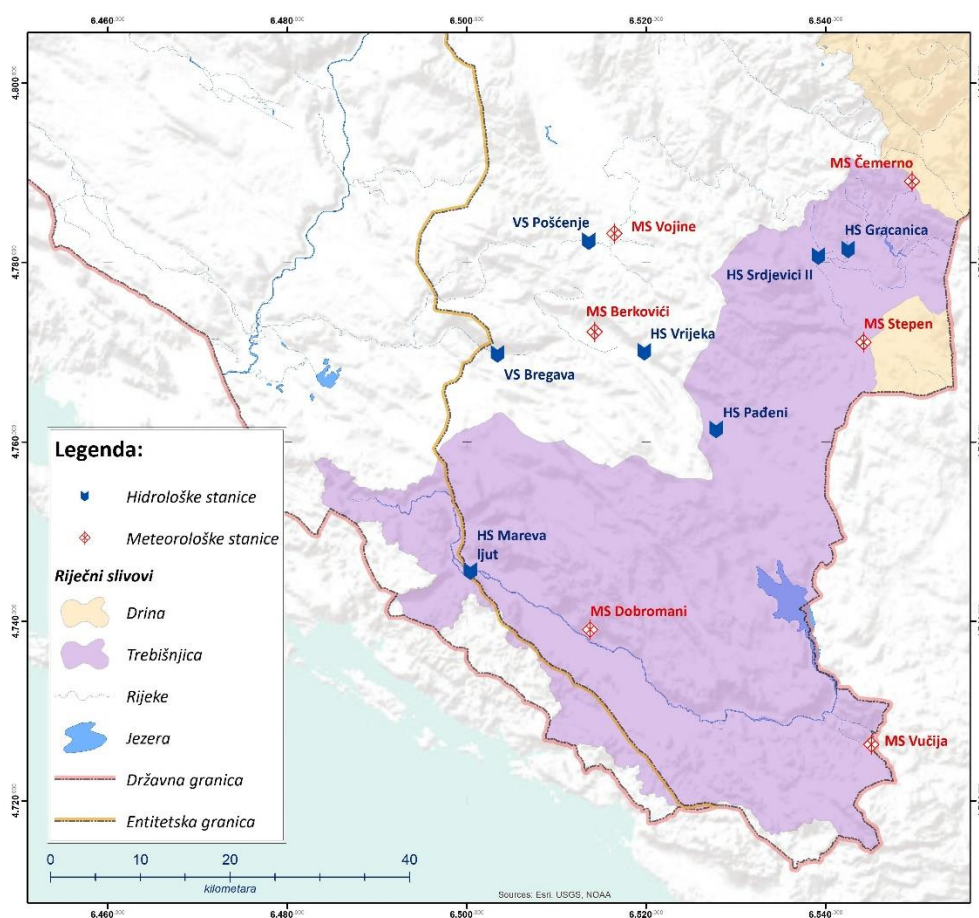
У резимеу примјењивости, може се констатовати да је минимум потребних услова:

- ✓ одговарајућа расположивост и функционалност расположиве хидромеханичке и остале опреме на објектима водопривредног система (ХЕ),
- ✓ одговарајући кадровски капацитети са потребним знањима и искуством,
- ✓ Планови управљања акумулацијама у условима великих вода одобрени од надлежних водопривредних органа,
- ✓ посједовање савремених и оперативних математичких модела који могу вршити брзе и прецизне анализе управљачких маневара, обзиром на прогнозиране дотоке у акумулацијама, полазне и реализоване коте у акумулацијама и контурне услове на плавним и осталим подручјима,
- ✓ инсталисан и оперативан метеоролошки и хидролошки мониторинг (укључујући и мјерење нивоа воде у подземљу), са on-line доставом података (у кратким временским интервалима), механизмима систематизације и прилагођавања захтјевима расположивих софтвера.

Постојећи ВС „Требишњица“ и „Врбас“ посједују све параметре кибернетизованих система, јер су поред функционалности хидромеханичке опреме и кадровских потенцијала, развијени системи мониторинга и примјена математичких модела код оперативног управљања.

Хидроелектране на Требишњици, у склопу Хидроинформационог система ХИС-Требишњица, развијају дужи временски период Модул за аутоматско прикупљање и аквизицију хидролошких података са веома развијеним хидролошким мониторингом кога сачињавају мјерне станице протицаја/водостаја и мјерне станице подземних вода – пијезометри. Базу података чине подаци са метеоролошких станица које су распоређене на Обласном ријечном сливу Требишњице и Неретве у Републици Српској, а значајан дио чине аутоматске метеоролошке станице (слика 13).

У току 2008. године започета је реализација Хидро-Информационог система „Врбас“, гдје је у првој фази извршена: анализа постојеће документације и релевантних података, дефинисање правила рада дијелова симулационог модела и опште логике рада модела, набавка, анализа и обрада серија хидрометеоролошких података, набавка, анализа и обрада ГИС подлога, итд.



Слика 13. Прегледна карта аутоматских мјерних станица (хидролошке и метеоролошке) у власништву ХЕТ-а

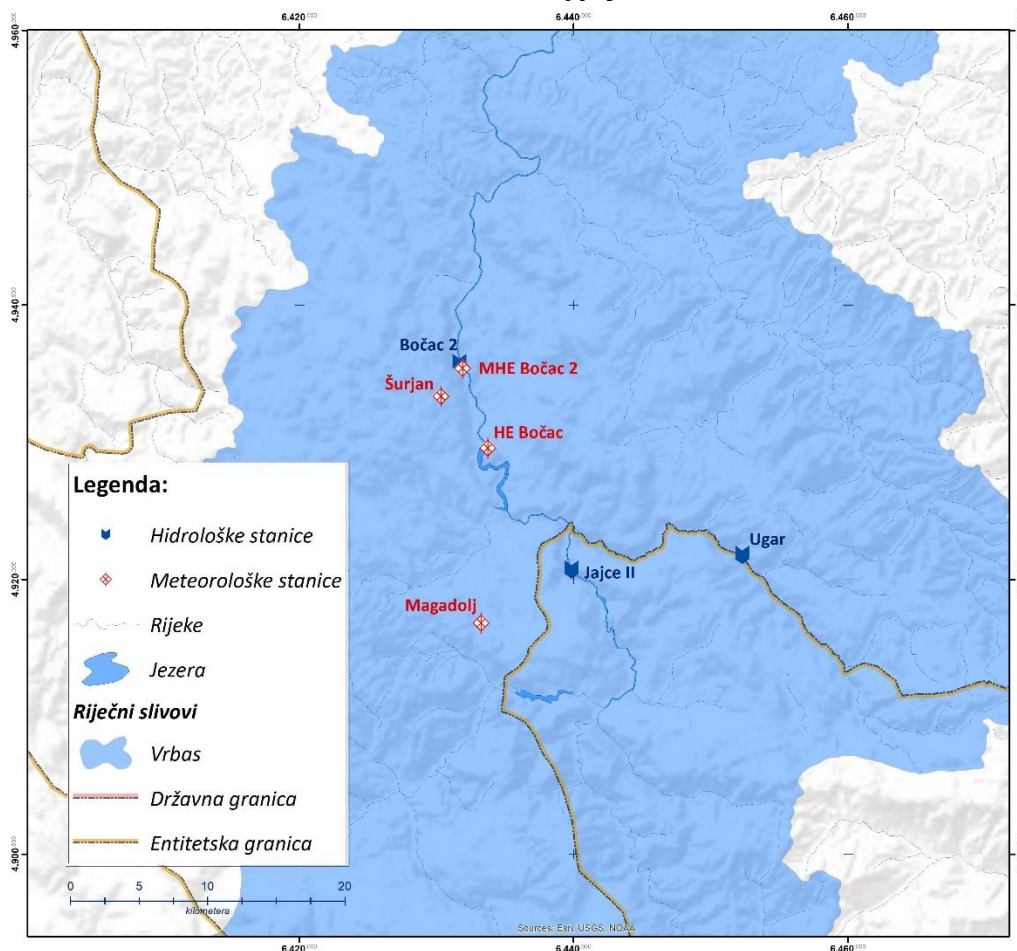
Figure 13. Map of automatic gauging stations (river and weather) owned by 'HET'

ХЕ на Врбасу су реализовале другу фазу развоја ХИС "Врбас" вер 2.0, који се састоји од скупа софтверских компоненти различите намене које су изграђене над дистрибуираним релационим базама. Мјерни систем обухвата аутоматске мјерне станице које су распоређене у потезу система и узводно (слика 14).

У склопу хидроинформационих система на Требишњици и Врбасу развијени су одговарајући математички модели за анализу управљања у условима великих вода, нпр. у систему Требишњица математички модел „Ублажавање поплавних таласа“ (Дашић и Ђорђевић

2012) [5]. Овај модел омогућава врло брзу и квалитетну анализу могућих сценарија и опција управљања и оператерима даје одговарајућу подршку приликом доношења управљачких одлука.

У оквиру разматраних анализа, уочава се да постојећи механизми у оквиру водопривредних система који су унутар ХЕТ-а и ХЕ на Врбасу, фокус анализа усмјеравају на узводни потез водопривредних система и евакуацију великих вода у оквиру властитих објеката као и, без већих последица, на низводна плавна потручја.



Слика 14. Прегледна карта аутоматских мјерних станица (хидролошке и метеоролошке) у власништву ХЕВ-а

Figure 14. Map of automatic gauging stations (river and weather) owned by 'HEV'

Управо у сегменту координације између корисника/сектора је потребно учинити одговарајући искорак и успоставити одговарајућу сарадњу сектора хидроенергетике са сектором вода. На сливу Врбаса, првенствено у аквизицији хидролошких података, преузимању података у плавним подручјима (дозвољени нивои и протицаји) као и података са осталих водотокова, није довољно разрађен сегмент управљања акумулацијама.

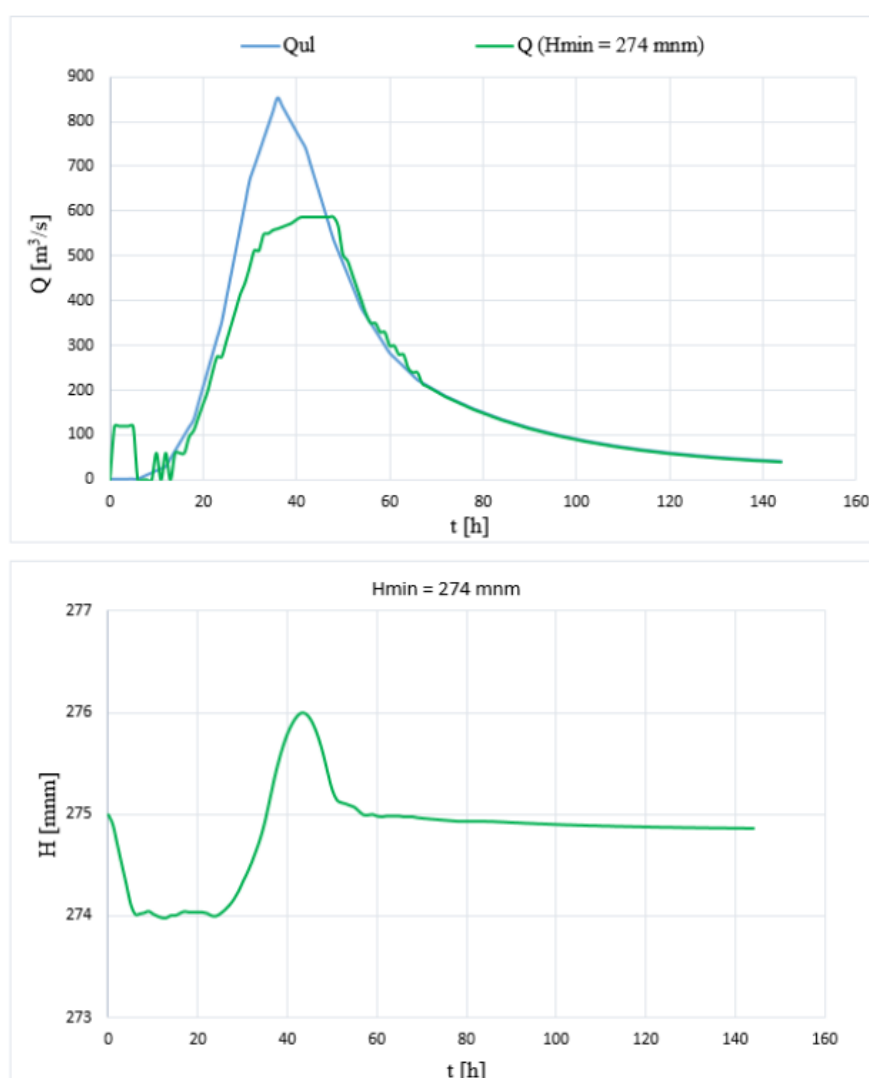
Очигледна је повезаност и условљеност два сектора која, првенствено у условима великих вода, треба да осигурају одговарајуће сарадње које понекад треба да буду у заједничком стратешком интересу осигурања одговарајућих услова на сливном подручју.

Та побошљања су дата у наредним анализама уз услов безусловне подршке потпуно поузданог хидролошког мониторинга и поштовања напредних алата, математичких модела и Планава управљања акумулацијама у условима великих вода.

6.1 Могућа побољшања – оптимизације преливања и умањења великих вода

Уколико су задовољени сви напредни управљачки услови у зависности од расположивих капацитета (корисних запремина) акумулација евидентно је да се уз посједовање савремених алата и механизма прогноза, контроле управљачких одлука математичким моделима уз константне провјере и самоконтроле, постижу побољшања по основу умањења вршног протока коз плавна подручја и умањење запремине преливања.

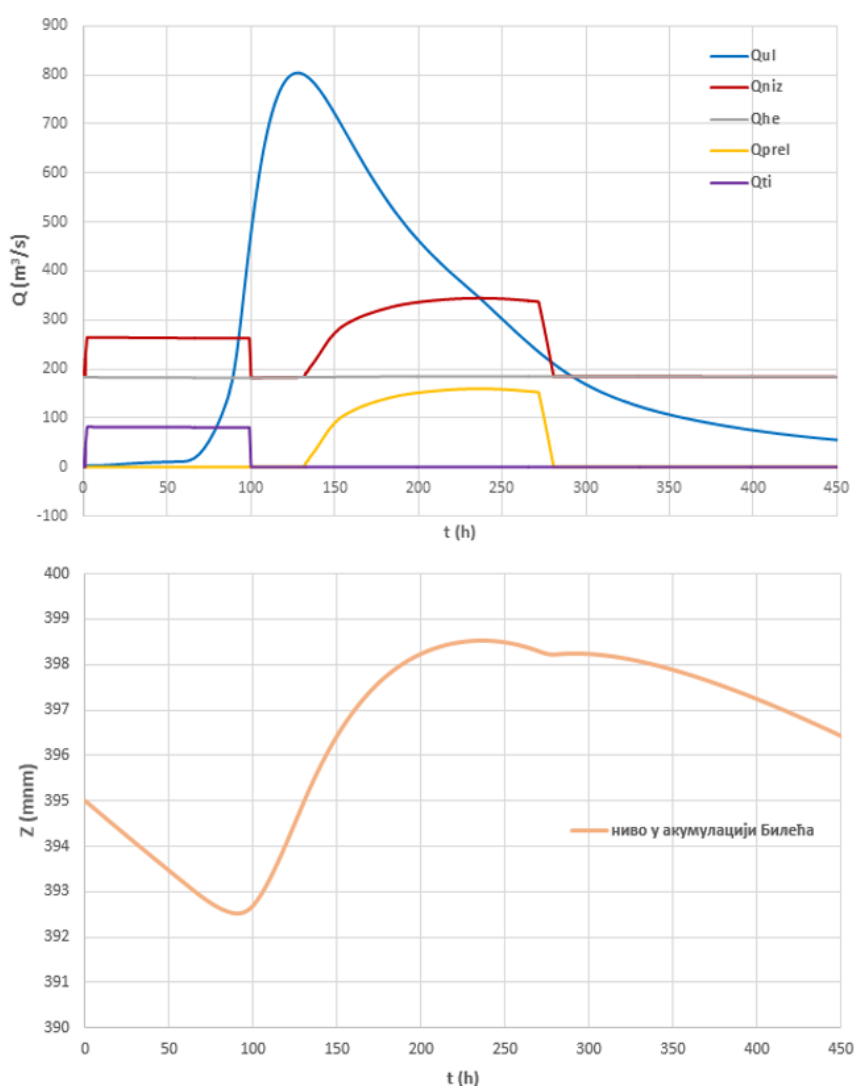
ВС Бочац. Због релативно мале корисне запремине ефекат ове акумулације треба да се концентрише у домену спрјечавања суперпозиција поплавних таласа, уз одговарајуће прогнозе дотока и математичке моделе. Циљ је извршити већа претпражњења до коте 275 mmn и ниже, како би се из акумулације Бочац испуштао, у потпуности или знатно трансформисан талас великих вода, док не прође „дик“ поплавног таласа Врбање. Рационализације су евидентне и по критеријуму активне заштите коришћењам акумулација, али и рационализацијом преливања (претпражњењем које се обавља агрегатима) се постижу ефекти производње (нешто умањени због мањег расположивог пада). Ефекти додатних оптимизација (слике 8 и 15) су евидентни.



Слика 15. Оптимизовани параметри преливања за већа претпражњења акумулације Бочац ($H_{B,0} = 275$ mmn, $H_{B,\text{min}} = 274$ mmn, $H_{B,K} = 275$ mmn)

Figure 15. Optimized spillway parameters for greater pre-release of water from the Bočac reservoir ($H_{B,0} = 275\text{m a.s.l.}$, $H_{B,\text{min}} = 274\text{m a.s.l.}$, $H_{B,K} = 275\text{m a.s.l.}$)

BC Требишњица. Са веома великом корисном запремином, уз испуњавање напредних управљачких услова, акумулација Билећа дозвољава додатне оптимизације кључних параметара, нарочито у зимским условима (полазне коте акумулације су до 393 mnm). Уз рационална претпражњења, релаксацију реализованих кота (веће реализоване коте због поузданости моделирања и прогноза дотока) које је потребно верификовати Плановима управљања акумулацијом Билећа остварују се оптимизације у оба кључна параметра. Компарацијом резултата (слика 9 и слика 16) евидентне су рационализације преливања (вода је задржана у акумулацији). На основу спроведене анализе за зимски период године, очигледно је да се и у случају виших полазних кота од 395 mnm (слика 16) у мјесецу јануару, може реализовати прихватљив излазни хидрограм, гдје је потребно ограничено ангажовање темељних испуста од самог почетка активног управљања, како би се на вријеме извршило претпражњење и припрема акумулације за трансформацију поплавног таласа.



Слика 16. Оптимизовани параметри преливања за одговарајућа претпражњења и веће реализоване коте акумулације Билећа (рад 3 агрегата, комбиновани модификовани рад темељних испуста са 20% отворености и прелива са 30% отворености, виша полазна кота (395 mnm))

Figure 16. Optimized spillway parameters for appropriate pre-release of water and higher water elevations in the Bileća reservoir (operation of 3 turbine generator units, combined modified operation of bottom outlets with 20% opening and spillways with 30% opening, higher starting elevation (395m above sea level))

7 Закључци

Проведене су анализе са циљем дефинисања оптималног управљања у условима великих вода у два кључна водопривреда система у Републици Српској, који имају заједничких основа, али и неких специфичности, на које се обратила одговарајућа пажња.

Утицаји климатских промјена се све више уважавају у планирању мјера заштите са аспекта утицаја на поплаве и суше. Интегрални водопривредни системи једини могу да на одговарајући начин пруже адекватне одговоре у провођењу адаптивних мјера заштите од изразито неповољних трендова. Због тога се код водопривредних система одговарајућа пажња мора посветити унапрјеђењу услова оперативног управљања и рационалним мјерама током ванредних ситуација у коју спадају учестале поплаве.

Одговарајућим активним управљањем, које се заснива на проведеним оптимизацијама, могући су значајни ефекти код додатних доприноса у заштити од поплава на низводним плавним подручјима, као и рационализације производње енергије у условима наиласка великих вода.

Кључни закључци који важе за анализиране интегралне водопривредне системе, у адекватном одговору на климатске промјене у условима великих вода, су:

1. Да би се остварили очекивани ефекти умањења ризика од поплава и рационализација преливања на евакуационим органима неопходно је обезбиједити одговарајуће управљачке услове, односно да они припадају класи кибернетизованих система. Битне карактеристике **кибернетизованих система** су: ефективност се повећава током процеса развоја система; у периоду управљачког самообучавања (увођењем нових информационих елемената и управљачких математичких модела) снижава се ентропија система; повећава се поузданост система, посебно у погледу оперативности и дјеловања у кризним ситуацијама као што је период наиласка поплава таласа. Такво управљање онемогућава грешке које се дешавају у класи техничких система јер су кибернетизовани системи у сталном развоју, стално се допуњавају и информациони и управљачки дијелови система.
2. Да би се у оперативном управљању примјениле проведене оптимизације неопходно је остварити одговарајуће услове:
 - расположивост и функционалност хидромеханичке и остале опреме на објектима водопривредног система (ХЕ),
 - одговарајући кадровски капацитети са потребним знањима и искуством,
 - Планови управљања акумулацијама у условима великих вода одобрени од надлежних водопривредних органа, које је потребно новелирати и ускладити са проведеним оптимизацијама,
 - посједовање савремених и оперативних математичких модела који могу вршити брзе и прецизне анализе управљачких маневара, обзиром на прогнозиране дотоке у акумулацијама, полазне и реализоване коте у акумулацијама и низводне контурне услове,
 - одговарајући - функционалан метеоролошки и хидролошки мониторинг (укључујући и мјерење нивоа воде у подземљу), са on-line доставом података (у кратким временским интервалима), механизмима систематизације и прилагођавања расположивим софтверима,
3. За одговарајућу примјену оптимизација и оперативног управљања потребна је одговарајућа сарадња сектора вода и сектора хидроенергетике, односно успостављање функционалних механизма који дају допринос заједничким циљевима заштите од поплава и повећање производње електричне енергије,
4. Уз релаксацију контурних услова (претпращања до нижих кота и реализовани нивои до виших кота) могуће је постићи боље резултате трансформације великих вода у акумулацијама и мања преливања - већу производњу током наиласка поплава таласа,

5. По основу поставки за изграђене акумулације могу се уз испуњавање напредних управљачких услова постављати само оствариви циљеви, у конкретном примјеру:

- Због реалтивно мале корисне запремине акумулације Бочац ефекат ове акумулације треба да буде усмјерен у домену спрјечавања супепозиција поплавних таласа Врбаса и Врбање,
- великом корисном запремином, акумулација Билећа може да обезбиједи додатна унапрјеђења заштите од поплава и производње електричне енергије, нарочито у зимским условима.

Потребно је наставити развој ВС „Требишњица“ и ВС „Врбас“ до планираног нивоа, чиме се онда додатно повећавају ефекти заштите од поплава активним управљањем и повећање производње електричне енергије.

Литература

1. Водопривредна основа слива ријеке Врбас, СОУР Водопривреда БиХ, РО Воде БиХ, ООУР Завод за водопривреду, Сарајево (јун, 1987)
2. Дашић, Т. и Ђорђевић, Б. (2003): Метод за одређивање поузданости сложених водопривредних система, Водопривреда, 203-204;
3. Допунски евакуатор великих вода из акумулације ХЕ „Бочац“, Институт за водопривреду Јарослав Черни, Београд (2008),
4. Ђорђевић, Б. (1990): Водопривредни системи, Научна књига, Београд, ИСБН 86-23-41056-4,
5. Ђорђевић Б., Дашић Т., Судар Н., Повећање ефикасности управљања акумулацијама у периоду одбране од поплава – на примјеру хидроенергетског система на Требишњици, Водопривреда, 255-257 (2012), р.43-58;
6. Ђорђевић, Б. и сарадници (2004): Оптимизација и Естимација при планирању и управљању у систему Дрине, Водопривреда, 207-208;
7. Студија управљања акумулацијама и хидроелектранама система Требишњица, Завод за водопривреду Бијељина 2010. година;
8. Мале опасности и ризика од поплава за обласни ријечни слив Требишњице у Републици Српској – Хидролошки и Хидраулички Извјештај, Завод за водопривреду & Институт за хидротехнику и водно еколошко инжењерство Грађевинског факултета у Београду 2020. година
9. План управљања ризиком од поплава за слив ријеке Врбас Републике Српске, КЊИГА 2 – Анекс 4.3 Завод за водопривреду & Институт за хидротехнику и водно еколошко инжењерство Грађевинског факултета у Београду, Бијељина (2018),
10. План управљања ризиком од поплава за слив ријеке Врбас Републике Српске, I Извјештај : Детаљни радни план са листом пројектних опција, Завод за водопривреду & Институт за хидротехнику водноеколошко инжењерство грађевинског факултета у Београду, Бијељина (2018),
11. План управљања ризиком од поплава за слив ријеке Врбас Републике Српске, Књига 1 – Сводни извјештај, Завод за водопривреду & Институт за хидротехнику водноеколошко инжењерство грађевинског факултета у Београду, Бања Лука (јул, 2019),
12. Савић, Ј. (2009): Увод у хидротехничке грађевине, Грађевински факултет Београд
13. Стратегија интегралног развоја водопривреде Републике Српске 2015-2024. година.
14. Студија управљања акумулацијама и хидроелектранама система Требишњица, Завод за водопривреду Бијељина 2010. година;
15. Судар, Т. (2020): Управљање акумулацијом Билећа, објектима Гранчарево и ХЕ Требиње 1 у условима великих вода, Семинарски рад – Управљање хидротехничким објектима.
16. Трифковић, М. (2020): Могућности ублажавања стогодишњег поплавног таласа активним управљањем акумулацијом Бочац на ријечи Врбас, Семинарски рад – Управљање хидротехничким објектима.
17. <https://plos.figshare.com/articles/figure/> ; Multi-objective optimization leading to Pareto-front of all solutions as the main objective
18. <https://journals.plos.org/ploscompbiol/article> ; A Pareto approach to resolve the conflict between information gain and experimental costs: Multiple-criteria design of carbon labeling experiments

Ka održivom razvoju vodovodnog sektora u Crnoj Gori – iskustva u radu Regionalnog vodovodnog sistema

Ivana Ćipranić¹
Marija Jevrić²
Milan Radulović³
Goran Sekulić⁴
Goran Jevrić⁵

APSTRAKT: Višedecenijski problem nedostatka vode za piće na Crnogorskom primorju, posebno tokom ljetnjih mjeseci, bio je ograničavajući faktor za kvalitet života lokalnog stanovništva, a posebno za razvoj turizma kao glavne privredne grane u državi. Puštanjem u rad Regionalnog vodovodnog sistema, omogućeno je uredno snabdijevanje primorja vodom visokog kvaliteta. O važnosti sistema govori činjenica da je to druga investicija po vrijednosti i značaju koja je do sada realizovana u Crnoj Gori, a izvorište Bolje Sestre je najveći vodozahvat izgrađen na Mediteranu tokom posljednje tri decenije. U radu su predstavljeni elementi ovog sistema, analizirane su mogućnosti, kapaciteti i perspektive razvoja Regionalnog vodovodnog sistema. Međutim, tokom rada Regionalnog vodovodnog sistema, pokazalo se da još uvijek nisu realizovani svi preduslovi za obezbjeđenje održivog funkcionisanja ovog sistema. U skladu sa tim, u radu je ukazano na najznačajnije prepreke i na prioritarna pitanja koja se postavljaju pred menadžment preduzeća koje rukovodi sistemom, ali i pred cjelokupnu zajednicu, a prvenstveno naučnu i stručnu javnost. U tom smislu, dat je poseban osvrt na pad izdašnosti izvorišta Bolje Sestre, sa posebnim naglaskom na period od 2018. do 2020. godine u kom se izdašnost smanjila za oko 40%.

Ključne reči: regionalni vodovodni sistem, održivi razvoj, izdašnost izvorišta

Towards sustainable development of the water supply sector in Montenegro - experiences related to the operation of the Regional Water Supply System

ABSTRACT: The decades-long problem of the lack of drinking water on the Montenegrin coast, especially during the summer period, has been a limiting factor for the quality of life of local people and, particularly, for the development of the leading industry in the country – tourism. The regular supply of high-quality water to the coast has been made possible due to the commissioning of the Regional Water Supply System. The fact that this system is the second most valuable and most important investment realized so far in Montenegro indicates its significance, while the Bolje Sestre water intake is the largest one built in the Mediterranean over the last three decades. The paper briefly presents the components of the system, analyzes the possibilities, capacities, and perspectives of the Regional Water Supply System development. However, the operation of the Regional Water Supply System reveals that not all preconditions for ensuring the sustainable functioning of this system have been met yet. In accordance with that, the paper points to the crucial obstacles and the priority issues posed to the management of the company, but also to the entire community, and, in particular, to the scientific and professional public. Therefore, an overview of the reduction in the yield of the Bolje Sestre spring is provided, with a strong emphasis on the period from 2018 to 2020, in which the yield was reduced by approximately 40%.

Keywords: regional water supply system, sustainable development, yield of the spring

¹ Dr Ivana Ćipranić, docent, Građevinski fakultet Univerziteta Crne Gore, ivanac@ucg.ac.me

² Dr Marija Jevrić, docent, Građevinski fakultet Univerziteta Crne Gore, marijaj@ucg.ac.me

³ Dr Milan Radulović, vanredni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta Crne Gore, milara@ucg.ac.me

⁴ Dr Goran Sekulić, redovni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta Crne Gore, goransek@ucg.ac.me

⁵ Goran Jevrić, goran.jevric27@gmail.com

1 Uvod

1.1 Vodni resursi u Crnoj Gori

Globalne klimatske promjene i povećanje broja stanovnika na zemlji utiču na negativne trendove kada je riječ o raspoloživim i dostupnim vodnim resursima na globalnom nivou, a problem nedostatka vode za piće prijeto kako najsiromašnijim društvenim zajednicama, tako i najrazvijenijim industrijskim zemljama. Već sada, 2,3 milijarde ljudi živi u zemljama koje su pogođene vodnim stresom. [13] Crna Gora raspolaže značajnim površinskim i podzemnim vodnim resursima, koji su relativno dobrog kvaliteta. Bogatstvo i kvalitet vodnih resursa spadaju u najznačajnije komparativne prednosti države; time je veća obaveza i odgovornost da se na sistematizovan način koncipira politika njihove zaštite, u cilju očuvanja tih resursa za buduće generacije, što je i osnova koncepta održivog razvoja.

Podzemne vode u Crnoj Gori prisutne su u stijenama različite starosti – od paleozoika do kvartara. Riječ je o veoma važnom resursu, koji predstavlja gotovo isključivi izvor za snabdijevanje vodom stanovništva. Više od 60% teritorije Crne Gore izgrađuju karbonatne stijene (krečnjaci i dolomiti), koje karakterišu značajne rezerve podzemnih voda veoma dobrog kvaliteta. Podzemne vode iz karstne vodonosne sredine prazne se preko brojnih izvora, koji se najčešće pojavljuju duž kanjona vodotoka, po obodu karstnih polja i depresija, duž morske obale, kao i na višim kotama u terenu, na kontaktu propusnih i nepropusnih stijena. Ukupna minimalna izdašnost karstnih izvora na teritoriji Crne Gore iznosi oko 50 m³/s, odnosno srednja oko 600 m³/s. Najizdašniji su izvori u slivu Skadarskog jezera, čija minimalna izdašnost iznosi oko 21 m³/s, a potom izvori u slivu Pive, Tare i Čehotine, čija minimalna izdašnost iznosi oko 17 m³/s. Minimalna izdašnost izvora neposrednog sliva Crnogorskog primorja iznosi oko 5,0 m³/s, a sliva Lima i Ibra oko 8 m³/s. [14] Klimatske promjene imaju određen uticaj na vodne resurse, posebno na vodotoke u karstu i karstne izdani (akvifere), koje su veoma osjetljive odnosno ranjive na promjene klime. Prihranjivanje karstnih izdani direktno zavisi od količine padavina. Poznato je da veliki broj karstnih vrela, čak i neka koja se koriste za snabdijevanje vodom naselja (npr. izvorište Risanska špilja), presuši u ljetnjem periodu.

Premda bogata vodom (prosječno specifično oticanje iznosi oko 43 l/s/km² [14]) Crna Gora se decenijama borila sa problemom nedostatka vode za piće na Crnogorskom primorju, što se negativno odražavalo na kvalitet života lokalnog stanovništva ali i na razvoj turizma, glavne privredne grane u državi. Navedene specifičnosti, u pogledu režima izdašnosti i prostornog položaja pojavljivanja izvora, u značajnoj mjeri limitirale su mogućnost zahvatanja potrebnih količina vode iz lokalnih izvorišta u primorskom pojasu. Iz tih razloga, većina naselja na Crnogorskom primorju donedavno nije imala kvalitetno riješen problem snabdijevanja vodom. Taj problem riješen je zahvatanjem karstnih izdanskih voda sa izvorišta Bolje Sestre u Skadarskom jezeru, čija minimalna izdašnost iznosi oko 2,0 m³/s. Stavljanje u rad regionalnog vodovodnog sistema uticalo je na stvaranje posve drugačijeg ambijenta, koji je omogućio da se Crnogorsko primorje ubrzano razvija, da privlači investicije i postaje sve poželjnija turistička destinacija na globalnom nivou.

Pitanje zaštite vode za piće, kao osjetljivog i ograničenog resursa, od rastućih globalnih izazova postaje sve složenije i zahtijeva integrisano djelovanje šire društvene zajednice, javnosti, privrednih subjekata i drugih zainteresovanih strana, u cilju nalaženja održivih i optimalnih rješenja za zaštitu vodnog tijela i očuvanje kvaliteta voda. Voda sa izvorišta Bolje Sestre, sa koga se napaja sistem Regionalnog vodovoda Crnogorsko primorje, dobrog je kvaliteta, tj. nikakav dodatni tretman joj nije potreban, osim zakonski propisani postupak dezinfekcije. S obzirom na to da stručnjaci Ujedinjenih nacija (UN) upozoravaju da će se do 2050. godine potrebna količina vode na globalnom nivou uvećati za 30 % [12], posebnu pažnju treba usmjeriti ka zaštiti izvorišta, s jedne strane, a s druge strane ka pažljivom planiranju strategije razvoja vodovodnog sektora i donošenju odluka na najvišem nivou. Kao punopravni član Međunarodnog udruženja vodovodnih preduzeća (IAWD) i Evropske asocijacije javnih vodovodnih preduzeća (APE), Regionalni vodovod Crnogorsko primorje ima posebnu odgovornost na planu održivog upravljanja cjelokupnim vodnim resursima Crne Gore.

1.2 O Regionalnom vodovodu Crnogorsko primorje

Regionalni vodovod Crnogorsko primorje (RVCP) prostire se od izvorišta Bolje Sestre, koji se nalazi na teritoriji Podgorice, cjevovodom dužine oko 130 km, duž opština na Crnogorskom primorju. Na njemu se nalazi oko 400 većih i manjih objekata sistema. Pušten je u rad 2010. godine i time je sektor snabdijevanja vodom na primorju dobio nedostajuće količine vode za ljudsku upotrebu, i to vode visokog kvaliteta [7]. Ovim je, poslije nekoliko decenija, riješen jedan od najvažnijih problema od životnog značaja za stanovništvo na Crnogorskom primorju, ali je i uklonjena prepreka za razvoj turizma, kao osnovne privredne grane na ovom području. Međutim, uočeni su i značajni nedostaci u vodovodnom sektoru na primorju, tj. pokazalo se da još uvijek nijesu realizovani svi preduslovi za obezbjeđenje održivog funkcionisanja ovog sektora na području primorja.

Izvorište Bolje Sestre je karstno vrelo koje ističe iz slojevitih dolomitičnih krečnjaka istočnog oboda Malog Blata. Isticanje se odvija u nivou jezera, ali značajnim dijelom i podvodno, sa dubine od oko 4 m. Za potrebe zahvatanja čistih podzemnih voda, na izvorištu je 2009. godine izgrađen vodozahvat u vidu lučne betonske konstrukcije. Na prelivu betonskog vodozahvata sagrađena je gumena membrana, koja se pri visokim vodostajima Malog Blata automatski napumpava u cilju sprječavanja prodora jezerske vode, slika 1. Na ovaj način brana štiti izvorište od prodora vode iz Skadarskog jezera, čime bi se pogoršao kvalitet vode na izvorištu.

Izgradnja vodozahvata Bolje Sestre za potrebe regionalnog vodovodnog sistema je najveći implementirani regionalni projekat, na cijelom karstom području Mediterana i Jugoistočne Evrope, u oblasti snabdijevanja vodom, u posljednje tri decenije. Ta činjenica ukazuje na globalni značaj vodnih kapaciteta kojim raspolaže Crna Gora [8]. Izvorište Bolje Sestre se, od 2017. godine, nalazi na UNESCO-voj Mapi 150 najznačajnijih karstnih izvora na svijetu. To je rezultat petogodišnjeg istraživačkog poduhvata, podržanog od strane Međunarodnog udruženja hidrogeologa (IAH). Mapa upravo treba da posluži kao osnova za održivo međunarodno i globalno upravljanje vodnim resursima.



Slika 1. Izvorište Bolje Sestre

Figure 1. The Water Source Bolje Sestre

1.3 Benefiti za Crnu Goru od stavljanja u funkciju Regionalnog vodovodnog sistema Crnogorsko primorje

Benefiti od stavljanja u funkciju RVCP za Crnu Goru su mnogostruki i nije ih jednostavno numerički iskazati. Međutim, dovoljno govori samo podatak da je u izgradnju sistema investirano oko 107 miliona evra, a da su prihodi od turizma porasli sa 222 miliona evra u 2010. godini na preko milijardu evra u 2017. godini [4]. Tokom rekordnih isporuka vode u periodu 2015-2019. godine, stepen iskorišćenosti dijela sistema koji snabdijeva vodom opštine Kotor, Tivat i Herceg Novi dostizala je u dužim vremenskim periodima i 100 %. U skladu sa principima održivog razvoja, vrijednost ovog projekta za Crnu Goru potrebno je ne samo očuvati, već i uvećavati. Na primjer, u sklopu studije optimizacije RVCP [9] urađena je hidraulička analiza djela sistema od Budve do Tivta, koja je potvrdila neophodnost izgradnje još jednog cjevovoda za potrebe vodosnabdijevanja opština Herceg Novi, Kotor i Tivat. Izgradnja predmetnog cjevovoda je ranijim analizama bila planirana tek za 2025. godinu, odnosno za period kada se očekivalo da će potreba za vodom usloviti izgradnju druge faze RVCP-a [7].

Kao i na svakom razvojnom putu, i ovdje su prisutni brojni izazovi, a radi pravovremenog djelovanja potrebno ih je u kontinuitetu pratiti i analizirati. Samo uz dobru zaštitu vodnog resursa i održivi razvoj, moguće je ostvariti napredak u ovoj oblasti.

1.4 Izazovi u radu Regionalnog vodovodnog sistema Crnogorsko primorje

Postoji nekoliko izazova koji potencijalno mogu značajno uticati na koncept rada preduzeća RVCP, ali i na cjelokupnu sliku snabdijevanja vodom u Crnoj Gori. Najznačajniji među njima svakako je pad izdašnosti izvorišta Bolje Sestre.

Usled globalnih klimatskih promjena, zabilježen je značajan pad nekih izvora na području Crne Gore (CEMA 2020), a istraživanja u zemljama regiona ukazuju na to da se radi o globalnom problemu. Na osnovu podataka o mjerenju izdašnosti izvorišta Bolje Sestre, zaključuje se da je primjećen konstantan pad izdašnosti izvorišta, sa posebnim naglaskom na period 2016-2020. godine, u kom se izdašnost smanjila za oko 40% [5]. Za potrebe ocjene stanja izdašnosti izvorišta Bolje Sestre urađena je analiza postojećeg stanja izdašnosti izvorišta Bolje Sestre, sa pregledom potencijalnih rizika i mjera za prevazilaženje [2]. Pomenutom analizom se navodi da na ovu pojavu svakako uticaj imaju klimatske promjene, odnosno porast prosječnih godišnjih temperatura vazduha i smanjenje padavina, kao i evidentan porast srednjih mjesečnih temperatura vazduha karakterističan je za prostor oko vodoizvorišta Bolje Sestre, tj. Malog Blata i Skadarskog jezera. U dokumentu je dat osvrt na zone sanitarne zaštite izvorišta, sa posebnim osvrtom na primijećene aktivnosti (eksploatacija riječnih nanosa) koje se mogu negativno odraziti na kvantitet i kvalitet voda izvorišta. [6]

Drugi veliki izazov u radu RVCP-a predstavljaju gubici vode u distributivnim vodovodnim sistemima na primorju, kao i postojanje velikog broja nelegalnih priključaka na vodovodnu mrežu. Gubici (u ovom slučaju se odnose na vodu od koje preduzeće nema prihod) u vodovodnim sistemima opština Crnogorskog primorja su veliki i iznose u nekim zonama i 80 %. [15] Gubici su posledica neispravnosti ili dotrajalosti mreže za distribuciju vode, ali i nelegalnog korišćenja vode. U cilju prevazilaženja ovog problema, neophodno je unaprijediti monitoring, očuvanje kvaliteta i eliminisanje gubitaka u mreži.

Tokom prethodne dvije decenije, na području Crnogorskog primorja došlo je do ubrzane gradnje stambenih jedinica i turističkih objekata, koju po pravilu nije pratilo adekvatno planiranje razvoja u sektoru snabdijevanja vodom. Lokalne samouprave i vodovodna preduzeća nijesu investirali u razvoj svojih vodovodnih sistema, pa su čak cijela naselja izgrađena bez vodovodne mreže, a potrošači se snabdijevaju putem cistjerna, što svakako ne zadovoljava potreban nivo kvaliteta isporuke vode za ljudsku upotrebu. Regionalni vodovod je u periodu od 2015. do 2020. godine dobio više zvaničnih zahtjeva za odobrenje priključenja na RVCP od strane privrednih subjekata, ali i mjesnih zajednica sa područja Ulcinja, Bara, Budve i Kotora. Najizrazitiji primjeri nedostatka vodovodne i kanizacione mreže na području Crnogorskog primorja su naselja u opštini Bar, sa oko 10.000 izgrađenih objekata i preko 5.000 objekata u opštini Ulcinj [5]. Upravo kroz ova naselja prolazi cjevovod RVCP sa već

izgrađenim odvojcima za isporuku vode. Neophodno je pokrenuti razvojne projekte u cilju podizanja nivoa usluge u mjestima gdje nije izgrađena lokalna vodovodna mreža.

U prethodnom periodu postepeno su realizovane aktivnosti ka obezbjeđivanju održivosti RVCP ali se isto ne može reći i za lokalna vodovodna preduzeća koja vrše distribuciju vode za ljudsku upotrebu konačnim potrošačima. Šest lokalnih vodovodnih preduzeća Crnogorskog primorja, koristi za snabdijevanje vodom još tridesetak lokalnih izvora. Tako se voda, različitog kvaliteta, miješa sa vodom iz RVCP i kao takva distribuira potrošačima.

2 O sistemu

2.1 Mogućnosti i kapaciteti sistema

2.1.1 Opis sistema

Regionalni vodovodni sistem se sastoji iz dva podsistema (slika 2). To su kontinentalni i obalni dio.



Slika 2. Šema Regionalnog vodovoda Crnogorsko primorje

Figure 2. Scheme of the Regional Water Supply System of the Montenegrin Coast

Kontinentalni dio se sastoji od vodozahvata sa postrojenjem za proizvodnju vode Bolje Sestre, magistralnog cjevovoda Bolje Sestre - Reljići (koji je jednim dijelom položen po dnu Skadarskog jezera), pumpne stanice Reljići, magistralnog cjevovoda Reljići - Đurmani (koji se jednim dijelom pruža kroz hidrotehnički tunel Sozina) i rezervoara Đurmani.

Obalni dio se sastoji iz Južnog i Sjevernog kraka. Sjeverni krak, sa pripadajućim prekidnim komorama i rezervoarima, se proteže od rezervoara Đurmani do lokalnog vodovodnog sistema Budve i pumpne stanice Budva, preko koje se vrši transport vode do lokalnih vodovodnih sistema Kotora, Tivta i Herceg Novog. Južni krak, sa pripadajućim prekidnim komorama i rezervoarima, proteže se od rezervoara Đurmani do lokalnog vodovodnog sistema Bara i pumpne stanice Belveder, preko koje se vrši transport do lokalnog vodovodnog sistema Ulcinja.

2.1.2 Kapaciteti sistema

Izgradnja regionalnog vodovodnog sistema je zamišljena kao fazni proces koji će se odvijati u procijenjenom vremenskom periodu od 20-ak godina. Prva faza je podrazumijevala izgradnju sistema čiji će kapacitet biti $Q=1.100$ l/s. Smatra se da je ova količina vode dovoljna za srednjeročne potrebe za vodom Crnogorskog primorja. Druga faza rada regionalnog vodovodnog sistema podrazumjeva zadovoljenje potreba za vodom u dugoročnom periodu opština na Crnogorskom primorju. Na bazi planskih dokumenata, master planova i raznih studija, količina vode od $Q=1.500$ l/s vode je i više nego dovoljna da zadovolji dugoročne potrebe za vodom na predmetnom području. Da bi sistem mogao da se eksploatiše i u drugoj fazi rada, potrebno bi bilo dograditi sistem, koji bi mogao da isporuči primorskim opštinama količinu vode od $Q=1.500$ l/s.

2.2 Perspektive razvoja regionalnog vodovodnog sistema

Višegodišnje iskustvo u upravljanju sistemom pokazalo je da planirana rješenja imaju određenih nedostataka, kako sa finansijskog tako i sa operativnog aspekta, odnosno da je moguće predvidjeti određenja poboljšanja. U tom cilju je urađena Studija optimizacije druge faze eksploatacije Regionalnog vodovodnog sistema Crnogorsko primorje [9]. U okviru studije urađena je hidraulička analiza, za kontinentalni i sjeverni krak primorskog dijela regionalnog vodovodnog sistema, jer je bilo potrebno predložiti varijante za povećanje kapaciteta sledećih dionica sistema:

- dio sistema: pumpna stanica Bolje Sestre (PS Bolje Sestre)– rezervoar Đurmani;
- dio sistema: pumpna stanica Budva (PS Budva)– prekidna komora Prijedor (PK Prijedor).

Kapacitet dijela sistema PS Bolje Sestre – rezervoar Đurmani bi trebalo da bude min. $Q=1.500$ l/s, dok bi kapacitet na dijelu PS Budva – PK Prijedor, trebao biti min. 600 l/s, jer se na području opština Herceg Novi, Tivat i Kotor, u drugoj fazi rada sistema, očekuje potrošnja vode od oko $Q=600$ l/s. Da bi se obezbjedio zahtijevani kapacitet, potrebno bi bilo rekonstruisati pumpne stanice Bolje Sestre, Reljići i Budva, povećati kapacitete postojećih cjevovoda na dionicama gdje je to neophodno i rekonstruisati ostale objekte u sistemu (koji svojim kapacitetima ne zadovoljavaju potrebe druge faze).

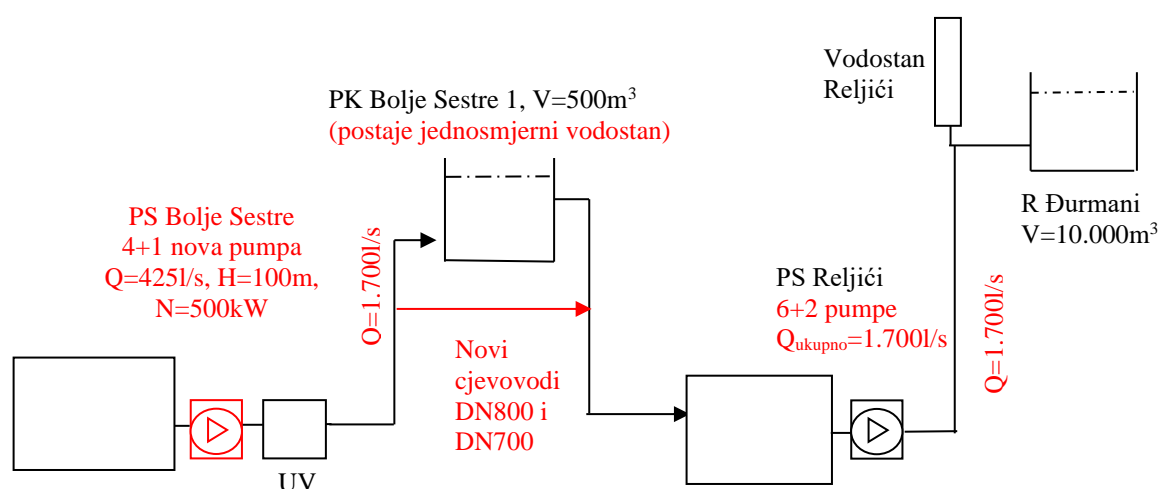
Trenutno u *pumpnoj stanici Bolje Sestre* postoje četiri pumpna agregata (tri radna i jedan rezervni), koji potiskuju vodu, kroz sistem ultraljubičaste (UV) dezinfekcije, u prekidnu komoru Bolje Sestre 1. Trenutni protok koji može da postigne ova pumpna stanica, u režimu paralelnog rada tri pumpna agregata, iznosi oko $Q=1.200$ l/s. Jasno je da ova pumpna stanica svojim karakteristikama ne zadovoljava potrebe druge faze rada sistema, te ju je potrebno rekonstruisati. Prilikom izbora rješenja za nove pumpe moguće je uzeti u obzir i rješenje koje će imati kapacitet veći od planiranih $Q=1.500$ l/s, s obzirom da je na izvorištu bilježena izdašnost i veća od 2.000 l/s. U ovom smjeru je moguće razmišljati nakon što se riješi problem smanjenja izdašnosti izvorišta Bolje Sestre, koji je opisan u nastavku rada.

Na dijelu sistema prekidna komora Bolje Sestre1 - rezervoar Đurmani, u *pumpnoj stanici Reljići* (PS Reljići) postoji šest pumpnih agregata (pet radnih i jedan rezervni), koji potiskuju vodu u rezervoar Đurmani. Trenutni kapacitet PS Reljići je $Q=1.100$ l/s. Postojeći kapacitet PS Reljići ne zadovoljava planirane potrebe druge faze.

U *pumpnoj stanici Budva* postoje tri pumpna agregata (dva radna i jedan rezervni), kojima je omogućeno potiskivanje u sistem oko 480 l/s. U drugoj fazi eksploatacije sistema, PS Budva bi trebalo

da potiskuje količinu vode $Q=600$ l/s, ka sistemima opštinama Herceg Novi, Tivat i Kotor. Postojeći kapacitet PS Budva ne zadovoljava planirane potrebe druge faze.

Sagledavanjem postojećeg stanja i razmatranjem potreba druge faze rada regionalnog vodovodnog sistema, iz studije [9] je proizašlo više varijanti. Jedna od predloženih varijanti obezbeđuje kapacitet sistema čak od 1700 l/s, što je više nego procenjena dugoročna potreba za vodom na Crnogorskom primorju. Ova varijanta podrazumjeva da se u PS Bolje Sestre postojeće pumpe zamjene sa novim, jačim pumpama (četiri radne i jedna rezervna), slika 3. Predložene karakteristike novih pumpi su: $Q=425$ l/s, $H=100$ m, $N=500$ kW. U ovoj varijanti bi se postojeća prekidna komora Bolje Sestre koristila kao jednosmjerni vodostan. U PS Reljići bilo bi potrebno ugraditi dva nova pumpna agregata, karakteristika istih kao što su postojeći. U tom slučaju bi u PS Reljići bilo osam pumpi (šest radnih i dvije rezervne). Šest pumpi u istovremenom radu bi omogućile protok iz PS Reljići, $Q=1.700$ l/s, i visinu pumpanja $H=190$ m.



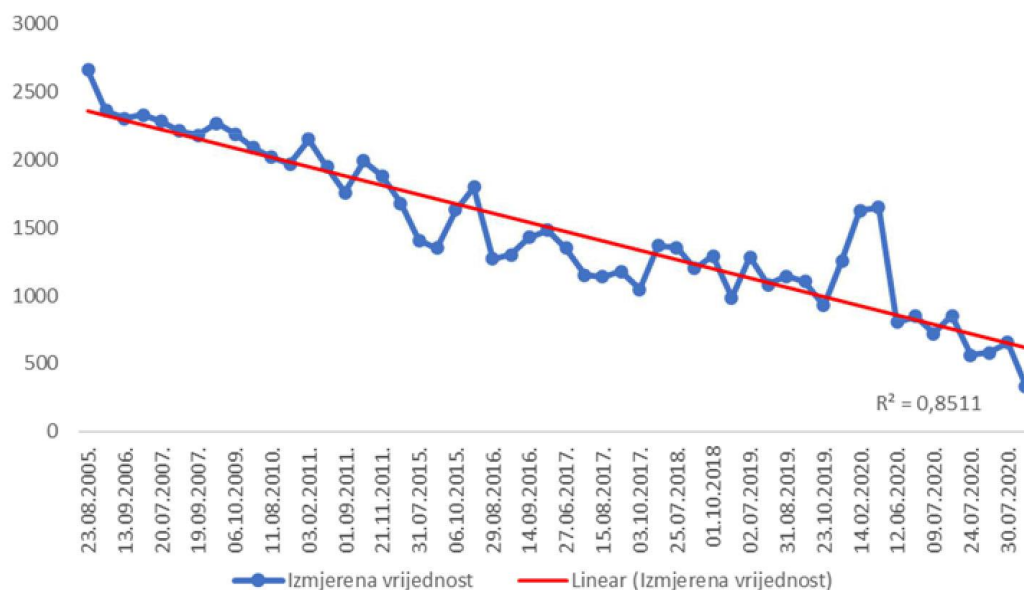
Slika 3. Šema rekonstrukcije sistema na djelu PS Bolje Sestre – rezervoar Đurmani [8]

Figure 3. Scheme of the system reconstruction in the section of PS Bolje Sestre - Đurmani reservoir [8]

3 Izazovi u radu

3.1 Pad izdašnosti izvorišta Bolje Sestre

Tokom ljetnjih mjeseci 2007. godine, izmjereni proticaj na izvorištu Bolje Sestre je iznosio 2.180–2.330 l/s [11]. Sa dijagrama (slika 4.) se može zapaziti jasan trend smanjivanja proticaja na izvorištu (naročito u periodu od 2018. do 2020. godine, kada je zabilježen pad od oko 40%). Početkom septembra 2020. godine je izmjeren najmanji proticaj od kada se vrše mjerenja. Tada je proticaj na prelivu iznosio svega 334 l/s [1].



Slika 4. Opadajući trend proticaja na izvorištu Bolje Sestre (CEMA 2020) [1]

Figure 4. Declining trend of flow at the water source Bolje Sestre [1]

Razmatrano je nekoliko mogućih uzroka pada izdašnosti izvorišta Bolje Sestre [1]. Radovi u koritu Morače (eksploatacija i regulacija) su označeni kao najveća antropogena intervencija na području uže zone sanitarne zaštite koja je mogla da utiče na pad izdašnosti izvorišta. Osim toga, kao jedan od potencijalnih uzroka pada izdašnosti, razmatra se i prekomjerno crpljenje podzemnih voda na području Zetske ravnice (posebno na područjima većih poljoprivrednih i industrijskih površina).

Nivo rijeke Morače na profilu južno od naselja Grbavci je u julu 2007. godine iznosio 13,16 metara nadmorske visine (mnm), a u novembru 2020. godine 8,61 mnm. Nivo podzemnih voda mjeren u bunarima na području Grbavaca u avgustu 2007. godine bio je za oko 3.5 m višiji u odnosu na nivo izmjeren u junu 2021. godine.

S obzirom da je u prvim elaboratima koji su se bavili analizama izvorišta Bolje Sestre [10] [11] naglašeno da dio voda izvorišta Bolje Sestre potiče iz zbijene izdani Grbavaca, pad nivoa vode rijeke Morače i podzemnih voda na području Grbavaca bi mogao da proizvede i pad izdašnosti izvorišta Bolje Sestre. Međutim, istraživanja mogućih uzroka su i dalje u toku, tako da je još rano za donošenje konačnih zaključaka po ovom pitanju. Nova istraživanja, koja su u toku, imaju za cilj utvrđivanje porijekla voda na izvoristu Bolje Sestre, kao i uzroka pada izdašnosti izvorišta. Osim toga, novim istraživanjima će se stvoriti: osnov za formiranje granice treće zone sanitarne zaštite izvorišta, baza za uspostavljanje monitoringa podzemnih voda na širem području, i koncept za obezbjeđivanje potrebne količine vode koja je predviđena razvojnim dokumentima.

3.2 Loša stanja u pojedinim lokalnim vodovodnim sistemima primorja

U većem broju planova i projekata koji su se bavili problematikom snabdijevanja vodom Crnogorskog primorja, uključujući i Master plan snabdijevanja vodom za to područje, snabdijevanje vodom se rješavalo isključivo oslanjanjem na lokalna izvorišta. U slučaju opštine Herceg Novi planirano je dopremanje vode iz sistema Plat, u kome se voda zahvata iz Bilećkog jezera (Bileća, Republika Srpska, Bosna i Hercegovina). Korišćenje lokalnih izvorišta, čija se slivna područja nalaze unutar teritorije Crne Gore, predstavlja pozitivnu karakteristiku takvih rješenja u smislu kontrole i zaštite

kvaliteta vode. Nasuprot tome, korišćenje vode iz sistema Plat predstavlja slabu tačku ovog rješenja snabdijevanja vodom Herceg Novog, zato što se zahvat vode, kao i mjesto priključenja sistema na sistem HE Plat, nalaze van teritorije Crne Gore. Isti slučaj je i sa izvorištem Lisna Bori, koji se koristi za snabdijevanje vodom Ulcinja. Ovakva rješenja nose određeni nivo rizika, kako u pogledu pouzdanosti obezbjeđenja predviđene količine vode, tako i u pogledu garantovanog kvaliteta vode za piće. Osim toga, glavna karakteristika gotovo svih lokalnih izvora je neravnomjerna izdašnost u ljetnom i zimskom periodu.

Puštanjem u rad Regionalnog vodovodnog sistema Crnogorsko primorje, postignut je znatno veći stepen pouzdanosti u smislu obezbjeđenja dovoljne količine vode za područje primorja. Takođe se pokazalo da bi funkcija lokalnih vodovodnih sistema bila dovedena u pitanje, u slučaju da nije bilo Regionalnog sistema. Kao što je nevedeno, jedan od razloga za to su gubici vode u lokalnim sistemima koji su, uprkos naporima menadžmenta lokalnih vodovodnih preduzeća, ostali na visokom nivou. Analize i izvještaji iz poslednjih 5 godina to potvrđuju [15]. U tabeli 1. dati su podaci o gubicima, preuzeti iz Godišnjeg izvještaja o indikatorima poslovanja vodovodnih i kanizacionih preduzeća [15]. Podaci su u %, i odnose se na udio vode od koje preduzeće nema prihod (NRW - *Non Revenue Water*) u ukupnoj unijetoj vodi u vodovodni sistem (SIV - *System Input Volume*). Podaci su dati za vodovodne sisteme opština: Herceg Novi, Kotor, Tivat, Bar i Ulcinj, i to za 2016. i 2017. godinu.

Tabela 1. Udio vode (u %) od koje preduzeće nema prihod u ukupnoj unijetoj vodi u vodovodni sistem

Table 1. The proportion (in %) of non revenue water in system input volume

<i>Opština</i>	<i>Gubici (%)</i> <i>2016. godina</i>	<i>Gubici (%)</i> <i>2017. godina</i>
Herceg Novi	79	79
Kotor	78	79
Tivat	55	52
Bar	80	78
Ulcinj	73	73

Tabela 2. Gubici u vodovodnim sistemima Crnogorskog primorja [3]

Table 2. The losses in water supply systems of the Montenegrin coast [3]

<i>Opština</i>	<i>Gubici (%)</i>				
	<i>Podaci iz upitnika, koji je popunjavan u lokalnim vodovodnim preduzećima</i>	<i>Podaci iz Regulatorne agencije za energetiku i regulisane komunalne djelatnosti</i>	<i>Master plan snabdijevanja vodom Crnogorskog primorja</i>		
			<i>2025. godina</i>	<i>2030. godina</i>	<i>2045. godina</i>
Bar	78%	78 %	65 %	50 %	25 %
Budva	Nepotpun podatak (57%), ali procjena da je taj % mnogo veći	53 %	53 %	50%	25 %
Tivat	Nepotpun podatak (39%), ali procjena da je taj % mnogo veći	44 %	44 %	40 %	25 %
Herceg Novi	Podatak da je su gubici sa 80% sniženi gubici na 50%, ali bez pouzdanog dokaza	76 %	65 %	50 %	25 %
Kotor	Nema podataka	81 %	65 %	50 %	25 %
Ulcinj	Nema podataka	76 %	65 %	50 %	25 %

U tabeli 2. uporedno su prikazani procenjeni planirani gubici (u %) koje predviđa Master plan snabdijevanja vodom Crnogorskog primorja (za opštine Bar, Budvu, Tivat, Herceg Novi, Kotor i Ulcinj), gubici koji su dobijeni na osnovu sprovedenih anketa unutar lokalnih vodovodnih preduzeća primorskih opština i gubici preuzeti iz izvještaja Regulatorne agencije za energetiku i regulisane komunalne djelatnosti. Na osnovu prikazanih podataka jasno se mogu vidjeti razlike u predviđenom procentu gubitaka (iz Master plana) i realnog stanja, koje je trenutno u vodovodnim sistemima primorskih gradova. Usvojene vrijednosti gubitaka uključuju i gubitke koji se ostvaruju na zahvatima i postrojenjima u lokalnom vodovodnom sistemu (oko 5-10% ukupne potrošnje).

4 Zaključak

Iako je evidentan prirast potrebne količine vode (zbog nove izgradnje stambenih i turističkih kapaciteta), Crna Gora ne pripada grupi država koje se suočavaju sa velikim rizicima vodnog stresa. To je njena prirodna komparativna prednost, koju treba očuvati i unaprijediti. Održiva budućnost vodovodnog sektora u Crnoj Gori je direktno zavisna od realizacije razvojnih projekata i razvojne vizije. Upravo vizija razvoja Regionalnog vodovodnog sistema Crnogorsko primorje za period od 2020-2030. godine usmjerena je ka postizanju tog cilja – održivog, stabilnog i uspješnog funkcionisanja Regionalnog vodovoda u ambijentu koji se konstantno mijenja.

Preduzeće Regionalni vodovod Crnogorsko primorje sprovelo je aktivnosti na uspostavljanju koncepta zaštite vodovodnog sistema, u cilju omogućavanja sigurne isporuke vode za piće dobrog kvaliteta. Imajući u vidu svjetske trendove u sektoru bezbjednosti vodovodnih sistema, što je regulisano i direktivama Evropske unije, nastavak aktivnosti na unaprijeđenju bezbjednosne zaštite sistema je imperativ, jer je riječ o važnoj hidrotehničkoj infrastrukturi.

Izvorište Bolje sestre, kao jedno od 150 najvažnijih kraških izvora svijeta, ima globalno prepoznat značaj i time je povećana odgovornost za njegovo očuvanje. Potrebno je nastaviti sa aktivnostima koje će doprinijeti boljoj zaštiti izvorišta, a posebne aktivnosti treba usmjeriti u cilju povećanja (ili bar očuvanja) izdašnosti izvorišta. Izdašnost izvorišta Bolje Sestre je tokom prethodnih 13 godina opala sa 2.330 l/s (ljetno 2007. godine) na svega 334 l/s (septembar 2020. godine). Jedan od mogućih uzroka pada izdašnosti izvorišta su radovi u koritu Morače (eksploatacija šljunka i regulacija korita rijeke), koji su mogli da dovedu do produbljavanja korita, opadanja nivoa vode rijeke Morače, kao i nivoa podzemnih voda. Postoji mogućnost da su, produbljivanjem korita rijeke Morače, uklonjeni šljunčani i glinoviti slojevi (koji su u prirodnom stanju spriječavali, ili usporavali, pražnjenje podinske karstne izdani duž toka rijeke Morače), što je dovelo do pada izdašnosti izvorišta Bolje Sestre. U toku su istraživanja na tu temu, koja uzimaju u obzir i ostale potencijalne uzroke (npr. prekomjerno crpljenje podzemnih voda na području Zetske ravnice itd.).

Sanaciji gubitaka u distributivnim vodovodnim sistemima primorskih opština se mora pristupiti sistemski i na adekvatan način. Neophodno je sprovesti vrijedne investicije po prethodno utvrđenim planovima, a nakon toga tekućim održavanjem održavati gubitke na prihvatljivom nivou.

Jedan od ciljeva održivog razvoja vodnog sektora, kao i primorske regije uopšte, treba da bude i izgradnja vodovodnih mreža u naseljima na Crnogorskom primorju u kojima one do sada nisu postojale. Trenutno stanje u tim naseljima je neodrživo, kako sa aspekta zdravstvene zaštite, tako i sa aspekta stvaranja uslova za razvoj zajednice. Naravno, izgradnjom novih vodovodnih mreža, dobili bi se novi potrošači koji bi doprinijeli rastu prihoda po osnovu prodaje vode za piće.

Imajući u vidu sve izazove sa kojim se suočava sektor snabdijevanja vodom, a koji će u budućnosti biti još veći, neophodno je osim strategije upravljanja postojećim resursima, formirati i strategiju razvoja vodovodnog sektora. U suprotnom, neće se ispuniti uslovi za održivo upravljanje vodovodnim sektorom. Naime, praksa je potvrdila da se promjene u jednom dijelu sistema mogu sprovesti uspješno ali ako ostali djelovi sistema (npr. lokalna vodovodna preduzeća na primorju) ne funkcionišu na adekvatan način, to dugoročno ne vodi ka uspješnom funkcionisanju cjelokupnog vodovodnog sektora. Strategijom bi bile date smjernice, u vidu projekata, odluka i mjera, koje sistemski

moraju biti usaglašene i donijete, kako od strane resornih ministarstava i nadležnih institucija, tako i od strane lokalnih samouprava kao osnivača lokalnih vodovodnih preduzeća.

Jedan od pravaca u kojem je moguće djelovati može da bude i tzv. agregacija sektora za snabdijevanje vodom i odvođenje otpadnih voda. Na Crnogorskom primorju, agregacija bi podrazumjevala objedinjavanje nadležnosti upravljanja lokalnim vodovodnim sistemima na Crnogorskom primorju, čime bi se izvršila značajna optimizacija poslovanja, uz istovremeno značajno podizanje kvaliteta usluge snabdijevanja vodom.

Literatura

1. CEMA (2020) Analiza prirodnih i antropogenih uticaja na režim izdašnosti vodoizvorišta Bolje Sestre. CEMA d.o.o., Podgorica
2. Čulafić G. (2018) Analiza postojećeg stanja izdašnosti izvorišta Bolje Sestre, potencijalni rizici i mjere za prevazilaženje, Zavod za hidrometeorologiju i seizmologiju Crne Gore
3. Energoprojekt Hidroinženjering a.d. (2021) Water Resources Management Plan (Climate Resilience), Regionalni vodovod Crnogorsko primorje
4. Jevrić G. (2017) Sound Drinking Water: Basis of the Coastal Region's Future, Aquapress international, 3/2017, Wien, Austria, p. 10-15
5. Jevrić G. (2020) Vizija razvoja za period 2020-2030, Regionalni vodovod Crnogorsko primorje, Budva. https://regionalnivadovod.me/?page_id=661
6. Jevrić G. (2020) Godišnji plan rada za 2020, Regionalni vodovod Crnogorsko primorje, Budva. <https://regionalnivadovod.me/wp-content/uploads/2021/05/PLAN-RADA-za-2020.pdf>
7. Jevrić G. (2020) Godišnji izvještaj o realizaciji godišnjeg plana rada Regionalnog vodovoda sa finansijskim izvještajem za 2019. godinu, Regionalni vodovod Crnogorsko primorje, Budva. https://regionalnivadovod.me/?page_id=655
8. Jevrić G. (2017) Godišnji izvještaj o realizaciji godišnjeg plana rada sa godišnjim finansijskim izvještajem za 2017. godinu, Regionalni vodovod Crnogorsko primorje, Budva. https://regionalnivadovod.me/?page_id=655
9. Nik Com d.o.o. (2016) Studija optimizacije II faze eksploatacije Regionalnog vodovodnog sistema Crnogorsko primorje
10. Radulović M., Radulović R., Radulović M.M., Sretenović A. (2006) Elaborat o rezultatima hidrogeoloških istraživanja terena između grbavaca i izvorišta Bolje sestre u Malom blatu. Geoprojekt d.o.o., Podgorica
11. Stevanović Z., Radulović M. (2007) Elaborat dopunskih hidrogeoloških istraživanja izvorišta Bolje sestre (Malo blato, Skadarsko jezero) za vodosnabdjevanje Crnogorskog primorja za nivo Glavnog projekta (period maj – avgust 2007). IK Consulting Engineers, Beograd
12. UNESCO World Water Assessment Programme: The United Nations world water development report 2018: nature-based solutions for water; facts and figures. Perugia, Italy
13. United Nations (2021) Summary Progress Update 2021: SDG 6 — water and sanitation for all | UN-Water (unwater.org), Geneva, Switzerland. www.unwater.org/publications/summary-progress-update-2021-sdg-6-water-and-sanitation-for-all/
14. Vlada Crne Gore, Centar za održivi razvoj, Kancelarije Programa Ujedinjenih nacija (UNDP) u Crnoj Gori (2015) Drugi nacionalni izvještaj Crne Gore o klimatskim promjenama prema okvirnoj konvenciji Ujedinjenih Nacija o klimatskim promjenama (UNFCCC)
15. Vodacom (2017) Godišnji izvještaj o indikatorima poslovanja vodovodnih i kanalizacionih preduzeća za 2017. godinu

Dynamics resilience as a measure for risk assessment of the complex water systems: Project overview

Milan Stojković¹
Damjan Ivetić²
Miloš Milašinović³
Lazar Ignjatović⁴
Luka Stojadinović⁵
Nikola Milivojević⁶

ABSTRACT: To manage impacts of natural disasters we propose the use of system approach to enhance the predictive power in resilience assessment of water system beyond the largest recorded events. The main objective of the proposed research is the development of a modelling framework for dynamic resilience assessment. The traditional risk-based approach and use of standards is replaced with a quantitative assessment of the dynamic resilience. By developing a novel framework, the research therefore makes a context introducing a dynamic resilience as a measure for risk assessment. In this context, the research will provide the generic methodology and tools for dynamic resilience assessment. This framework offers an opportunity for highlighting the role of using multi-model simulations which supports the estimation of dynamic resilience. It underpins investment decisions within the different sectors (e.g. water, hydroenergy, environmental sectors) for adaptation schemes under the uncertain changes in our environment (e.g. variable climate, natural disasters).

Key words: Dynamic resilience, System dynamics, Hydrological modelling, System element failures

Dinamička rezilijentnost kao mera za upravljanje rizikom kod složenih vodoprivrednih sistema: Pregled projekta

ABSTRAKT: U ovom radu daje se prikaz projekta u vezi upotrebe sistemskog pristupa za unapređenje prediktivne sposobnosti pri proceni dinamičke rezilijentnosti kompleksnih vodoprivrednih sistema van dosada zabeleženih događaja. Cilj predloženog istraživanja je razvoj pristupa za procenu dinamičke rezilijentnosti vodoprivrednih sistema kao nove mere za procenu rizika. Korišćenjem predloženog pristupa, tradicionalni pristup u proceni rizika i upotreba standarda biće zamenjeni kvantitativnom procenom dinamičke rezilijentnosti. Istraživanjem se predlaže generička metodologija i alati za kvantitativnu ocenu dinamičke hidroenergetske i infrastrukturne rezilijentnosti. Ovaj predlog naglašava mogućnost korišćenja lanca simulacionih modela koje će pomoći u proceni kvantitativne dinamičke rezilijentnosti. Predloženo istraživanje podržaće investicione odluke u različitim sektorima (sektor voda, hidroenergetski sektor, sektor zaštite životne sredine) kako bi se vodoprivredni sistemi adaptirali na promena u njihovoj okolini (npr. varijabilna klima, prirodne katastrofe).

Ključne reči: Dinamička rezilijentnosti, sistemska dinamika, hidrološko modeliranje, otkazi elemenata sistema

¹ dr Milan Stojković, Vodeći istraživač – naučni saradnik, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, milan.stojkovic@jcerni.rs

² dr Damjan Ivetić, Docent, Građevinski fakultet Beograd, divetic@grf.bg.ac.rs

³ dr Miloš Milašinović, Docent, Građevinski fakultet Beograd, mmilasinovic@outlook.com

⁴ Lazar Ignjatović, Istraživač, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, lazar.ignjatovic@jcerni.rs

⁵ Luka Stojadinović, Istraživač, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, luka.stojadinovic@jcerni.rs

⁶ dr Nikola Milivojević, Izvršni direktor, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, nikola.milivojevic@jcerni.rs

1 Introduction

The world today faces enormous challenges in redesigning and rebuilding water systems, wastewater plants and infrastructure in general. Major investment is required to renew and upgrade these aging systems to adopt for rapidly growing population, whose future is affected by uncertain changing climate and natural disasters (e.g. earthquakes). Over the last few decades we have been witnessing many catastrophic hazardous events (e.g. floods, droughts) that have considerably exceeded the largest foreseen events and caused billions in damage. For example, floods in Europe have affected more than 1,100 fatalities and 3 million people in the period 1998-2009, with direct lost estimated as EUR 60 billion (EEA a, 2019). The European Commission has estimated that, at least 17 % of its territory have been affected by water scarcity to date and put the cost of droughts in Europe over the past thirty years at EUR 100 billion (EEA b, 2019). In addition, it has been estimated that earthquakes are responsible for about 35% of the economic losses generated by natural disasters (ECSKS, 2019).

To manage impacts of natural disasters we propose the use of system approach to enhance the predictive power in resilience assessment of water system beyond the largest recorded events. We provide an overview of the project “Dynamics resilience as a measure for risk assessment of the complex water, infrastructure and ecological systems: Making a context” (2020-2022). The proposed project is a part of the program for excellent projects of young researchers (PROMIS) launched by the Science Fund of the Republic of Serbia.

The main objective of the proposed research is the development of a modelling framework for dynamic resilience assessment. The traditional risk-based approach and use of standards is replaced with a quantitative assessment of the dynamic resilience. This framework offers an opportunity for highlighting the role of using multi-model simulations which supports the estimation of dynamic resilience as well as processing of big data from multi-model simulations to extracting high-level knowledge. It underpins investment decisions within the different sectors (e.g. water, hydroenergy, environmental sectors) for adaptation schemes under the uncertain changes in our environment (e.g. variable climate, natural disasters).

Project team is consisted of the team members from Jaroslav Černi Water Institute, Faculty of Civil Engineering University of Belgrade, Faculty of Engineering and Faculty of Science University of Kragujevac. Dr Milan Stojković (Jaroslav Černi Water Institute) is a principal investigator and works alongside team members: dr Damjan Ivetić (, Faculty of Civil Engineering University of Belgrade), dr Dragan Rakić (Faculty of Engineering University of Kragujevac), dr Višnja Simić (Faculty of Science University of Kragujevac), Lazar Ignjatović (Jaroslav Černi Water Institute), and Luka Stojadinović (Jaroslav Černi Water Institute).

2 Main goals

The upper basin of the Nišava river is selected for the proposed methodology application as a flood-prone area in southeast Serbia. In this region, the Pirot water system is located, having catchment an area of around 571 km². It represents a multipurpose complex system including the Zavoj reservoir at the Visočica river, hydraulically connected by a pressure tunnel equipped with hydropower plant (HPP) Pirot with the Nišava river. The scheme of the Pirot water system and its location in Serbia is given in Figure 1.

Table 1. The characteristics of the Zavoj reservoir in the Pirot water system.

Reservoir	Year Built	Drainage Area (km ²)	Annual Inflows (m ³ /s)	Active Volume (10 ⁶ m ³)	Flood Storage Volume (10 ⁶ m ³)	Minimal Operational Level (m.a.s.l.)	Spillway Capacity (m ³ /s)	Spillway Crest Elevation (m.a.s.l.)
Zavoj	1990	571	6.2	140	5.5	568	1820	606

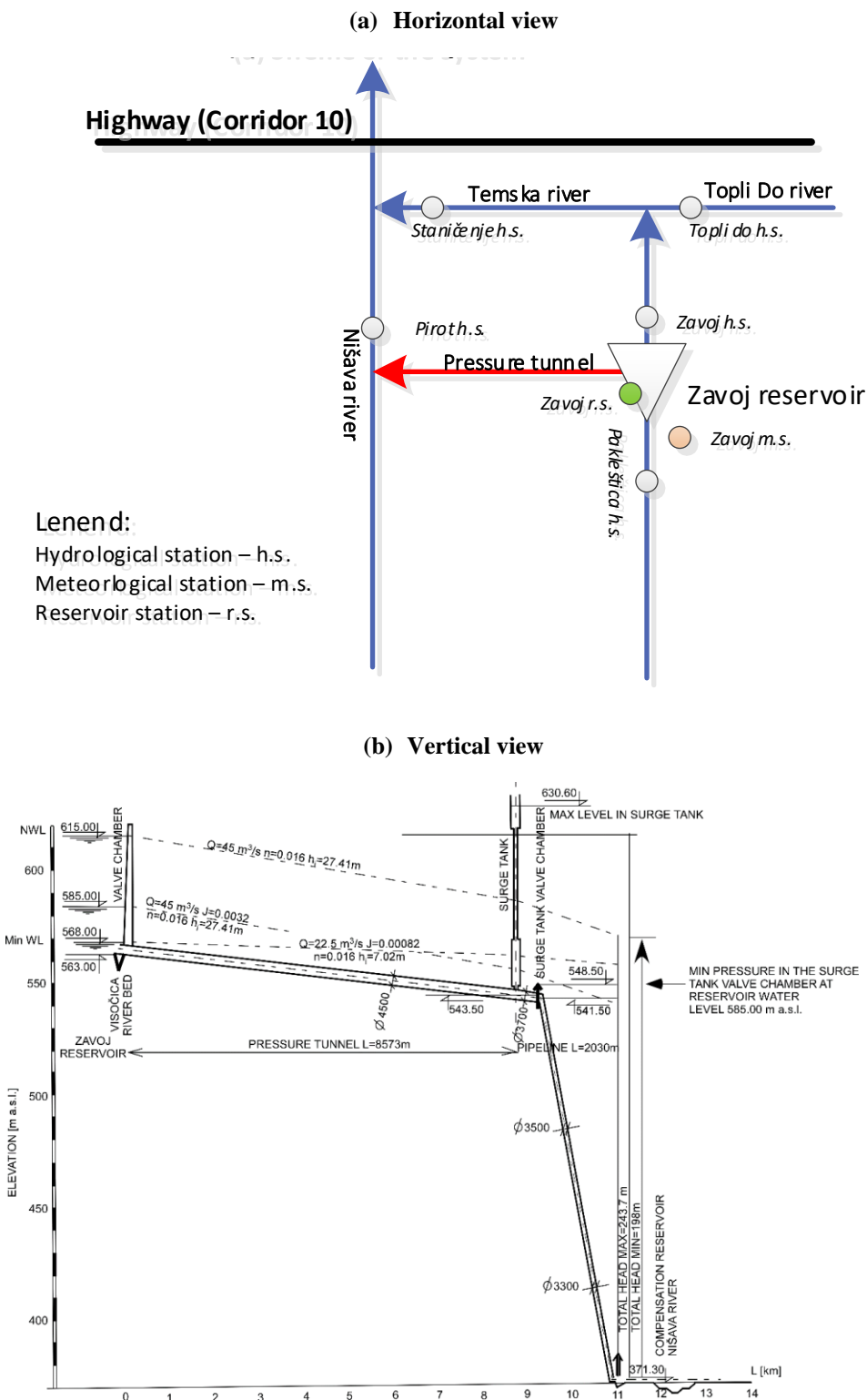


Figure 1. Schematic representation of the Pirot water system: horizontal (a) and vertical view (b)

The primary purpose of the Pirot water system is hydropower generation. In addition, this water system is used for mitigation of floods at the Nišava river and downstream water quality control at the Temska river by regulation of the outflows over the low-flow season. The management of the Pirot water system depends on the actual volume of water stored in the reservoirs, inflows and energy demand. The Pirot HPP operates regularly over 4.5-5 hours per day to satisfy demands for the energy during the peak hours. The total annual hydropower generation is estimated at 120 GWh with 1400 average working hours. Through bottom outlet, the Zavoj reservoir releases the environmental flow ($0.7 \text{ m}^3/\text{s}$) in the downstream section of the Visočica river.

The earthen dam of the Zavoj reservoir is 86 m in height and 250 m in length. The power plant has two turbines (40 MW) for power generation, with the installed discharges of $45 \text{ m}^3/\text{s}$. Active storage of the Zavoj reservoir is $140 \times 10^6 \text{ m}^3$. Three gated spillways are located at the left part of the dam with the capacity of $1820 \text{ m}^3/\text{s}$. The Zavoj reservoir is hydraulically connected with diversion-type turbines at the HPP Pirot by the 9 km pressure tunnel with 4.5 m radius. The pressure tunnel conveys the water from the Visočica river to the Nišava river providing a significant contribution to the total annual flow at the downstream river.

There are major issues related to the reservoir operation of the Pirot water system which is addressed by the proposed research:

1. Assessment of hydroenergy generation resilience under an extraordinary disturbance - caused by an earthquake or extreme hydrological event. For example, failure of spillways gates, pressure tunnel, data acquisition system, damage caused by floods or similar.
2. Assessment of the flood resilience within the flood prone area alongside the Nišava river stream, by controlling the outflows from the Zavoj reservoir.

3 Methodology

A novel approach for assessment of the dynamic resilience, using the systems analysis and integration of various modelling tools (Figure 2), is proposed for considering the major issues of the Pirot water system.

The proposed research is conducted in the following phases:

1. Stochastic generation of climate data to include “black-swan” events, i.e. simulated climate beyond the observed levels.
2. Introduction of system disturbances to simulate the different system failure scenarios which are complex and not necessarily related to a single extreme event.
3. Integration of various modelling tools using a systems approach: hydrological model, system dynamics simulation model, and dam safety management model.
4. Estimation of system dynamic resilience - the dynamic resilience of the water system has four characteristics: redundancy, resourcefulness, and rapidity. It is tailored to capture consequence of various feedbacks within the complex water, infrastructure and ecological system, future unknown system states, and importance of spatial and temporal scale.
5. Big data analysis - using the data sets derived from monitoring systems, multi-models and extracting high-level knowledge by the different techniques.

Therefore, the proposed research will result in a generic methodology for resilience assessment by achieving the following research goals:

1. Using the existing approach for climate data generation which contain members beyond the observed level;
2. Developing of disturbance method for failure scenarios (collapse of the dam, and/or collapse of any of its structural, mechanical or electric components);
3. Integration of the well-known models in the new framework by using systems analysis;
4. First-time implementation of a surrogate dam safety model within the system performance analyses;

5. Making a context by introducing an original framework for quantitative assessment of the dynamic resilience of the system; the traditional risk-based approach will be shifted to the state-of-the-art dynamic resilience;
6. Development of a novel method for processing big data from the multi-models driven by multi-scenarios analyses using artificial intelligence; and
7. Application of the proposed approach for the first time in Serbia using the Pirot water system as a case study.

The proposed framework for dynamic resilience assessment of a complex system is conducted throughout five phases illustrated in Figure 2.

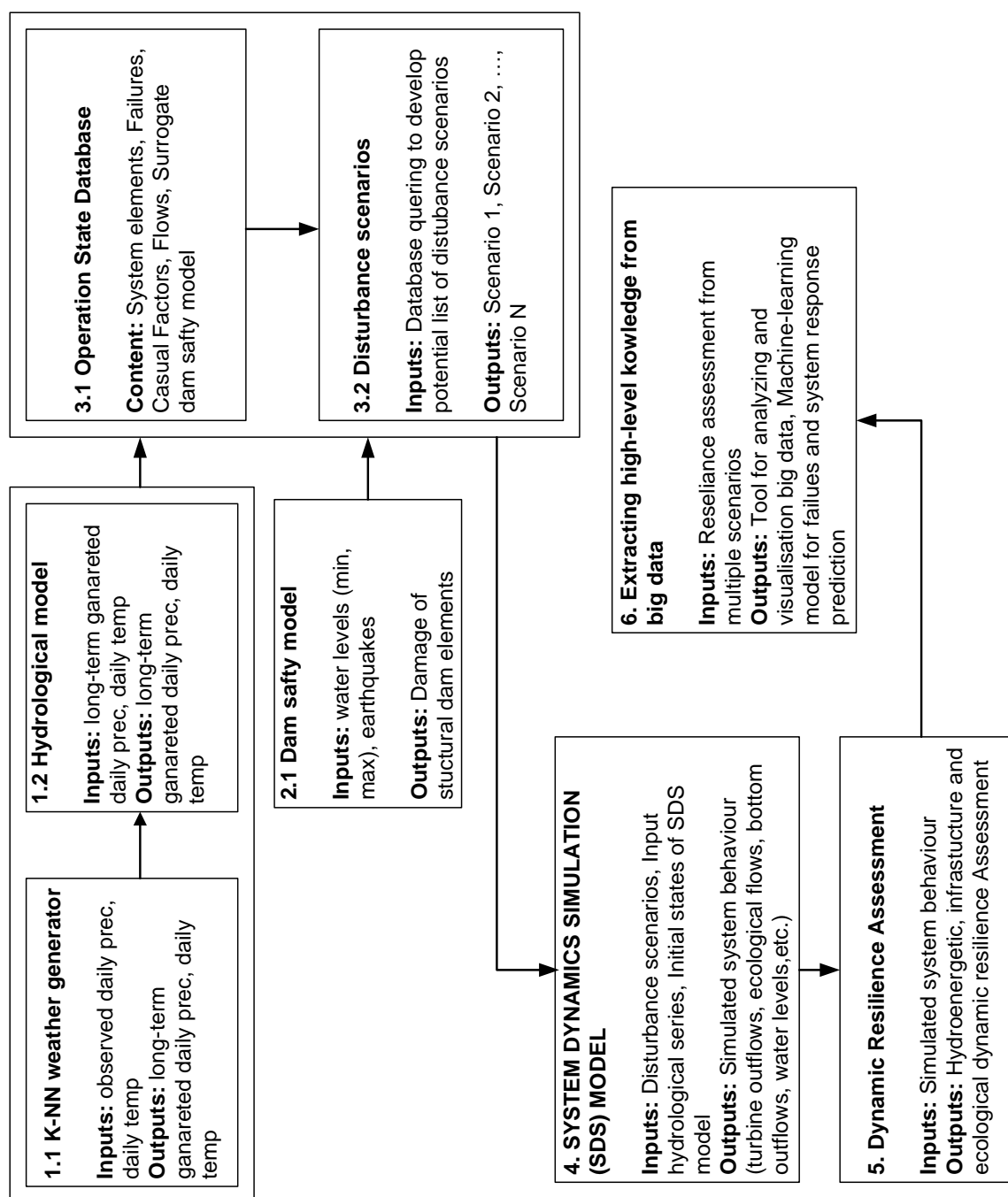


Figure 2. Graphical presentation of the proposed framework for assessment of the dynamic resilience of a complex system.

Phase 1. Observed climate (daily precipitation, maximal and minimal temperature) is served as the basis for generation of additional long sequences of replicates. The K-nearest neighbour weather generator (K-NN_WG) is used to reshuffle the historical data, with replacement (King et al. 2015). Each of the resampled values will then be perturbed to ensure unique values are generated that do not occur in the historical record. Please note that the assumption of non-stationarity of climate is incorporated within K-NN_WG.

Phase 2. The disturbances can affect each variable within the multiple models (Figure 2) used to assess system performance (King et al. 2017). Various disturbance scenarios will be simulated to assess the performance of a large number of interacting components, both physical (e.g. dam, gates, turbines, highroads) and nonphysical (e.g. operator, information relays). Physical failures include collapse of the dam, and/or collapse of any of its structural, mechanical or electric components that may be caused by a system disturbance. Moreover, failures occur due to ageing of infrastructure, lack of maintenance, improper design or construction errors. Nonphysical failures happen when the system components and reservoir are not able to serve the intended purpose. These failures can be caused by improper operation and unexpected extreme natural conditions (e.g. floods, droughts).

Phase 3. The implementation of the systems approach will use the outputs from multiple models (Phase 2): hydrological model, system dynamics simulation model and dam safety management model.

The outputs (daily precipitation, maximal and minimal temperature) from the K-NN-WG (Phase 1) is used to simulate system response under variable climate scenarios satisfying the assumption of non-stationarity. Long sequences of daily flows will be derived by the last version of PRMS 5.0 (Precipitation Runoff Modeling System) hydrological model (Markstrom et al. 2015). It represents physically-based hydrological model and will be applied to the selected river basin on a semi-distributed basis. The PRMS model can consider different processes, such as evaporation, transpiration, runoff, infiltration, and interflow as determined by the energy and water budgets of the plant canopy, snowpack, and soil zone on the basis of climate information. The meteorological module is used to simulate a complex behavior of snowmelt processes. The PRMS model offers flexibility in choosing an appropriate method for the direct runoff, baseflow components, precipitation loss, and river routing. These features enable evaluation of the hydrologic response of different river basins, especially those where the snowmelt plays an important role in runoff generation.

The systems analysis (Simonovic, 2009) is used to develop the system dynamics simulation model (SDM) of the complex Pirot water system in the Python environment. The structure of the SDM is designed using a stock and flow diagram to capture the system structure. The stock and flow diagrams use four graphical objects to represent a complex system structure (Stojkovic and Simonovic, 2019): stocks, flows, auxiliary variables and arrows. The reservoirs of the Pirot water system is represented as stocks because they represent state variables accumulating over time. Inflows and outflows from the reservoirs are modelled as flows. They are attached to stocks and change the state of the accumulated water in the reservoirs. Other variables in the SDM model are represented by auxiliaries. Arrows connect stocks, flows and auxiliary variables to close the system structure. The SDM utilizes the release policy described in the operational rule book. Based on the simulated hydropower releases, the standard equation is used for the hydropower calculation.

Dams and associated facilities (e.g. pressure tunnel, spillway) are critical infrastructure elements whose failure could lead to severe social consequences and high economic losses. Therefore, dam safety management has become an indispensable component of all dam engineering projects worldwide (Hariri-Ardebili, 2018). For the purpose of the proposed research, the previously developed physical based-model (Rakić et al. 2015) of dam safety is used within the system dynamics simulation approach.

Phase 4. The resilience of the system is defined as “the ability of a system and its component parts to absorb, accommodate or recover from the effects of a system disruption in a timely and efficient manner, including through the preservation, restoration or improvement of its essential basic structures and functions (Kong and Simonovic 2018)”. In the proposed research, a quantitative dynamic resilience model is estimated the recovery of the system under combinations of various disruptive events which possess a serious threat to reservoirs and dam. The quantitative assessment of resilience captures four characteristics of resilience called robustness, redundancy, resourcefulness, and rapidity. This novel

measure provides insight into the dynamics of the system performance based on its characteristics and adaptive capacity.

Phase 5. The important part of the proposed research is the extraction of interpretable knowledge from a large amount of data gathered through the simulation of multiple scenarios by the multiple system models. Extracting high-level knowledge from low-level data contained in large data sets is a complex process that involves methods and techniques from multiple fields, namely: machine learning, statistics, distributed databases, data visualization and high-performance computing.

4 Conclusions

The proposed framework brings great predictive power to assess the resilience of a complex water systems to hazardous events (e.g. floods, droughts) beyond the largest records and natural disasters. Using the generated flows, it can significantly reduce the uncertainty stemming from the hydrological modelling and short records, which typically lead to the poor representations of extreme hydrological events. It is expected that the proposed research will significantly advance the understanding of (1) how complex infrastructure systems perform under disturbance; and (2) what will be the best adaptation option under the changing conditions. Therefore, this research will contribute to the development of new (1) research methodology and (2) its application to a real case study system.

Water systems are designed to withstand demands imposed by their service requirements and by hazardous events (Simonovic 2018). However, their facilities are designed by existing standards. In respect to the ageing process and rapid changes in the environment (e.g. variable change, natural disasters), they do not necessarily guaranty an adequate level of service and safety. Therefore, the proposed research introduces performance-based engineering approach as the replacement of traditional use of standards. This approach offers an opportunity for highlighting the role of using multi-model simulations for the estimation of dynamic resilience. It should be stressed out that, within the scope of the proposed research, observed data (e.g. climate, hydrological, hydraulic and exploitation data) serve both as the input for the multi-model simulations and calibration of the selected models. By proceeding in this manner, additional valuable information will be incorporated in the final results. It is also expected that, by analyzing the propagation of the measured data uncertainty through the multi-model simulations, weak points in the monitoring system are detected. Thus, providing guidance to operators and system stake-holders in prioritizing future investments in these vital elements of the complex water systems.

The systems analysis will be implemented in the proposed framework as a rigorous method for system description. It allows feedback analysis via simulation of the effects of different disturbance/failure scenarios. The systems analysis is also be incorporated into control policy behavior, in order to derive an effective strategy for the system adaptation to changing conditions. This approach can outperform the classical simulation procedures since it can deal with change in system structure and dynamic interactions of the system elements over time. It should be noted that the proposed research will be the first attempt of incorporating a surrogate dam safety model, within the system dynamics simulation analysis, which connects directly failures of the system (movements of the dam and pressure tunnel caused by external forces) with the response of other system elements (e.g. spillway gates).

Hydro-environment research and practice has already benefited from the application of artificial intelligence techniques (Savić, 2019). Application of artificial intelligence in the water management world opens a wealth of opportunities and benefits for water management practitioners. Implementation of the proposed methodology requires a state-of-the-art technique based on machine learning, statistics, distributed databases, data visualization and high-performance computing. The availability of big data generated by multi-model simulations provides further opportunities for the investigation of the utility of various artificial intelligence methods. In this manner, the proposed research develops a novel method capable of extracting knowledge from a large amount of data (obtained from simulations) which will advance contemporary hydro-environmental knowledge.

The proposed methodology is applied to the Pirot water system (Figure 1), which lies within the flood-prone region and plays an important role in the Serbian energy and water sectors. The results from this research is used to derive the dynamic plan for the renewal of the ageing elements of the Pirot water system infrastructure.

Acknowledgement

The authors express the gratitude to the Science fund of the Republic of Serbia for the support through the project of the PROMIS call: "Dynamics resilience as a measure for risk assessment of the complex water, infrastructure and ecological systems: Making a context".

Literature

1. ECSKS (2019) The European Commission's science and knowledge service. <https://ec.europa.eu/jrc/en/research-topic/earthquakes-and-tsunamis>
2. EEA a. (2019) European Environment Agency. Mapping the impacts of recent natural disasters and technological accidents in Europe <https://www.eea.europa.eu/publications/mapping-the-impacts-of-natural>
3. EEA b. (2019) European Environment Agency. Water Scarcity & Droughts in the European. https://ec.europa.eu/environment/water/quantity/scarcity_en.htm
4. Hariri-Ardebili, M.A. (2018) Risk, Reliability, Resilience and beyond in dam engineering: A state-of-the-art review *International Journal of Disaster Risk Reduction*. 31: 806-831. DOI 10.1016/j.ijdr.2018.07.024
5. HEC-RAS (2019) User's Manual. US Army Corps of Engineers. Institute for Water Resources. United States, Davis CA.
6. Holling, C.S. (1973) Resilience and stability of ecological system. *Annual Rev. Ecol. System*. 4(1), 1-23, doi: 10.1146/annurev.es.04.110173.000245
7. King, L.M., McLeod, M.A., Simonovic, S.P. (2015) Improved weather generator algorithm for multisite simulation of precipitation and temperature. *Journal of the American water resources association*. 51(5): 1305-1320 DOI: 10.1111/1752-1688.12307
8. King, L.M., Simonovic, S. P., Hartford, D.N.D (2017) Using system dynamics simulation for assessment of hydropower system safety. *Water Resource Research*, 53, DOI:10.1002/2017WR020834
9. Kong, J., and S.P. Simonovic. (2018) A Model of Infrastructure System Resilience", *International Journal of Safety and Security Engineering*. 8(3):377-389 DOI: 10.2495/SAFE-V8-N3-377-389
10. Markstrom, S.L., Regan, R.S., Hay, L.E., Viger, R.J., Webb, R.M.T., Payn, R.A., LaFontaine, J.H., (2015) PRMS-IV, the precipitation-runoff modeling system, version 4: U.S. *Geological Survey Techniques and Methods*, book 6, chap. B7, 158 p., <http://dx.doi.org/10.3133/tm6B7>
11. S.P. Simonovic. (2018) Performance-based Water Resource Engineering, Simulation and Resilience. *Voda i sanitarna tehnika* (bilingual – Serbian and English), 47(2-3):5-13.
12. Savić, D. (2019) What is artificial intelligence and how can water planning and management benefit from it? IAHR White Papers. *Spain water and IWHR*. China.
13. Simonovic, S.P. (2009) *Managing Water Resources: Methods and Tools for a Systems Approach*; UNSECO Publishing: Paris, France; Earthscan James & James: London, UK.
14. Simonovic, S.P., Arunkumar, R. (2016) Comparison of static and dynamic resilience for multipurpose reservoir operation. *Water Resource Research*, 52, 8630-8649, DOI; 10.1002/2016WR019551
15. Stojkovic M., Simonovic S.P. (2019) System Dynamics Approach for Assessing the Behaviour of the Lim Reservoir System (Serbia) under Changing Climate Conditions. *Water*. 11, 1620; doi:10.3390/w11081620

Dinamička rezilijentnost kao mera za upravljanje rizikom kod složenih vodoprivrednih sistema: implementacija modela otkaza u vodoprivredni model

Luka Stojadinović¹

Damjan Ivetić²

Miloš Milašinović³

Lazar Ignjatović⁴

Milan Stojković⁵

Nikola Milivojević⁶

APSTRAKT: Održivo upravljanje složenim vodoprivrednim sistemima, u neizvesnim i promenljivim klimatskim uslovima, kao i pod rastućim socio-ekonomskim zahtevima i ograničenjima, predstavlja kompleksan izazov. Samo u poslednjih par decenija, zabeležene su katastrofalne prirodne nepogode (poplave, suše, zemlotresi itd) koje su po intezitetu prevazilazile dosad zabeležene vrednosti. Vodoprivredni sistemi, kao što su višenamenske akumulacije, predstavljaju jedan primer vitalnih sistema čije je pouzdano funkcionisanje dodatno ugroženo u svetlu novih okolnosti. Kvantifikovanje „spremnosti“ sistema na navedene događaje, se uobičajeno sprovodi kroz analizu rizika primenom tradicionalnih statičkih veličina. Kako statičke mere imaju izvesna ograničenja, u poslednje vreme, sve više se koristi koncept dinamičke rezilijentnosti (izdržljivosti). Kako bi se obezbedila minimizacija štetnog uticaja navedenih događaja na funkcionalnost vodoprivrednih sistema, neophodno je povećati tzv. „rezilijentnost“ sistema, odnosno sposobnost sistema da izdrži i prihvati neki poremećaj i povрати pređašnju funkcionalnost. Kako bi se ispitala „spremnost“ sistema na razne nepovoljne scenarije, koji podrazumevaju smanjenje funkcionalnosti različitih komponenta sistema, neophodno je koristiti adekvatan simulacioni model vodoprivrednog sistema i model otkaza. Na osnovu ovih modela moguće je proceniti ponašanje sistema nakon širokog spektra mogućih nepovoljnih događaja. Takođe, moguće je detektovati komponente koje bi uz pravovremeno ulaganje i poboljšanje stanja ublažile pad funkcionalnosti sistema pri različitim poremećajima i povećale rezilijentnost celog sistema. U ovom istraživanju predstavljen je pristup za modeliranje otkaza i implementaciju istih u vodoprivredni model. Kao primer korišćen je vodoprivredni sistem Piroto.

Ključne reči: Upravljanje vodoprivrednim sistemima, funkcionalnost sistema, dinamička rezilijentnost, vodoprivredni model, modeliranje otkaza

Dynamics resilience as a measure for risk assessment of the complex water systems: implementation of failure model in water system model

ABSTRACT: Sustainable management of the complex water systems in uncertain and changing climate conditions, as well as in increasing socio-economic demands and limitations, is deemed as a difficult challenge. Over the last few decades, catastrophic disasters have been witnessed (floods, droughts, earthquakes etc.) which have considerably exceeded the largest recorded events. Water systems like multipurpose reservoirs, are an

¹Luka Stojadinović, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, istraživač, luka.stojadinovic@jcerni.rs

²dr Damjan Ivetić, Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, docent, divetic@grf.bg.ac.rs

³dr Miloš Milašinović, Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, docent, mmilasinovic@grf.bg.ac.rs

⁴Lazar Ignjatović, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, samostalni istraživač, lazar.ignjatovic@jcerni.rs

⁵dr Milan Stojković, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, vodeći istraživač, milan.stojkovic@jcerni.rs

⁶dr Nikola Milivojević, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, izvršni direktor, nikola.milivojevic@jcerni.rs

example of the vital systems whose functionality is challenged in these new conditions. Quantification of readiness of system to address such events is usually expressed with statistical methods. As statistical methods have certain limitations, the concept of dynamic resilience is beginning to be used more often. To allow for the minimization of the negative impacts of the above-mentioned events on the system functionality, it is necessary to increase the resilience of the system, or the capability of the system withstand certain impact and bounce-back to the previous level of functionality. To analyze the system resilience, water systems simulation model along with the failure model, should be used. These models allow for the analysis of the system response to a certain impact, as well as the capability to bounce-back to previous functionality after certain system components have failed. Additionally, critical system components can be identified, which can be revitalized to increase the resilience of the overall system. In this research, a failure model is presented along with the example of implementation in the system dynamics model. Case study of Pirot water system is used.

Keywords: Water system management, system functionality, dynamic resilience, water system model, failure model

1 Uvod

Višenamenske akumulacije su vitalni infrastrukturni objekti koji obezbeđuju elementarne resurse za funkcionisanje društva, kao što su električna energija, voda za piće, voda za navodnjavanje itd. Takođe, njihova uloga je ključna u upravljanju poplavama u nizvodnim slivovima [1]. U bliskoj i daljoj budućnosti, imajući u vidu porast vrednosti vode kao resursa kao i uočene trendove u klimatskim događajima, može se očekivati da će njihova uloga u normalnom funkcionisanju društva biti sve izraženija. Samim tim, od imperativa je obezbediti pouzdanost u radu višenamenskih akumulacija, odnosno nesmetano obavljanje osnovnih funkcija ovih sistema u realnim uslovima.

Poslednjih godina pritisak na ove sisteme raste, kako se zahtevi za uslugama povećavaju usled porasta stanovišta, dok se klimatski uslovi nepovoljno menjaju i postaju sve neizvesniji. Samo u poslednjoj deceniji zabeleženo je nekoliko katastrofalnih prirodnih nepogoda, kao što su poplave, suše i zemljotresi, koji su po intenzitetu premašili dosad zabeležene nizove. Posledice su takođe katastrofalne, prvenstveno u pogledu broja ljudskih žrtava, a zatim u ekonomskoj šteti kao i u dugotrajnim poremećajima u funkcionisanju elementarnih sistema u pogođenim društvima. U kontekstu višenamenskih akumulacija, dodatan problem neretko predstavlja i činjenica da je prateća infrastruktura i oprema zastarela zbog čega je povećana opasnost od pojave otkaza elementa sistema kao i pada njegove ukupne funkcionalnosti. Upravljanje kompleksnim vodoprivrednim sistemima u ovim uslovima, postaje sve složenije, kako se sami sistemi sve učestalije nalaze u stanjima koja nisu obuhvaćena originalnom projektnom dokumentacijom [2].

Jedan od alata koji su na raspolaganju vodoprivrednim preduzećima su metode za procenu rizika koje se mogu kombinovati sa odgovarajućim matematičkim modelima za simulaciju rada samih sistema. Ispitivanje raznih mogućih scenarija, koristeći „what if“ koncept analiza, može dati korisne informacije o mogućim opasnostima po sistem i njegovo funkcionisanje. U procenama sposobnosti sistema da prihvati i izdrži određeni neželjeni događaj, kao i da posle povrti funkcionalnost, uobičajeno se koriste tradicionalne statičke mere kao što su rezilijentnost, pouzdanost i ranjivost. Međutim, pokazano je [3] da statičke mere imaju određena ograničenja, zbog čega se predlaže upotreba dinamičke rezilijentnosti (izdržljivosti). Ključna prednost dinamičke rezilijentnosti se ogleda u činjenici da se ova mera može sračunati za svaki vremenski korak simulacije, kao i da omogućava kvantifikaciju „izdržljivosti“ sistema na kombinovane pritiske od poremećaja različitih priroda. Sam proračun ove veličine se zasniva na proceni funkcionalnosti sistema u svakom vremenskom koraku matematičkog modela koji simulira rad sistema, odnosno sposobnosti sistema da ispuni svoju (svoje) projektovanu funkciju. Na samu funkcionalnost sistema utiču stanja, odnosno funkcionalnosti, sastavnih elemenata sistema. Tako, matematički model koji simulira rad sistema, tj. Simulacioni model, pored mogućnosti da „oponaša“ rad u normalnim uslovima, mora biti sposoban da adekvatno „oponaša“ i rad u vanrednim uslovima u kojima je npr. došlo do oštećenja njegovih sastavnih elemenata. Ovaj dodatak uobičajenom simulacionom modelu se obično naziva model otkaza.

U ovom radu predložena je metodologija za eksplicitno modeliranje otkaza odnosno pada funkcionalnosti pojedinih komponenata, kao i sistema kao celine. Modeliranje pada funkcionalnosti se vrši preko kvantitativnog indikatora funkcionalnosti koji se za svaki element integriše u odgovarajući matematički model koji se koristi za opisivanje fizičkog procesa u kojem analizirani element učestvuje. Na primeru HE Pirot, pokazan je opšti pristup za implementaciju modela otkaza, gde su analizirani realni scenariji otkaza pojedinih komponenata i odgovarajuće posledice na funkcionalnost sistema.

2 Metodologija

Jedan od načina najčešćih pristupa u analizi vodoprivrednih sistema je upotreba odgovarajućih matematičkih i numeričkih, odnosno simulacionih modela sistema. Simulacioni model u opštem smislu, oponaša rad sistema korišćenjem matematičkog modela sistema, gde su izlazi modela određeni kao odgovor sistema na definisani set ulaza [4]. U simulacijama vodoprivrednih sistema, dva osnovna ulaza predstavljaju hidrološke ulaze (istorijski ili hipotetički scenariji) kao i poremećaji sistema, ili ekstremni događaji, koji se dešavaju u okviru simulacije.

Prema tome, da bi se izračunala dinamička rezilijentnost sistema za određene hidrološke uslove i pri određenim poremećajima, potrebno je razviti simulacioni vodoprivredni model koji može da adekvatno simulira uticaj različitih poremećaja na elemente modela. Na osnovu složene interakcije pojedinačnih elemenata modela u simulaciji, na koje je uticao zadati poremećaj (jedan ili više njih), dobija se rezultat simulacionog modela koji predstavlja odgovor sistema na zadate poremećaje i zadate hidrološke ulaze.

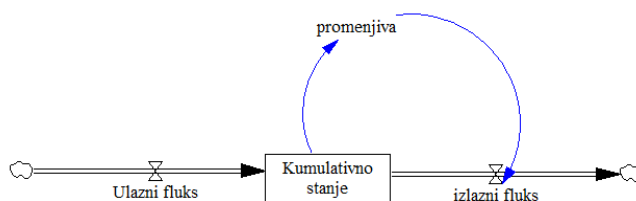
2.1 Simulacioni (Vodoprivredni) model

Koncept simulacionog (vodoprivrednog) modela se zasniva na sistemskoj teoriji. Osnovni postulati generalne sistemske teorije predstavljaju posmatranje sistema kao celine koja se sastoji iz različitih međusobno povezanih delova i granice sistema koja razdvaja elemente sistema od njene okoline. Sistem predstavlja skup različitih strukturnih i nestrukturnih elemenata koji su povezani na takav način da ostvaruju određene ciljeve kroz kontrolu i distribuciju materijalnih resursa, energije i informacije.

Osnovne komponente simulacionog modela predstavljaju kumulativna stanja (eng. Stocks ili Levels) i fluksevi (eng. Flux ili Rate) koji menjaju navedena stanja kao i promenjive koje predstavljaju veze između navedenih elemenata pomoću kojih se ostvaruje povratna sprega. Osnovna jednačina kojom se opisuje simulacioni model kroz vreme je [5]:

$$levels(t) = \int_0^t rates(t) dt \quad \frac{d}{dt} levels = rates \quad (1)$$

Na Slici 1. predstavljen je jednostavan model sa ulaznim i izlaznim fluksem i jednim kumulativnim stanjem. Promenjiva kontroliše izlazni fluks na osnovu kumulativnog stanja prema matematičkom modelu promenjive. Matematički model može predstavljati određeni fizički zakon ili zadato pravilo upravljanja.



Slika 1. Jednostavan simulacioni model.

Sa aspekta vodoprivrednog sistema, kumulativna stanja predstavljaju akumulacije sistema, dok su fluksevi različiti dovodi ili odvodi iz akumulacije (prirodni dotoci u akumulacije, evakuacioni organi, tuneli hidroelektrana itd). Fluksevi se opisuju odgovarajućim matematičkim modelima, sa ciljem verodostojnog modeliranja odgovarajućih fizičkih procesa u prirodi koji definišu analizirane protoke mase, zapremine i energije. Promenljive mogu predstavljati i upravljački deo sistema, npr. operatera akumulacije koji na osnovu nivoa u akumulaciji određuje ispuštanje.

2.2 Implementacija otkaza u simulacioni model

Kako bi se testiralo ponašanje sistema u slučaju nekih ekstremnih događaja neophodno je implementirati model otkaza u simulacioni model. Svaha modela otkaza (eng. failure model) je da u toku simulacije generiše promene na pojedinim elementima koje će dovesti do pada funkcionalnosti sistema. Na osnovu pada funkcionalnosti sistema i trajanja te smanjene funkcionalnosti može se videti osetljivost sistema na pojedine otkaze. Konačno, moguće je na vreme doneti upravljačke odluke koje će omogućiti što brži oporavak sistema i vraćanje na potreban nivo funkcionalnosti.

Generalno, postoje različiti pristupi implementaciji i modeliranju otkaza [2][6]. U mnogim slučajevima otkazi se implementiraju sa unapred zadatim vrednostima promenljivih koji predstavljaju operativna stanja pojedinih elemenata. Za ovakav pristup neophodno je imati odgovarajuću bazu podataka iz koje se mogu proceniti operativna stanja tih elemenata (npr. protok preko preliva na brani, protok kroz temeljni ispušt itd). Za razliku od tih pristupa ovaj rad predstavlja novi, univerzalni pristup za implementaciju otkaza elemenata sistema uvođenjem indikatora funkcionalnosti α [7]. Za ovakav pristup implementaciji otkaza neophodno je za svaki od elemenata sistema definisati matematički obrazac kojim se opisuje rad tog elementa. Dalje, u sklopu tog obrazca, potrebno je definisati promenljivu koja direktno utiče na funkcionalnost tog elementa (npr. raspoloživa visina otvaranja ustave preliva ili brzina kojom se ustava otvara). Za svaku od tih promenljivih koja direktno utiče na performanse elemenata i samog sistema uvodi se indikator α kao množilac te promenljive. Npr. u slučaju zemljotresa moguće je doći do deformacije niše ustave a samim tim i visine do koje se ustava može otvoriti, čime se direktno smanjuje kapacitet preliva. Stepem deformacije niše, tj. stepen smanjenja raspoložive visine otvaranja preliva predstavlja se pomenutim parametrom koji može imati vrednosti u rasponu od 0 do 1. Za svaki od elemenata koji čine sistem definiše se indikator α :

$$\alpha = \begin{cases} 1, & \text{Element je u potpunosti funkcionalan} \\ 0 < \alpha < 1, & \text{Redukovana funkcionalnost elementa} \\ 0 & \text{Element je van funkcije} \end{cases} \quad (1)$$

U slučaju jednostavnijeg modeliranja sistema gde se ne modeliraju kompletne fizičke zavisnosti elemenata (položaji ustava, prečnik tunela ili slično) već se elementi modeliraju kao fluksevi, indikator α može predstavljati i ograničenje u maksimalnom protoku elementa. Ovakvo korišćenje indikatora α je opravdano u slučajevima kada se promena fizičkog parametara direktno utiče na promenu maksimalnog protoka elementa.

Postupak procene vrednosti parametra α tokom simulacije zavisi od samog pristupa modeliranju otkaza koji može biti potpuno nasumičan (nasumičan izbor vrednosti α za svaki od elemenata) do različitih probabilističkih ili determinističkih pristupa. Ovaj rad bavi se samo implementacijom otkaza u vidu jedinične pobude/promene parametra α , odnosno promene vrednosti α , i analize uticaja na promenu funkcionalnosti i rezilijentnosti celog sistema.

2.3 Procena dinamičke rezilijentnosti

Rezilijentnost (izdržljivost) sistema u opštem smislu predstavlja mogućnost sistema da se oporavi od poremećaja. Dinamička rezilijentnost daje procenu rezilijentnosti u svakom trenutku simulacije na osnovu gubitka učinkovitosti [3]:

$$\rho(t) = \int_{t_0}^t [P_0 - P(\tau)] d\tau \quad (2)$$

Gde veličina $\rho(t)$ predstavlja gubitak učinkovitosti u trenutku t , P_0 predstavlja učinkovitost pre poremećaja dok je $P(\tau)$ učinkovitost nakon τ vremena od poremećaja. U matematičkom smislu, gubitak učinkovitosti ρ predstavlja površinu ispod krive učinkovitosti od pojave poremećaja do kraja procesa oparavka od poremećaja.

Učinkovitost sistema se može predstaviti na različite načine [3][7][8][9]. Uobičajeno se koriste pojednostavljene, praktične forme, kao na primer u [3], gde se učinkovitost definiše odnosom ostvarene i zahtevane isporuke određene veličine u svakom trenutku. Na primeru hidroenergetskog sistema, ukoliko nije poznata zahtevana isporuka električne energije, ta veličina može predstavljati protok hidroelektrane, pa je učinkovitost:

$$P_{HE}(t) = \frac{Q_{HE}(t)}{Q_{HE}^{REF}(t)} \quad (3)$$

Konačno, dinačka rezilijentnost u svakom trenutku simulacije dobija se normalizacijom gubitka učinkovitosti:

$$R(t) = 1 - \left[\frac{\rho(t)}{P_0(t-t_0)} \right] \quad (4)$$

Dinamička rezilijentnost je sada izražena u jedinicama rezilijentnosti od 0 do 1.

S obzirom da tema ovog rada implementacija modela otkaza u vodoprivredni model, rezultati proračuna rezilijentnosti se neće prikazivati u ovom radu.

2.4 Test primer

2.4.1 Opis vodoprivrednog sistema Pirot

Prethodno opisana metodologija je implementirana na primeru vodoprivrednog sistema Pirot prikazanog na Slici 2. Vodoprivredni sistem Pirot pušten je u rad 1990. godine i sastoji se iz akumulacije Zavoj zapremine $170 \times 10^6 \text{ m}^3$ i derivacione hidroelektrane Pirot instalisane snage $2 \times 44,5 \text{ MW}$. Na oko 6 km uzvodno od brane voda se preko ulazne građevine i dovodnog tunela dovodi do elektrane, a odatle odvodnim kanalom dužine 1,3 km odvodi u kompenzacioni bazen zapremine $650,000 \text{ m}^3$ u kome se vrši dnevno izravnavanje protoka ka reci Nišavi pomoću ustava na izlazu iz kompenzacionog bazena. Na brani akumulacije nalaze se evakuacioni organ preliv sa brzotokom maksimalnog protoka $1840 \text{ m}^3/\text{s}$ kao i temeljni ispust pomoću kog se reguliše garantovani ekološki protok nizvodno od brane.

2.4.2 Elementi simulacionog modela

Simulacioni model vodoprivrednog sistema Pirot predstavlja složeni dinamički model implementiran u softverskom okruženju Vensim i može se podeliti u sledeće celine:

- akumulacija Zavoj
- Kompenzacioni bazen
- Hidroelektrana Pirot
- Prelivi akumulacije
- Upravljački sklop



Slika 2. Dispozicija vodoprivrednog sistema Pirot sa ključnim elementima

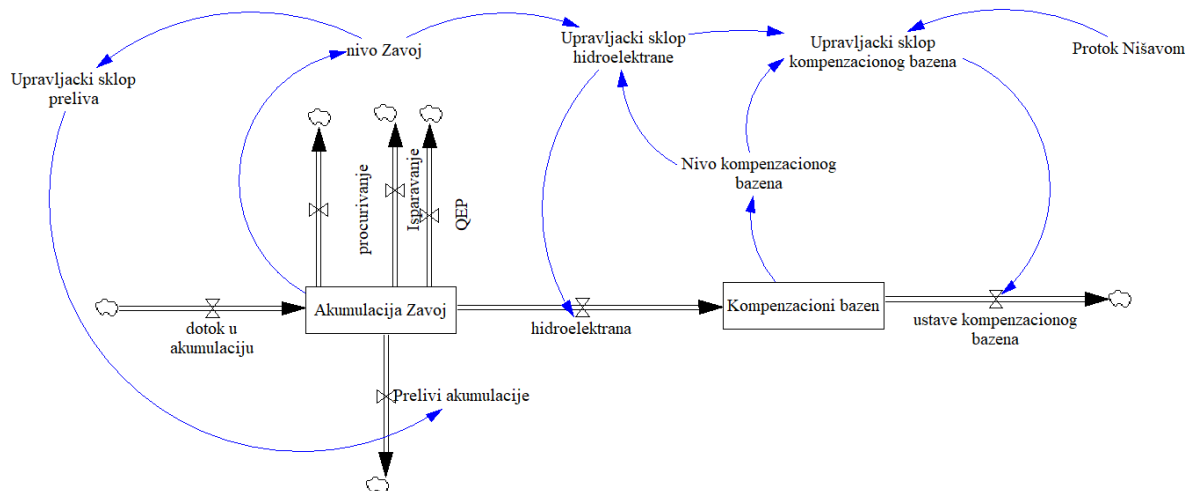
Akumulacija Zavoj predstavljena je bilansnim elementom kumulativno stanje (stock). Ulaz u akumulaciju predstavlja dotok Visočicom (Q_{vis}) dok su izlazi iz akumulacije protok hidroelektrane (Q_{HE}), protok preliva (Q_{pr}), garantovani ekološki protok (Q_{gep}), isparavanje (Q_{et}) i procurivanje kroz telo brane (Q_{proc}):

$$\frac{d}{dt} V_{zavoj} = Q_{vis} - Q_{HE} - Q_{pr} - Q_{GEP} - Q_{et} - Q_{proc} \quad (5)$$

Kompenzacioni bazen je takođe predstavljen elementom kumulativnog stanja. Ulaz u kompenzacioni bazen predstavlja protok hidroelektrane (Q_{HE}), dok je izlaz iz kompenzacionog bazena protok ispod ustava kompenzacionog bazena ka Nišavi (Q_{KP}):

$$\frac{d}{dt} V_{KP} = Q_{HE} - Q_{KP} \quad (6)$$

Protok ustava kompenzacionog bazena je upravljiva veličina koju kontroliše upravljački sklop.



Slika 3. Šema simulacionog modela vodoprivrednog sistema Pirot.

Hidroelektrana Pirov je u vodoprivrednom modelu predstavljena kao izlazni fluks akumulacije Zavoj sa pripadajućim upravljačkim sklopom (Q_{HE}). S obzirom da je HE Pirov vršna hidroelektrana, pretpostavlja se da hidroelektrana uvek radi sa maksimalnim protokom, pa je prema tome izlazni fluks hidroelektrane jednak maksimalnom protoku hidroelektrane pomnoženim sa signalom iz upravljačkog sklopa koji uzima vrednost 0 ili 1.

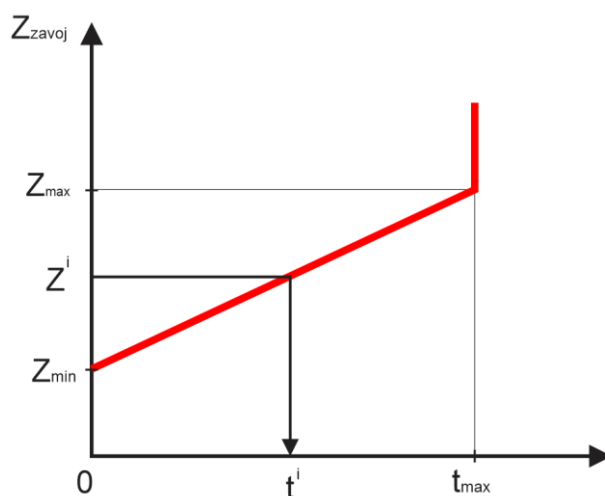
Preliv akumulacije je implementiran kao izlazni fluks akumulacije (Q_{pr}) i veličinu tog fluksa takođe diktira upravljački sklop.

2.4.3 Upravljanje sistemom i ograničenja

Upravljački sklop sistema može se podeliti u podsisteme upravljanja hidroelektranom, prelivom brane i ustavama kompenzacionog bazena.

Plan rada hidroelektrane zadaje se na dnevnom nivou: na osnovu trenutnog nivoa u akumulaciji u trenutku planiranja (06h svakog dana simulacije) određuje se planirani broj sati rada hidroelektrane [10]. Ukoliko je trenutna kota u akumulaciji ispod unapred zadate kote Z_{min} , hidroelektrana neće raditi tog dana, a ukoliko je kota u akumulaciji iznad Z_{max} , hidroelektrana će raditi t_{max} sati (u ovom slučaju 10 sati). Ukoliko je kota akumulacije između minimalne i maksimalne kote, planiran broj sati rada hidroelektrane određuje se linearnom interpolacijom. Ovakva pravila ilustrovana su na Slici 4. Vrednosti Z_{min} i Z_{max} zadate su za svaki prvi dan meseca u godini dok se za sve ostale dane dobijaju linearnom interpolacijom.

Paljenje hidroelektrane se ne dešava u istom trenutku kada se i donosi upravljačka odluka već se vreme paljenja hidroelektrane proračunava na takav način da je svakog dana u 16h hidroelektrana radila polovinu od planiranog vremena rada.



Slika 4. Ilustracija pravila upravljanja hidroelektrane

Protokom ispod ustava kompenzacionog bazena se takođe upravlja na dnevnom nivou. Odluka o veličini ispuštanja kroz ustave kompenzacionog bazena se donosi u trenutku paljenja hidroelektrane, na takav način da se u narednih 24 sata ravnomerno ispusti trenutna zapremina vode u kompenzacionom bazenu kao i zapremina vode koju tog dana hidroelektrana planira da ispusti. Osnovna ideja ovakvog rada je da se kompenzacioni bazen u narednih 24 sata (do pretpostavljenog paljenja hidroelektrane narednog dana) potpuno isprazni uz ravnomerno ispuštanje vode u Nišavu. Jednačina kojom se dobija protok kompenzacionog bazena je:

$$Q_{KP}^i = \frac{V_{KP}^i}{24 \times 3600} + \frac{t_{HE}^i Q_{maxHE}}{24} \quad (7)$$

Prelivom akumulacije upravlja se zadavanjem protoka koji se računa na osnovu trenutne kote u akumulaciji, linearnom interpolacijom između $Z_{min,pr}$ i $Z_{max,pr}$ i protoka.

U vodoprivrednom modelu implementirana su i određena „upravljačka“ ograničenja:

- Ograničenje nivoa kompenzacionog bazena: u slučaju da nivo kompenzacionog bazena prevaziđe određeni zadati nivo $Z_{max,kp}$, hidroelektrana se gasi čime se prekida dotok u kompenzacioni bazen
- Ograničenje paljenja hidroelektrane: ukoliko se hidroelektrana ugasi pre ispunjenog dnevnog plana broja sati rada, hidroelektrana se ne može ponovo upaliti do narednog dana
- Ograničenje protoka Nišave: ispuštanje kompenzacionog bazena ne može biti veće od raspoloživog protoka koji Nišava može da prihvati. Raspoloživi protok računa se kao razlika unapred zadatog maksimalnog dozvoljenog protoka Nišave i trenutnog protoka Nišave.

2.4.4 Implementacija otkaza elemenata

Na primeru simulacionog modela vodoprivrednog sistema Piroć implementirani su otkazi sledećih elemenata:

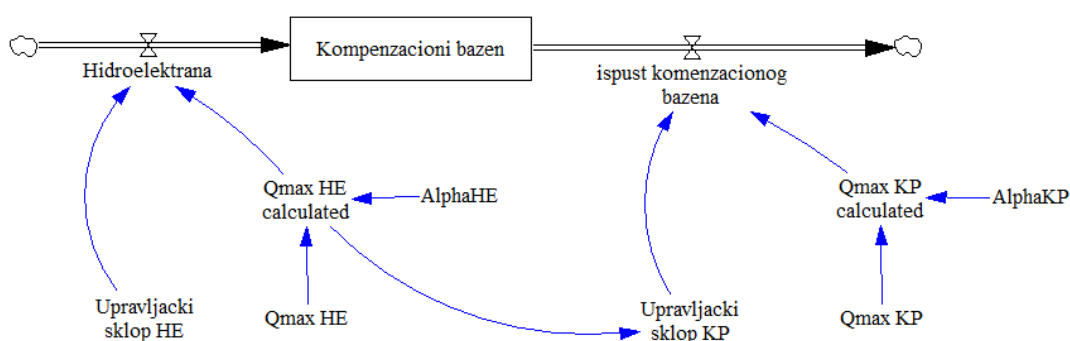
- Otkaz hidroelektrane
- Otkaz ustava kompenzacionog bazena
- Otkaz preliiva akumulacije

Otkaz ovih elemenata implementiran je u sva tri slučaja na sličan način: množenjem maksimalnog protoka elementa sa indikatorom α svakog elementa pa se konačni protok elementa u svakom trenutku simulacije dobija prema sledećoj jednačini:

$$Q_{max,k,calc}^i = Q_{max,k} \alpha_k^i$$

$$Q_k^i = \min(Q_{k,up}^i, Q_{max,k,calc}^i) \quad (8)$$

Veličina $Q_{max,k}$ predstavlja maskimalni protok elementa u regularnim uslovima dok $Q_{max,k,calc}$ predstavlja „raspoloživi“ maksimalni protok elementa k u svakom vremenskom trenutku i sa implementiranim otkazom elementa, a veličina Q_k predstavlja ostvareni protok elementa koji je u zavisnosti od upravljača i raspoloživog maksimalnog protoka.



Slika 5. Implementacija modela otkaza u vodoprivredni model

Potrebno je napomenuti da u slučaju otkaza agregata hidroelektrane ne postoji povratna sprega između upravljačkog sklopa hidroelektrane i otkaza hidroelektrane (ne postoji promena pravila u slučaju otkaza) dok je u slučaju upravljačkog sklopa ustava kompenzacionog bazena kreirana veza između raspoloživog maksimalnog protoka hidroelektrane i upravljačkog sklopa kompenzacionog bazena jer je opravdano pretpostaviti da je pri planiranju srednjeg protoka ustava kompenzacionog bazena operateru dostupna informacija sa kojim će protokom hidroelektrana raditi i u slučaju otkaza.

2.4.5 Ispitani scenariji

Prethodno opisan vodoprivredni model ispitani je u uslovima pojave zemljotresa kao spoljnog poremećaja koji dovodi do pada funkcionalnosti elemenata u sistemu. Pretpostavlja se da spoljni poremećaj može da utiče na pad funkcionalnosti sledećih elemenata:

- Hidroelektrana: spoljni poremećaj može da izazove otkaz jednog od dva agregata u hidroelektrani, pa je pri pojavi spoljnog poremećaja $\alpha_{HE} = 0,5$
- Ustave kompenzacionog bazena: spoljni poremećaj može da dovede do potpune blokade jedne ustave u zatvorenom položaju dok je druga ustava delimično upravljiva pa je $\alpha_{KB} = 0,1$

Za oba elementa se pretpostavlja da je α od pojave spoljnog poremećaja do povratka potpune funkcionalnosti konstantna a da je za povratak potpune funkcionalnosti potrebno 3 meseca.

Prema tome formirani su sledeći scenariji:

- Referentni scenario (REF): u ovom scenariju se ne dešavaju otkazi elemenata. Ovaj scenario će se koristiti kao referentni scenario pri analizi uticaja otkaza drugih elemenata.
- Scenario 1 (S1): spoljni poremećaj ima uticaja samo na hidroelektranu
- Scenario 2 (S2): spoljni poremećaj ima uticaja samo na kompenzacioni bazen
- Scenario 3 (S3): spoljni poremećaj ima uticaja na hidroelektranu i na kompenzacioni bazen

Tabela 1. Scenariji pada funkcionalnosti elemenata.

Scenario	α_{HE}	α_{KB}
REF	1	1
1	0,5	1
2	1	0,1
3	0,5	0,1

Kao hidrološki ulazi u model (dotok u akumulaciju) korišćeni su osmotreni istorijski podaci iz 2003. godine. Diskretizacioni korak modela je 1 sat i uslovljen je dinamikom kompenzacionog bazena.

Pored različitih kombinacija otkaza elemenata, ispitani su i uticaj perioda u kome se pojavljuje otkaz, pa su prethodni scenariji ispitani u dve varijante:

- Pojava otkaza u periodu manjih dotoka u akumulaciju: zemljotres se dešava 1. februara i pad funkcionalnosti traje do 1. maja (MV)
- Pojava otkaza u periodu većih dotoka u akumulaciju: zemljotres se dešava 1. marta i pad funkcionalnosti traje do 1. juna (VV)

U narednom poglavlju prikazaće se dobijeni rezultati za referentni scenario i kao i za scenarije S1, S2 i S3 u periodu malih voda (MM) i velikih voda (VM). Pri proračunu proizvedene električne energije, pretpostavlja se konstantan koeficijent korisnog dejstva turbine i agregata.

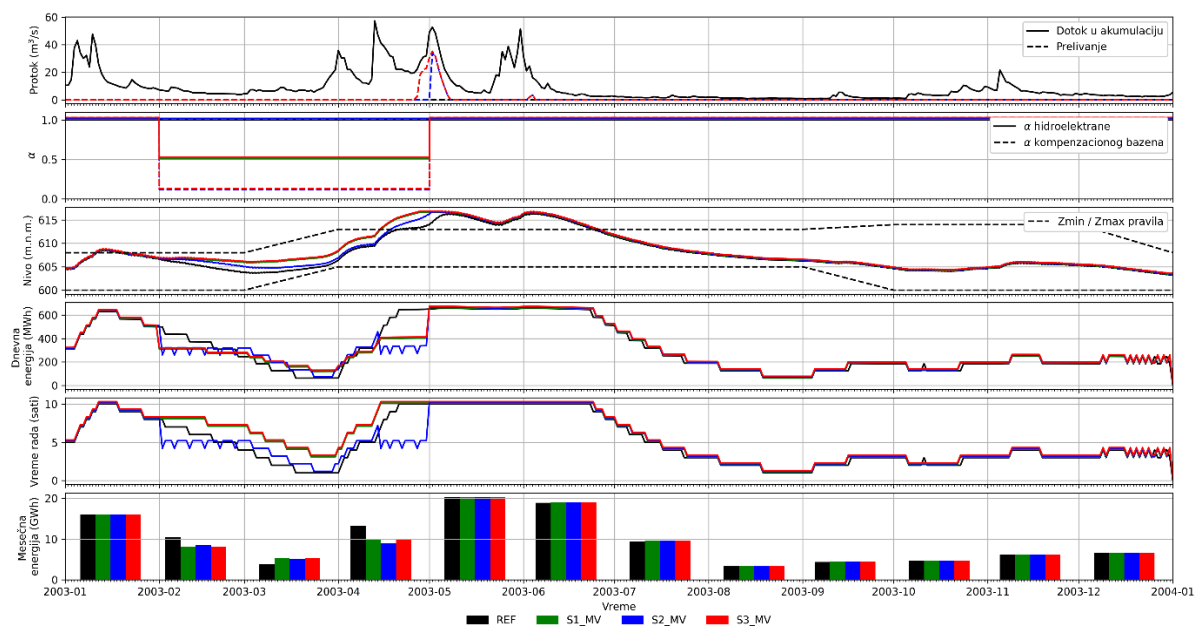
3 Rezultati i diskusija

Na narednoj slici prikazan je rezultat referentnog scenarija zajedno za rezultatima scenarija S1, S2, S3 za otkaze u periodima malih dotoka u akumulaciju (MV).

U slučaju scenarija S1_MV, u periodu smanjene funkcionalnosti hidroelektrane primećuje se povećan broj sati rada hidroelektrane u danu: pravila hidroelektrane su ostala nepromenjena i u slučaju otkaza, pa je pri brzina kojom nivo u akumulaciji teži ka Z_{min} sporija.

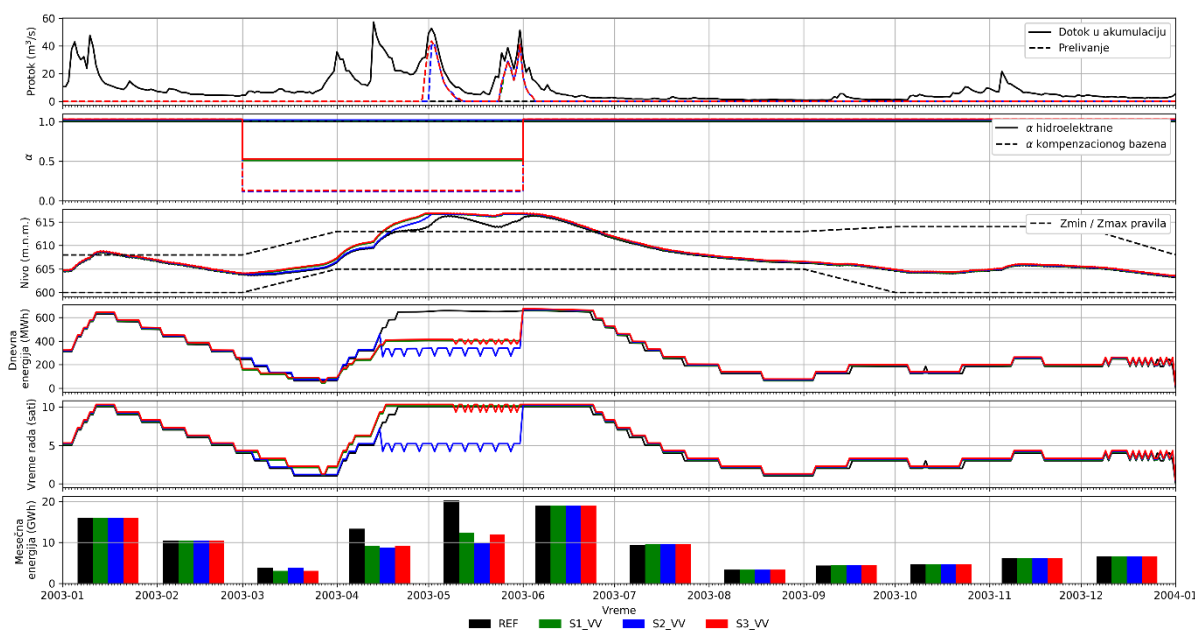
U slučaju scenarija S2_MV (otkaz ustava kompenzacionog bazena), primećuje se generalno smanjenje realizovanog broja sati rada hidroelektrane iako su nivoi u akumulaciji viši od referentnog nivoa. Ovo se dešava kao posledica toga da kompenzacioni bazen ne može da ispusti planirani srednji protok ispod ustava, usled čega dolazi do bržeg punjenja kompenzacionog bazena i prekoračenja

dozvoljenog nivoa u bazenu, pa se prema zadatom ograničenju hidroelektrana ugasi pre ispunjenog dnevnog plana rada.



Slika 6. Rezultati scenarija za otkaze u periodu malih voda

Scenario S3_MV (otkaz hidroelektrane i kompenzacionog bazena) je praktično identičan kao i scenario S1_MV (povećano vreme rada hidroelektrane). Može se zaključiti da smanjena funkcionalnost ustava kompenzacionog bazena nema uticaja na sistem u periodu malih voda ukoliko je došlo do smanjenja funkcionalnosti kompenzacionog bazena, jer kompenzacioni bazen usled smanjenog dotoka iz hidroelektrane i dalje može izvršiti dnevno izravnjanje.



Slika 7. Rezultati scenarija za otkaze u periodu velikih voda

U slučajevima otkaza elemenata pri velikim dotocima u akumulaciju (Slika 7), primećuju se slične zavisnosti kao i u prethodnim primerima MV. Međutim, u svim scenarijima VV primećuju se veća preliivanja i manje proizvodnje. Manje proizvodnje se dešavaju jer je upravo u periodu kada HE treba da radi sa maksimalnih 10 sati punim kapacitetom smanjen ili broj sati usled otkaza kompenzacionog bazena ili je smanjen kapacitet HE.

Ono što je zanimljivo primetiti je da se pri kraju perioda otkaza (maj 2003.) za scenario 3_VV povremeno smanjuje broj radnih sati sa maksimalnih 10 na 9. Kompenzacioni bazen se polako puni jer je planirano srednje ispuštanje ispod ustava kada hidroelektrana radi 10 sati smanjenim kapacitetom nešto veća od maksimalnog ispuštanja, pa se u periodima konstantnog rada od 10 sati taj ostatak akumulira. U prethodnom primeru MV se ovo nije primetilo jer je period konstantnog rada od 10 sati bio previše kratak da bi ova akumulirana zapremina u kompenzacionom bazenu dovela do prekida rada hidroelektrane.

U svim slučajevima otkaza, kako u periodima MV tako i u periodima VV, primećuje se pad proizvodnje električne energije. Ovaj pad je drastičniji u periodu VV jer su u tom periodu preliivanja veća pa dolazi do većeg gubitka energetskog potencijala.

4 Zaključak

U ovom radu prikazan je način implementacije modela otkaza u vodoprivredni (simulacioni) model korišćenjem indikatora funkcionalnosti α elemenata modela. Model otkaza se zasniva na eksplicitnoj integraciji indikatora funkcionalnosti u simulacionom modelu, i omogućava jednostavno i fizički zasnovano modeliranje otkaza komponenata i sistema kao celine. Opšti karakter pristupa je komplementaran sa tehnikama simulacije dinamike sistema i omogućava širu primenu pri analizi višenamenskih akumulacija i vodoprivrednih sistema.

Predloženi koncept je primenjen u analizi vodoprivrednog sistema Pirot. Formiran je vodoprivredni model sistema u softverskom paketu Vensim® sa osnovnim komponentama sistema međusobno povezanih pomoću odgovarajućih matematičkih relacija. U model su integrisana pravila upravljanja sistemom, preko upravljačkog sklopa. Zatim je na modelu primenjen model otkaza da bi se ispitao uticaj otkaza elemenata hidroelektrana i ustave kompenzacionog bazena. Pokazalo se da je zadato pravilo upravljanja hidroelektrane neadekvatno u situacijama otkaza jer je u svim kombinacijama otkaza došlo do preliivanja i gubitka vode iz sistema koje je moglo biti sprečeno boljim upravljanjem u periodima otkaza. Navedena preliivanja i gubici vode direktno utiču na sposobnost sistema da obavlja funkciju proizvodnje električne energije, odnosno dovode do pada učinkovitosti sistema.

Pored toga, poređenjem rezultata otkaza u periodu malih voda i otkaza u periodu velikih voda, može se zaključiti da u slučaju otkaza oba elementa (HE i KP) otkaz KP nema uticaja u periodu malih voda. Uticaj otkaza KP u kombinaciji sa otkazom HE dolazi do izražaja tek nakon dužeg perioda rada HE sa maksimalnim dnevnim vremenom rada.

U narednim koracima istraživanja, predloženi model otkaza će biti dopunjen i proširen na ostale relevantne komponente vodoprivrednog sistema. U proširenoj formi će biti korišćen za procenu dinamičke rezilijentnosti (izdržljivosti) vodoprivrednih sistema, sa akcentom na sistem Pirot, u širokom spektru mogućih scenarija koji postaju sve izvesniji sa promenama klimatskih uslova. Poseban element u razvoju okvirne metodologije za ispitivanje izdržljivosti sistema je i generator otkaza, kojim će se omogućiti generisanje velikog broja realnih scenarija u kojima se u različitim vremenskim trenucima događaju ekstremni događaji, ili njihove kombinacije, koje zajedno sa nepovoljnim hidrološkim uslovima mogu izazvati značajne poremećaje u radu sistema. Povećanjem kapaciteta za modeliranje iliti numeričko ispitivanje stanja sistema omogućava se razvoj alata za podršku u upravljanju sistemom i donošenju investicionih odluka.

Zahvalnica

Autori se zahvaljuju Fondu za nauku Republike Srbije na podršci kroz projekat PROMIS poziva, 6062556, DyRes System: „Dynamics resilience as a measure for risk assessment of the complex water, infrastructure and ecological systems: Making a context”. Autori se zahvaljuju profesoru Slobodanu .P. Simonoviću (Faculty of civil and environmental engineering, University of Western Ontario) na korisnim komentarima i sugestijama tokom izrade projekta.

Literatura

1. Men, B., Liu, H., Tian, W., Wu, Z., Hui, J. (2019). The Impact of Reservoirs on Runoff Under Climate Change: A Case of Nierji Reservoir in China. *Water*, 11, 1005, doi:10.3390/w11051005.
2. King, L.M. (2020). Using a Systems Approach to Analyze the Operational Safety of Dams. Doctoral Dissertation, Western University: London, Ontario, Canada, <https://ir.lib.uwo.ca/etd/6880>; Electronic Thesis and Dissertation Repository. 6880.
3. Simonovic, S.P., Arunkumar, R. (2016). Comparison of Static and Dynamic Resilience for a Multipurpose Reservoir Operation. *Water Resour. Res.* 52, 8630–8649, doi:10.1002/2016WR019551.
4. Simonovic, S. P. (2009), *Managing Water Resources*, UNESCO, London.
5. Ventana Systems Inc. <https://vensim.com/docs/> Vensim Reference Manual 2021.
6. Song Y (2012) Applying System-Theoretic Accident Model and Processes (STAMP) to Hazard Analysis. MSc Thesis. McMaster University
7. Hashimoto, T., J. R. Stedinger, and D. P. Loucks (1982), Reliability, resiliency, and vulnerability criteria for water resource system performance evaluation, *Water Resour. Res.*, 18(1), 14–20, doi:10.1029/WR018i001p00014.
8. Ayyub, B. M. (2015). Practical resilience metrics for planning, design, and decision making. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 1(3), 04015008.
9. Francis, R., & Bekera, B. (2014). A metric and frameworks for resilience analysis of engineered and infrastructure systems. *Reliability Engineering & System Safety*, 121, 90-103.
10. Tayebian, A., Mohammad, T. A., Al-Ansari, N., & Malakootian, M. (2019). Comparison of optimal hedging policies for hydropower reservoir system operation. *Water*, 11(1), 121.

Can Rainfall-Runoff Models Provide Accurate Estimates of Design Flood Quantiles in Ungauged Catchments?

Andrijana Todorović¹
Andrea Petroselli²
Nikola Zlatanović³

ABSTRACT: Accurate estimation of design floods is one of the most important tasks of applied hydrology, since design of hydraulic structures and flood protection measures heavily depends on these estimates. In hydrologically gauged catchments these estimates are usually obtained by applying frequency analyses over a series of annual maxima. In case of ungauged catchments, design floods are commonly estimated by applying an event-based rainfall-runoff models with design rainfall hyetographs (hereafter referred to as *models*). Although the design flood estimates obtained in this way are rather sensitive to every element of these models (e.g., design rainfall duration or unit hydrograph method), there is no specific guidance on the modelling decisions to obtain reliable design flood estimates. Robustness of a particular model is evaluated in gauged catchments (where observed data are available), by comparing design floods obtained with the model, to the results of the frequency analysis. The agreement between the two design flood estimates is usually quantified in terms of relative errors, which do not take into account uncertainty in the quantiles. In this paper, we propose a complementary approach to evaluation of event-based models, which implies that design flood estimates are compared to the confidence intervals of the quantiles. This approach is applied to nine models used to simulate design floods of 20-, 50- and 100-year return periods at the location of Zavlaka stream gauge on the Jadar River. The results show that taking quantile confidence intervals into consideration can provide additional insights in model performance, and, thus, should be mandatorily included in the model evaluation. Comparison across the models reveals considerable sensitivity of the design flood estimates to the models. Models that use daily design rainfall of uniform intensity systematically underestimate corresponding quantiles, while the estimates obtained with shorter rainfall durations or with rainfall of non-uniform intensities result in errors of both signs. Equifinality between the curve number and rainfall duration is also detected in the results. This study exposes challenges in evaluating event-based models, and emphasises the need for specific guidance on the application of these models for design flood estimation.

Key words: design flood; design storm; event-based models; flood frequency analysis; ungauged catchments; unit hydrograph

Да ли модели падавине-отицај могу да дају поуздане оцене меродавних великих вода на неизученим сливовима?

АПСТРАКТ: Прорачун меродавних великих вода представља један од најзначајнијих задатака инжењерске хидрологије, с обзиром да се хидротехничке грађевине и системи заштите од поплава пројектују према меродавним протоцима. На хидролошки изученим сливовима, меродавне велике воде се најчешће рачунају применом методе годишњих максимума. На хидролошки неизученим сливовима, меродавни протоци се најчешће одређују применом хидролошких модела епизода са рачунским кишима. Иако меродавни протоци добијени помоћу ових модела веома зависе од одабира сваке компоненте модела (нпр., трајање рачунске кише или модел јединичног хидрограма), не постоје конкретна упутства за формирање ових модела како би се добиле поуздане процене меродавних великих вода. Ефикасност конкретног модела може се анализирати само на изученим сливовима, тако што се меродавне велике воде добијене помоћу модела пореде са резултатима анализе

¹Dr Andrijana Todorović, Faculty of Civil Engineering of the University of Belgrade; Uppsala University, Department of Earth Sciences; Assistant professor; atodorovic@grf.bg.ac.rs

²Dr Andrea Petroselli, Department of Economics, Engineering, Society and Business Organization - DEIM, Tuscia University; Associate professor; petro@unitus.it

³Nikola Zlatanović, Faculty of Civil Engineering of the University of Belgrade; PhD candidate; zzznikola@gmail.com

годишњих максимума. Слагање између меродавних великих вода добијених на ова два начина најчешће се квантификује кроз релативну грешку, која не узима у обзир неизвесност самих квантила. У овом раду, приказана је допунска анализа ефикасности ових модела, која подразумева поређење резултата модела са интервалима поверења квантила добијених методом годишњих максимума. Ова анализа је урађена са девет модела, који су коришћени за прорачун 20-, 50- и 100-годишњих великих вода на водомерној станици Завлака на реци Јадар. Резултати показују да разматрање ширине интервала поверења квантила омогућава боље сагледавање ефикасности модела. Оцене меродавних протока веома варирају у зависности од одабраног модела. Модели који користе дневну рачунску кишу равномерног интензитета (тзв. блок киша) систематски потцењују квантиле великих вода, док модели који користе блок кишу краћег трајања или кишу неравномерног интензитета могу и да прецењују и да потцењују квантиле. Резултати указују и на међусобну повезаност параметара модела (енгл. *equifinality*), као што су број криве (*CN*) и трајање рачунске кише. У овом раду јасно је указано на изазове у вредновању модела епизода, као и на потребу за израдом конкретних препорука за примену ових модела у циљу добијања меродавних великих вода.

Кључне речи: рачунске (меродавне) велике воде; рачунске кише; метода годишњих максимума; модели епизода; хидролошки неизучени сливови; јединични хидрограм

1 Introduction

Accurate estimates of design floods are essential for adequate design of hydraulic structures, such as dams or embankments ([1],[2]), and uncertainties in these estimates can mislead the design [3]. Furthermore, accurate estimates of design flows are needed for dam safety studies [3], as well as for flood hazard and flood risk assessments [4]. Traditionally, design floods are estimated from statistical analyses of observed flood flows. To this end, either flood frequency analyses or Peak-over-Threshold (PoT) methods are commonly applied ([1],[5],[6]). The former implies fitting theoretical distributions to probability plots of observed annual maxima, and computation of quantiles of interest (i.e., design flood flows) according to the best-fit distribution ([5],[7]). The PoT method relies on analyses of series of flood flows that exceed a certain threshold value, not taking a calendar year of their occurrence into consideration ([5], [8]).

Rainfall-runoff models, including event-based and continuous models, are also employed for design flood estimation [1]. Event-based models simulate individual floods caused by a single rainfall event, as opposed to continuous models, which simulate catchment response over long time that includes high flow periods, as well as dry periods in-between ([9],[10]). Continuous models are generally more complex because they simulate numerous processes, such as evapotranspiration, snowpack or baseflow, all of which are commonly omitted by event-based models. Furthermore, continuous models comprise many parameters that have to be estimated during the calibration process [11]. To estimate design floods, statistical analyses are performed with the outputs of continuous models ([1],[12]). On the other hand, event-based models are run with design rainfall, and the return period of resulting flood flows is assumed equal to the return period of design rainfall ([1],[5]). This approach is referred to as design storm method [13].

In order to apply an event-based model for design flood estimation, numerous modelling decisions have to be made, such as selection of the design rainfall duration and hyetograph shape, selection of methods for effective rainfall computation and runoff transformation, or setting the initial conditions, which are represented by a free model parameter in these models ([1],[3],[12]). There is a lack of specific guidance on these modelling decisions, except for design rainfall duration, which is usually selected as the one that results in the largest peak flow. Design flood estimation in ungauged catchments is limited to the application of rainfall-runoff models that do not require calibration, i.e., their parameters can be estimated from physiographic properties of the catchment, such as area or slope ([5],[23],[15],[16],[17]). Commonly, these are parsimonious models based on synthetic unit hydrographs [5], although continuous models can also be applied [18]. Alternatively, various empirical approaches and regional analyses can be used; however, their application is generally limited to location that these methods are obtained for [19].

Each of these approaches to design flood estimation is accompanied by uncertainties. For example, probability distributions and quantiles can be considerably affected by a presence of outliers in

the series of annual maxima [20]. The quantiles can also be affected by the criteria for selection of the best fitted distribution [21]. Continuous rainfall-runoff models generally have low performance in extreme flows, since calibration leads to a “squeezing” of the flow distribution (i.e., shifting distribution tails closer to the mean value) [22], which leads to underestimated flood flows [23]. Furthermore, rainfall records are generally too short to allow accurate estimation of floods of long return periods [3]. Calibration is a challenging task both in continuous [24] and event-based models [25], and uncertainties in parameter estimates can eventually affect the design flood estimates [26]. Design floods obtained by applying event-based models are quite sensitive to each decision made throughout the modelling process ([27],[19]). For example, variations in initial conditions or design rainfall duration can result in design floods of return periods that can be of an order of a magnitude larger or smaller than the assumed return period of design rainfall [27], questioning thereby the strong assumption on equivalence of the two [1].

This study focuses on application of event-based models in ungauged catchments. To single out the best modelling decisions, i.e., those that yield the most credible design flood estimates, the estimates obtained with rainfall-runoff models are compared to those obtained from the statistical analyses, which are generally considered to be a standard approach in engineering practice. Although such comparisons are conducted in gauged catchments, the conclusions are assumed valid for ungauged catchments as well ([2],[13],[26],[27]). However, a comprehensive comparison that could enable proper model evaluation and identification of best modelling decisions, is challenging due to the uncertainties inherent to the quantiles. Model performance is usually assessed in terms of relative errors, commonly without any considerations of the quantile uncertainties [1]. In this paper we argue that such an approach is oversimplified and can lead to a loss of information needed for proper evaluation of models. Furthermore, model evaluation based only on relative error magnitude is inevitably accompanied by subjectivity.

In this paper we propose a complementary analysis of model performance, and apply it for evaluation of nine models in the Jadar River catchment at the location of the Zavlaka stream gauge. Specifically, the models are evaluated by comparing resulting design floods not only to the corresponding quantiles obtained from the frequency analysis, but also to the confidence intervals of the flow quantiles. The model evaluation is aimed at detection of best modelling decisions for estimation of design floods. This approach to model evaluation is presented in detail in section 2, together with the catchment and the rainfall-runoff models employed in this study. The results are presented and discussed in sections 3 and 4, respectively, while section 5 concludes the paper.

2 Methodology

2.1 Catchment and Data

The Jadar River represents a 75 km long right tributary of the transboundary Drina River. The length of the Jadar River to Zavlaka amounts to 35.4 km with a mean slope of 0.7%. The area of the Jadar River catchment upstream of the Zavlaka stream gauge amounts to 313 km². The highest elevation areas and the steepest slopes are located in the southernmost parts of the catchment (Figure 1). Time of concentration of the catchment is estimated at approximately 9 hours. Pseudogley and podzolic soils are prevalent in the catchment. Broad-leaved forests and agricultural land prevail in the catchment, while other land use types, including urbanised areas, are present to considerably lesser extent.

For this study, maximum daily flows observed at the Zavlaka stream gauge from 1960 to 2018 (except for 2016) are used (Figure 2). The key statistics of the series are reported in Table 1. Preliminary statistical analyses do not reveal significant trends or autocorrelation in the annual maxima. Design rainfall are obtained from depth-duration-frequency (DDF) curves developed for the Loznica meteorological station [28], which is located in the immediate proximity of the catchment.

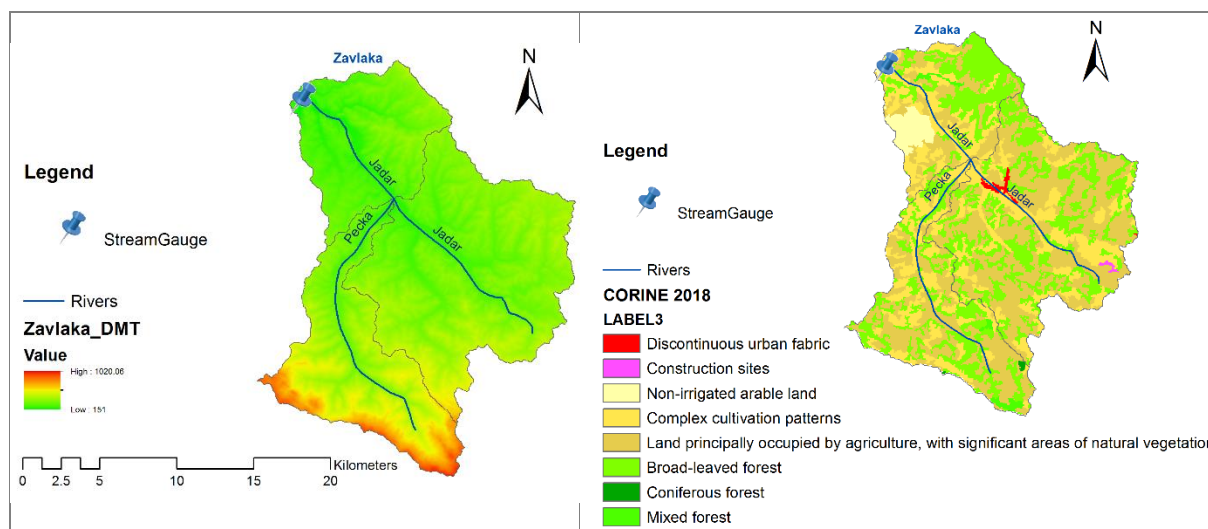


Figure 1. The Jadar River catchment upstream of the Zavlaka stream gauge: catchment digital terrain model and the stream network (left), and land use types according to CORINE 2018 [29].

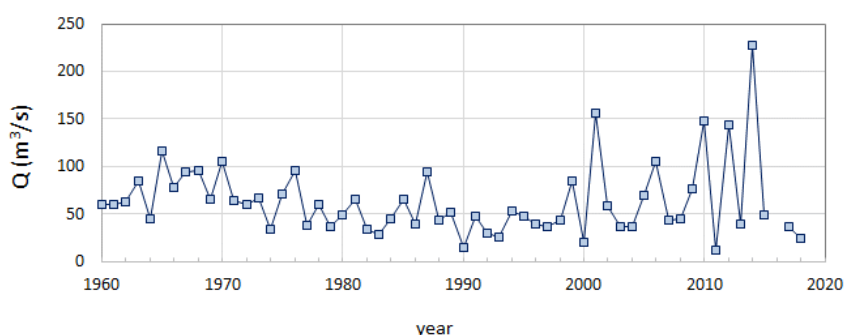


Figure 2. Observed annual maxima at the Zavlaka stream gauge.

Table 1. Statistics of annual maxima series observed at the Zavlaka stream gauge over the period 1960-2018.

Statistic	Mean value	Standard deviation	Coefficient of variation	Skewness coefficient
Series of annual maxima	63.2	38.4	0.607	1.935
Log-transformed series	1.735	0.241	0.139	-0.027

2.2 Frequency Analysis of Flood Flows at Zavlaka

To enable evaluation of performance of rainfall-runoff models, design floods are estimated by applying the frequency analysis. Several candidate distributions are considered: namely, log-normal, Gumbel, Pearson III and log-Pearson III. Distribution parameters are estimated by applying the method of moments, and fitness of the distribution is estimated by applying the Cramér–von Mises test [5]. The quantiles together with the confidence intervals are computed for return periods of 20, 50 and 100 years. Following confidence intervals are computed: 75% ($\alpha=0.25$), 90% ($\alpha=0.10$), 95% ($\alpha=0.05$) and 99% ($\alpha=0.01$). Details on the candidate distributions, confidence intervals and on the Cramér–von Mises test can be found in the literature [5].

2.3 Rainfall-Runoff Models for Design Computation of Flood

In this study several different models are used to compute design floods at the location of Zavlaka stream gauge. The models differ according to the design storms and hydrograph simulation method. The

models are presented in detail in this section, while their key features are outlined in Table 2. Model acronyms in the table are created by combining acronyms of the hydrograph method, design hyetograph shape and duration. Although they could be referred to as modelling chains, the term “*model*” is used in this study for the sake of simplicity.

Design rainfall in all models is obtained straightforwardly from DDF curves at Loznica (section 2.1), with exception of model B_block_tmax. Specifically, this model uses DDF rescaled to match catchment average design rainfall, which results in slightly larger rainfall depths: for example, 100-year daily rainfall amounts to 110.6 mm, while the corresponding DDF value for Loznica amounts to 102.6 mm. Most models uses daily rainfall, however, it is discretised into finer time steps (see Table 2). In few models (acronyms in Table 2 contain “tmax”), rainfall duration is selected so that it provides the largest flood flows. The time steps at which models were run to detect the rainfall duration that yields the largest design floods are also given in the table. Three shapes of design hyetograph are used: rectangular shape, and non-uniform shapes obtained by applying the alternating block and Chicago methods [30]. Rainfall reduction with respect to catchment area is applied by all the models.

All models use the SCS-CN method to compute effective rainfall [31]. Although average antecedent conditions (AMC II, [31]) are adopted in all the models, catchment-average estimates of *CN* values slightly differ depending on the lookup tables used.

Different unit hydrograph models are used for runoff routing, as indicated in Table 2. Most models rely on the Jovanović-Brajković (JB), Brajković (B) or Ristić (R) unit hydrographs ([5],[13],[32],[33]). The unit hydrographs are defined by the time of rise T_p and time of recession T_r , while the peak ordinate u_{max} is computed from estimated runoff volume as follows:

$$u_{max} = \frac{2A}{T_p + T_r} \quad (1)$$

where A denotes the catchment area.

The time of rise and recession time are computed from the selected design rainfall duration t_r , and also depend on the lag time t_p , i.e., time elapsed from the hyetograph centroid and peak of the hydrograph:

$$t_p = a t_r + t_0 \quad (2)$$

$$T_p = t_p + t_r / 2 \quad (3)$$

$$T_r = r T_p \quad (4)$$

where coefficients a and r depend on catchment properties, and recommendations on their values can be found in the literature ([30],[33]). Variable t_0 represents the lag time of the instantaneous unit hydrograph. The Jovanović-Brajković and Brajković unit hydrographs differ according to the equations used for computation of t_0 as follows:

Jovanović-Brajković unit hydrograph

$$t_0 = 0.4 L^{0.67} \left(\frac{L L_c}{\sqrt{I_u}} \right)^{0.086} \quad (5)$$

Brajković unit hydrograph

$$t_0 = 1.06 \left(\frac{L}{I_u} \right)^{0.47} \quad (6)$$

where L and L_c denote length of the river, and length from the catchment centroid to the outlet, respectively, while I_u represents mean slope of the river [33].

Ristić unit hydrograph implies immediate computation of t_p (irrespective of rainfall duration), which is used for computation of time of rise T_p , as follows:

$$t_p = 1.399 \left(\frac{L L_c}{\sqrt{I_u I_{mean}}} \right)^{0.315} \quad (7)$$

where I_{mean} denotes mean catchment slope [14].

Two of the models outlined in Table 2 are based on EBA4SUB, which simulated flow-weighted instantaneous unit hydrograph from the catchment digital terrain model raster [2]. In particular, the catchment instantaneous unit hydrograph (IUH) is obtained applying the Width Function (WF) framework. The so-called WFIUH is automatically calculated from digital terrain model flow paths and the estimated time of concentration, leading to the catchment travel time distribution. In detail, surface flow velocities are calculated based on the catchment slopes and land cover by employing empirical equations for hillslope cells, followed by calibration of flow velocity in channel cells to ensure that the projection of the WFIUH centre of mass on the temporal axis is equal to the basin lag time, expressed as 60% of the catchment time of concentration ([15],[16],[17]).

All models are spatially explicit, with exception of B_block_tmax (Table 2). Specifically, models created with the HEC-HMS software simulate runoff in the subcatchments (see Figure 1), as well as its routing along the river reaches by using the lag method [34].

Table 2. Key features of the rainfall-runoff models used in this study.

Model	Rainfall Duration	Hyetograph Shape	CN value	Unit Hydrograph	Software
JB_block_d	1 day	rectangular	67.6	Jovanović-Brajković UH	HEC-HMS [34]
R_block_d	1 day	rectangular	67.6	Ristić UH	HEC-HMS [34]
JB_block_tmax	duration for max Q , analyses with 2h time steps	rectangular	67.6	Jovanović-Brajković UH	HEC-HMS [34]
R_block_tmax	duration for max Q , analyses with 2h time steps	rectangular	67.6	Ristić UH	HEC-HMS [34]
B_block_tmax	duration for max Q , analyses with 1min time steps	rectangular	79	Brajković UH	*lumped model
JB_ABM_d	1 day, 15 min discretisation	alt. block method	67.6	Jovanović-Brajković UH	HEC-HMS [34]
R_ABM_d	1 day, 15 min discretisation	alt. block method	67.6	Ristić UH	HEC-HMS [34]
EBA4SUB_block_d	1 day, 60 min discretisation	rectangular	67.6	flow-weighted instantaneous unit hydrograph	EBA4SUB [2]
EBA4SUB_Ch_d	1 day, 60 min discretisation	Chicago	67.6	flow-weighted instantaneous unit hydrograph	EBA4SUB [2]

2.4 Evaluation of Performance of Rainfall-Runoff Models in Reproducing Design Floods

The rainfall-runoff models are run with design rainfall of return periods of 20, 50 and 100 years, resulting in design floods of corresponding return periods. These design floods are compared to the quantiles computed from the frequency analysis, and the discrepancy between the two is quantified in terms of relative error. The relative errors are analysed with respect to both their magnitude and sign, to reveal if a model consistently under- or overestimates quantiles across the return periods.

The results of rainfall-runoff models are also compared to the confidence intervals of the quantiles (section 2.2). Specifically, a design flood estimate that is within the 75% confidence interval ($\alpha=0.25$), it is closer to the expected value (the quantile) than an estimate obtained by another model located within the 99% confidence interval ($\alpha=0.01$). Therefore, all design floods obtained by the models are assigned to five different categories in a way that a larger category value indicates greater departure from the expected value of design flood, i.e., quantile obtained from the adopted distribution. For example, estimates that are within the 75% confidence interval are categorised into group 1, estimates that are within the 90% confidence interval (but outside the 75% interval) are categorised into group 2, and so forth. The estimates that are outside the 99% confidence interval are categorised into group 5, and indicate unacceptably large errors in design flood estimates.

3 Results

3.1 Design Floods at the Zavlaka Stream Gauge

Fitted candidate distributions are presented in Figure 3, together with the probability plots of observed annual maxima at Zavlaka. The Cramér–von Mises test statistic values are given in Table 3. The critical values of the Cramér–von Mises test statistic $N\omega^2$ amounts to 0.462 for level of significance of 0.05, which is commonly adopted in engineering practice ([5],[7]). Comparison of the test statistics to the critical value shows that all candidate distributions are well fitted, and can be used for quantile estimation. In this study, the log-normal distribution is selected as the best fitted one, and the quantiles obtained from this distribution are used for evaluation of rainfall-runoff models. Selection of this distribution can also be justified by the skewness coefficient of the log-transformed series, which is approximately equal to zero (Table 1).

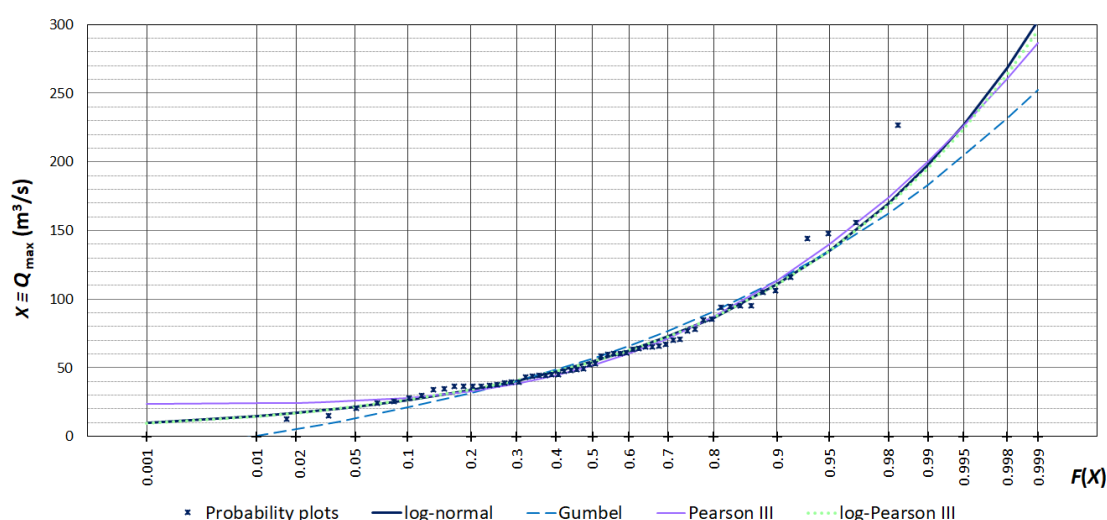


Figure 3. Fitted candidate distributions to the annual maxima observed at the Zavlaka stream gauge.

Table 3. Results of the Cramér–von Mises test.

Distribution	log-normal	Gumbel	Pearson III	log-Pearson III
Test statistic $N\omega^2$	0.046	0.138	0.076	0.047

Table 4. Design flood estimates (in m^3/s) obtained by using the rainfall-runoff models. The results for the three selected return periods are presented together with the quantiles obtained from the frequency analysis, and relative error (in %). Positive values of the relative error mean that a model overestimates the quantiles. Systematic under- and overestimation of the quantiles across the three return periods are highlighted in the table.

Model ID	Design Flood (m^3/s)			Relative Error (%)		
	20 years	50 years	100 years	20 years	50 years	100 years
quantiles – frequency analysis	135.3	169.8	197.6			
JB_block_d	99.1	133.5	162.6	-26.8	-21.4	-17.7
R_block_d	103.8	139.0	169.0	-23.3	-18.2	-14.5
JB_block_tmax	103.8	151.5	188.8	-23.3	-10.8	-4.5
R_block_tmax	114.2	166.6	206.3	-15.6	-1.9	4.4
B_block_tmax	150.5	217.4	276.6	11.2	28.0	40.0
JB_ABM_d	125.4	186.8	237.9	-7.3	10.0	20.4
R_ABM_d	139.0	207.6	264.8	2.7	22.2	34.0
EBA4SUB_block_d	109.9	141.5	163.4	-18.8	-16.7	-17.3
EBA4SUB_Ch_d	247.7	326.3	413.8	83.0	92.1	109.4

The design floods of 20-, 50- and 100-year return periods obtained by the selected rainfall-runoff models are presented in Table 4, together with the corresponding results of the quantiles computed from the frequency analysis. The design flood estimates considerably vary across the models. Models based on daily design rainfall of constant intensity (i.e., rectangular hyetographs) result in lower estimates in comparison to the remaining model. The greatest design flood estimates are obtained by the EBA4SUB_Ch_d, while the other models based on non-uniform design rainfall hyetographs do yield much smaller design flood estimates.

3.2 Performance of Rainfall-Runoff Models in Reproducing Design Floods

To facilitate comparison of design flood estimates obtained by using the rainfall-runoff models to the corresponding quantiles, relative errors are presented in Table 4. The relative errors vary considerably across the models and the return periods. No distinct patterns in change of relative errors with return period can be detected. For example, absolute values of relative errors increase with the return period in e.g., B_block_tmax or EBA4SUB_Ch_d, as opposed to JB_block_tmax or EBA4SUB_block_d, which yields fairly similar errors across the return periods.

Most models systematically either under- or overestimate the quantiles. The models run with daily rainfall of uniform intensity (i.e., with rectangular hyetographs) systematically underestimate the quantiles, as opposed to the model with Chicago hyetograph. Systematic overestimation is detected in models with different rainfall durations and hyetograph shapes. Only two models do not exhibit systematic errors across the return periods, and they also, on average, yield the lowest values of the relative errors.

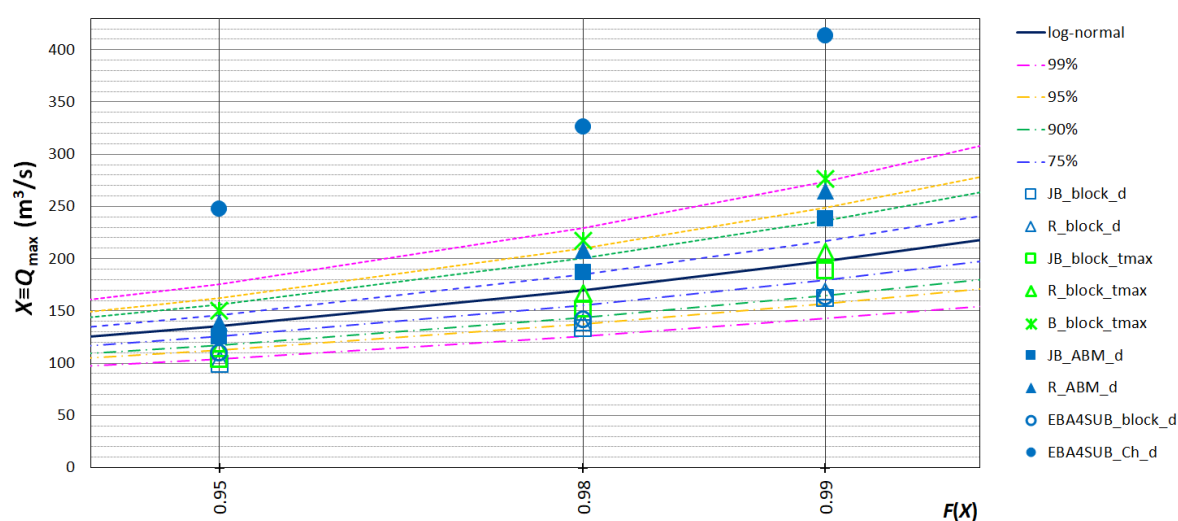


Figure 4. Fitted log-normal distribution and its 75%, 90%, 95% and 99% confidence intervals, and the design estimates obtained by the rainfall runoff models.

The design floods simulated by the models are shown together with the fitted log-normal distribution and its confidence intervals in Figure 4. The design flood estimates are categorised according to the confidence interval they are contained by (see section 2.4), and these categories are illustrated in Figure 5. These alternative approaches to the representation of design flood estimates enable a more comprehensive insight in discrepancies between the two types of design flood estimates (i.e., results of frequency analysis and rainfall-runoff modelling) than mere relative error values. For example, the relative error values of EBA4SUB_block_d are largely similar across the return periods, however, 20-year design flood is outside the 95% confidence interval, as opposed to the remaining two periods. In other words, 20-year design flood estimate obtained by this model can be considered more uncertain than the estimates of 50- and 100-year design floods, and this cannot be inferred solely from

the relative error values. Similarly, 100-year design flood obtained by R_AMB_d has rather high value (34%), but it does not exceed 99% confidence interval, which is not the case for many other estimates that yield relative errors of absolute values of ~20%.

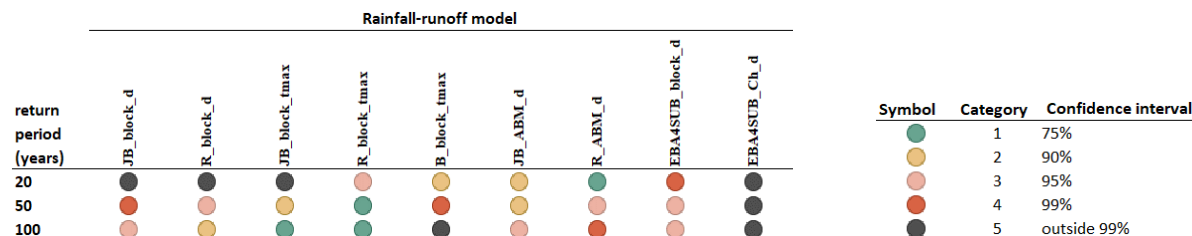


Figure 5. Model performance with respect to the confidence intervals of the quantiles of 20-, 50- and 100-year return periods. The design flood estimates obtained by the rainfall-runoff models are categorised into five groups depending on the confidence interval they are enclosed within. Lower categories implies smaller departure of the estimate from the quantile. The estimates of category 5 are outside the 99% confidence interval of quantiles.

4 Discussion

This study presents a comprehensive analysis of performance of nine different rainfall-runoff models with respect to simulation of design floods. Model performance in this regard is commonly appraised from the relative error values, not taking into account uncertainty of a quantile of interest. Our results clearly show that model performance should not be appraised solely on the values of relative errors. Specifically, the same relative error value can imply that design flood estimate is within e.g., 75% confidence interval in one, or that it exceeds 99% confidence interval in the other case. We, therefore, suggest taking the uncertainty of the quantiles obtained from the frequency analyses into consideration throughout evaluation of model performance, i.e., credibility of the resulting design floods. The relative errors can reveal systematic under- or overestimation of the quantiles; hence, considerations of quantile uncertainties should not replace them, but rather complement them.

The results obtained in this study clearly suggest that models run with daily rainfall of uniform intensity are shown to systematically underestimate design floods. This corroborates the results presented by Plavšić et al. [1]. Underestimated design floods inevitably lead to undersized hydraulic structures, therefore, that this type of error is unacceptable from the standpoint of civil engineering. These results also suggest that, if a rectangular hyetograph is used, rainfall duration is essential for accurate design flood estimation. The models that use rainfall duration that yields the largest design floods result in both under- and overestimation of the quantiles. Such behaviour can be explained by different *CN* values and time steps at which this “optimal” rainfall duration is obtained. Additionally, “optimal” runoff duration in case of B_block_tmax is approximately 2 h, and 12 h in case of JB_block_tmax and R_block_tmax. These results clearly show an interplay between optimal design rainfall duration and *CN* values, which can be considered a kind of “equifinality” [35] in these types of models. Therefore, further research is needed to provide guidance on inferring the “optimal” rainfall duration in case of rectangular unit hydrographs. It is well known, in fact, that many applications follow the hypothesis that the maximum peak discharge is caused by a rainfall with a duration equal to the catchment concentration time, but this hypothesis is debated in literature. Indeed, in many practical applications, rainfall durations 2-3 times larger than the time of concentration are often used in order to maximise the peak discharge [36].

The models that simulate time-varying rainfall intensities exhibit a wide range of behaviours in terms of relative errors, although there is a general tendency to overestimation of the quantiles, and even the upper limits of 95% or 99% confidence intervals. The overestimation is particularly pronounced in case of the model that uses Chicago design hyetographs. These results suggest that design rainfall represents a key source of uncertainty in design flood estimation with event-based models.

This study is based on nine models and only one catchment. Further research is needed to test the validity of the conclusions presented here. Such research should include a larger number of models and catchments, and should be accompanied by regional analyses. Application of information criteria for best model selection [21] or application of multi-model combination methods to estimate design flood [37] also present promising avenues of research in this field.

5 Conclusions

This study presents a comprehensive evaluation of nine event-based models formed by making different modelling decisions at every step of their development. The models are evaluated with respect how well they can reproduce design flood estimates obtained by applying a frequency analysis, which is generally considered a standard approach in engineering practice. The objectives of this study are twofold: (1) to examine if commonly used relative error is versatile enough to reveal model robustness in simulating design floods, and (2) to identify the best modelling decisions in order to obtain credible design flood estimates.

This study clearly shows that relative error values should be complemented by additional comparisons of the design flood estimates to confidence intervals of the corresponding quantiles. In this way, quantile uncertainty can be taken into account, and the models could be evaluated more thoroughly.

Design rainfall duration is essential in models that assume uniform rainfall intensity, however, it can be compensated by *CN* values, suggesting the “equifinality” between the two. Generally, daily rainfall should not be used with design rainfall of uniform intensity in catchments with times of concentration shorter than one day. Models that use non-uniform design rainfall intensity generally tend to overestimate the quantiles obtained from the frequency analysis, even with rainfall duration longer than the catchment time of concentration. This is particularly pronounced with the Chicago design hyetograph. Identification of best modelling decisions requires further research that has to include a greater number of models and catchments.

Acknowledgement

This paper represents the result of bilateral collaboration between the Tuscia University at Viterbo and Faculty of Civil Engineering of the University of Belgrade. It is also done as a part of PhD Thesis of Nikola Zlatanovic. The data on annual maxima were provided by the Republic Hydrometeorological Service of Serbia (RHSS).

References

- [1] J. Plavšić, N. Zlatanović, and A. Todorović, “Design storm duration for estimation of floods in ungauged basins,” in *CONFERENCE PROCEEDINGS 7TH INTERNATIONAL CONFERENCE CONTEMPORARY ACHIEVEMENTS IN CIVIL ENGINEERING 2019*, 2019, pp. 77–86.
- [2] A. Petroselli, S. Asgharinia, T. Sabzevari, and B. Saghafian, “Comparison of design peak flow estimation methods for ungauged basins in Iran,” *Hydrol. Sci. J.*, vol. 65, no. 1, pp. 127–137, 2020, doi: 10.1080/02626667.2019.1686506.
- [3] E. Paquet, F. Garavaglia, R. Garçon, and J. Gailhard, “The SCHADEX method: A semi-continuous rainfall-runoff simulation for extreme flood estimation,” *J. Hydrol.*, vol. 495, pp. 23–37, Jul. 2013, doi: 10.1016/j.jhydrol.2013.04.045.
- [4] M. Jovanović, A. Todorović, and M. Rodić, “Kartiranje rizika od poplava,” *Vodoprivreda*, vol. 41, no. 1–6, pp. 31–45, 2009.
- [5] J. Plavšić, “Inženjerska hidrologija,” 2019. http://hikom.grf.bg.ac.rs/wp-content/uploads/2017/10/skripta_2_ModeliranjeOticaja.pdf.

- [6] H. Tabari, "Extreme value analysis dilemma for climate change impact assessment on global flood and extreme precipitation," *J. Hydrol.*, vol. 593, no. August 2020, p. 125932, Feb. 2021, doi: 10.1016/j.jhydrol.2020.125932.
- [7] N. T. Kottegoda and R. Rosso, *Applied Statistics for Civil and Environmental Engineers*, Second Edi. Oxford, United Kingdom: Blackwell Publishing, 2008.
- [8] J. Plavšić, "Analiza rizika od poplava pomoću prekidnih slučajnih procesa," Univerzitet u Beogradu, 2005.
- [9] I. G. G. Pechlivanidis, B. M. Jackson, N. R. McIntyre, and H. S. Wheater, "Catchment scale hydrological modelling: a review of model types, calibration approaches and uncertainty analysis methods in the context of recent developments in technology and applications," *Glob. NEST J.*, vol. 13, no. 3, pp. 193–214, 2011, doi: 10.30955/gnj.000778.
- [10] S. Grimaldi, F. Nardi, R. Piscopia, A. Petroselli, and C. Apollonio, "Continuous hydrologic modelling for design simulation in small and ungauged basins: A step forward and some tests for its practical use," *J. Hydrol.*, vol. 595, p. 125664, Apr. 2021, doi: 10.1016/j.jhydrol.2020.125664.
- [11] A. Todorović, M. Stanić, Ž. Vasilić, and J. Plavšić, "The 3DNet-Catch hydrologic model: Development and evaluation," *J. Hydrol.*, vol. 568, pp. 26–45, Jan. 2019, doi: 10.1016/j.jhydrol.2018.10.040.
- [12] W. Boughton and O. Droop, "Continuous simulation for design flood estimation—a review," *Environ. Model. Softw.*, vol. 18, no. 4, pp. 309–318, Apr. 2003, doi: 10.1016/S1364-8152(03)00004-5.
- [13] M. Rogger *et al.*, "Runoff models and flood frequency statistics for design flood estimation in Austria - Do they tell a consistent story?," *J. Hydrol.*, vol. 456–457, pp. 30–43, 2012, doi: 10.1016/j.jhydrol.2012.05.068.
- [14] R. Ristić, "Vreme kašnjenja oticaja na bujičnim slivovima u Srbiji," *Glas. šumerskog Fak.*, vol. 87, pp. 51–65, 2003, [Online]. Available: <https://scindeks-clanci.ceon.rs/data/pdf/0353-4537/2003/0353-45370387051R.pdf>.
- [15] R. Piscopia, A. Petroselli, and S. Grimaldi, "A software package for predicting design-flood hydrographs in small and ungauged basins," *J. Agric. Eng.*, vol. 46, no. 2, p. 74, Jun. 2015, doi: 10.4081/jae.2015.432.
- [16] A. Petroselli and S. Grimaldi, "Design hydrograph estimation in small and fully ungauged basins: a preliminary assessment of the EBA4SUB framework," *J. Flood Risk Manag.*, vol. 11, pp. S197–S210, Jan. 2018, doi: 10.1111/jfr3.12193.
- [17] A. Petroselli, R. Piscopia, and S. Grimaldi, "Design discharge estimation in small and ungauged basins: EBA4SUB framework sensitivity analysis," *J. Agric. Eng.*, vol. 51, no. 2, pp. 107–118, Jun. 2020, doi: 10.4081/jae.2020.1040.
- [18] S. Grimaldi, A. Petroselli, and F. Serinaldi, "A continuous simulation model for design-hydrograph estimation in small and ungauged watersheds," *Hydrol. Sci. J.*, vol. 57, no. 6, pp. 1035–1051, Aug. 2012, doi: 10.1080/02626667.2012.702214.
- [19] J. Smithers, "Methods for design flood estimation in South Africa," *Water SA*, vol. 38, no. 4, pp. 633–646, Sep. 2012, doi: 10.4314/wsa.v38i4.19.
- [20] J. Plavšić, V. Mihailović, and B. Blagojević, "Assessment of Methods for Outlier Detection and," in *Proceedings of the Mediterranean Meeting on "Monitoring, modelling and early warning of extreme events triggered by heavy rainfalls"*, 2014, pp. 181–192.
- [21] G. Di Baldassarre, F. Laio, and A. Montanari, "Design flood estimation using model selection criteria," *Phys. Chem. Earth, Parts A/B/C*, vol. 34, no. 10–12, pp. 606–611, 2009, doi: 10.1016/j.pce.2008.10.066.
- [22] W. H. Farmer, T. M. Over, and J. E. Kiang, "Bias correction of simulated historical daily streamflow at ungauged locations by using independently estimated flow duration curves," *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, vol. 22, no. 11, pp. 5741–5758, Nov. 2018, doi: 10.5194/hess-22-5741-2018.
- [23] N. Mizukami *et al.*, "On the choice of calibration metrics for 'high-flow' estimation using hydrologic models," *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, vol. 23, no. 6, pp. 2601–2614, Jun. 2019, doi: 10.5194/hess-23-2601-2019.
- [24] K. K. Yilmaz, J. A. Vrugt, H. V. Gupta, and S. Sorooshian, "Model Calibration in Watershed Hydrology," in *Advances in Data-Based Approaches for Hydrologic Modeling and Forecasting*, B. Sivakumar and R. Berndtsson, Eds. Singapore: World Scientific Publishing, 2010, pp. 53–105.
- [25] R. Eric, A. Todorovic, J. Plavsic, and V. Djukic, "Rainfall-runoff simulations in the Lukovska River Basin with the HEC-HMS model," *Glas. Sumar. Fak.*, no. 119, pp. 33–60, 2019, doi: 10.2298/GSF1919033E.
- [26] P. Brigode *et al.*, "Sensitivity analysis of SCHADEX extreme flood estimations to observed hydrometeorological variability," *Water Resour. Res.*, vol. 50, no. 1, pp. 353–370, 2014, doi: 10.1002/2013WR013687.
- [27] A. Viglione, R. Merz, and G. Blöschl, "On the role of the runoff coefficient in the mapping of rainfall to flood return periods," *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, vol. 13, no. 5, pp. 577–593, May 2009, doi: 10.5194/hess-13-577-2009.

- [28] S. Prohaska *et al.*, *Intenziteti jakih kiša u Srbiji*. Beograd: Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi,” 2014.
- [29] Copernicus, “CORINE 2018.” <https://land.copernicus.eu/pan-european/corine-land-cover/clc2018> (accessed Aug. 31, 2021).
- [30] M. Wanielista, R. Kersten, and R. Eaglin, *Hydrology: water quantity and quality control*, 2nd Editio. John Wiley & Sons Ltd, 1997.
- [31] Natural Resources Conservation Service, “Estimation of Direct Runoff from Storm Rainfall,” in *Hydrology National Engineering Handbook Part 630*, United States Department of Agriculture, 2004, p. 79.
- [32] S. Jovanović and Z. Radić, *Parametarska hidrologija*. Građevinski fakultet u Beogradu, 1990.
- [33] S. Jovanović, “Hidrologija,” in *Tehničar 6*, Beograd: Građevinska knjiga, 1989.
- [34] A. Feldman, “Hydrologic Modeling System HEC-HMS - Technical Reference Manual,” 2000.
- [35] K. Beven, A. Binly, A. Binley, and A. Binly, “The Future of Distributed Models: Model Calibration and Uncertainty Prediction,” *Hydrol. Process.*, vol. 6, no. 3, pp. 279–298, 1992, doi: 10.1002/hyp.3360060305.
- [36] A. E. Sikorska, D. Viviroli, and J. Seibert, “Effective precipitation duration for runoff peaks based on catchment modelling,” *J. Hydrol.*, vol. 556, pp. 510–522, 2017, doi: 10.1016/j.jhydrol.2017.11.028.
- [37] K. Okoli, M. Mazzoleni, K. Breinl, and G. Di Baldassarre, “A systematic comparison of statistical and hydrological methods for design flood estimation,” *Hydrol. Res.*, vol. 50, no. 6, pp. 1665–1678, Dec. 2019, doi: 10.2166/nh.2019.188.

Поступци за добијање тренутних максимума на основу мешовитих низова максималних годишњих протока

Никола Ђокић¹

Борислава Благојевић²

Владислава Михаиловић³

АПСТРАКТ: Проблем на који се мало обраћа пажња у анализи великих вода јесте појава мешовитих података – низова који се састоје делом од средњих дневних протока, а делом од тренутних максимума. Ово истраживање је спроведено ради анализе утицаја присуства средњих дневних протока у низу максималних годишњих протока на оцену квантила великих вода. Радом је обухваћено 17 хидролошких станица које припадају групи сливова мање и средње површине на територији Србије. Оцена квантила спроведена је према методологији прописаној у САД (Билтен 17ц) из низова који се састоје од: 1) средњих дневних и тренутних максималних протока, 2) тренутних максимума добијених према два поступка и 3) средњих дневних протока. Поступци који су примењени у сврху добијања тренутних максимума из мешовитих низова су: а) Сангалов поступак и б) поступак заснован на нагибу хидрограма. Резултати истраживања показали су у већини случајева да се игнорисањем нехомогености низа потцењују квантили. Сангалова метода има тенденцију да прецењује квантиле, а самим тим даје и већу неизвесност у њиховој оцени. Изразита позитивна асиметрија низа указала је да се квантили могу значајно преценити, а присуство већег броја доњих изузетака, на појаву веће неизвесности у њиховој оцени. Применом методе засноване на нагибу хидрограма, добијени су генерално бољи резултати.

Кључне речи: квантили великих вода, мали и средњи сливови, Сангалова метода, метода нагиба хидрограма, Билтен 17ц

Procedures for obtaining instantaneous peak flows from the datasets of mixed annual peak flows

ABSTRACT: A less paid attention in the flood frequency assessment is mixed input data, meaning flow datasets consist partly of mean daily and partly of instantaneous flows. This research was conducted to analyse the influence of the presence of mean daily flows in the datasets on the flood quantile estimates. The paper treats 17 hydrological stations from the group of small and medium basins in Serbia. The estimation of quantiles was performed according to the U.S.A. methodology, from the datasets of annual maxima consisting of: 1) mean daily and instantaneous flows, 2) instantaneous flows obtained according to two procedures, 3) mean daily flows. The procedures used for obtaining instantaneous flows from the mixed datasets are: a) Sangal's method and b) Slope-Based method. The research results showed that in most cases, by ignoring the inhomogeneity of datasets the flood quantiles are underestimated. Sangal's method indicated a tendency to overestimate the quantiles, thus resulted in higher uncertainty in their assessment. A pronounced positive dataset skewness indicated quantile overestimation might be significant, while presence of a larger number of low outliers lead to higher uncertainty in their assessment. Better results are generally obtained by the Slope-based method.

Keywords: flood quantiles, small and medium basins, Sangal's method, Slope-Based method, Bulletin 17c

¹Никола Ђокић, студент ДАС, Универзитет у Нишу, Грађевинско-архитектонски факултет, nikolavdjokic995@gmail.com

²Доц. др Борислава Благојевић, Универзитет у Нишу, Грађевинско-архитектонски факултет, borislava.blagojevic@gaf.ni.ac.rs

³Доц. др Владислава Михаиловић, Универзитет у Београду, Шумарски факултет, vladislava.mihailovic@sfb.bg.ac.rs

1. Увод

Резултати хидролошке анализе у оквиру које се оцењују квантили великих вода, представљају подлогу неопходну у многим областима водопривреде и хидротехнике. Статистичка анализа низова максималних годишњих протока је у пракси основни приступ приликом разматрања хидролошки изучених сливова. Овакав приступ подразумева издвајање по једне, максималне вредности протока за сваку годину осматрања. Поузданост анализе зависи пре свега од доступних (улазних) података [1]. За проверу и одржавање фонда хидролошких података на територији Републике Србије, задужен је Републички хидрометеоролошки завод Србије (РХМЗС) [2].

Хомогеност низа представља један од неопходних услова за примену статистичке анализе. Хомогеност се, као и остали услови, проверава статистичким тестовима. Међутим, у појединим ситуацијама статистички тестови не откривају нехомогеност низа која може настати услед мешовитих података у низовима годишњих максимума, при чему део података чине средњи дневни протоци (*eng. Mean Daily Flows – MDF*), а део тренутни максимуми (*eng. Instantaneous Daily Flows – IDF*) регистровани на разматраној хидролошкој станици (ХС). Проблем мешовитих података се огледа у томе што се у дану појаве максималног протока, средњи дневни протоци могу веома разликовати од тренутних максимума. Вредност те разлике зависи од карактеристика таласа великих вода и од карактеристика припадајућег слива разматраној ХС [4]. Разлика може бити значајна код мањих и средњих сливова ($A < 5000 \text{ km}^2$) са кратким временом подизања поплавног таласа. Како би се поменута разлика уважила, развијене су различите методе на основу којих се врши издвајање тренутних максимума из средњих дневних протока. Најзаступљеније методе за прорачун тренутних максимума су: Сангалова метода, метода заснована на нагибу хидрограма (*eng. Slope-Based method*), Фулерова метода, метода Фила и Штајнера [5].

Истраживање које су спровели Чен и сарадници [5] обухватило је све четири поменуте метода за добијање тренутних максимума. Резултати су указали на то да Сангалова метода углавном прецењује вредности тренутних максимума, метода Фила и Штајнера даје добре резултате за сливове мање од 500 km^2 , лоше резултате за сливове мање од 100 km^2 , а одличне за сливове који имају површину између 100 km^2 и 500 km^2 .

Недавно спроведеним истраживањем на сливовима из БиХ и Србије [3], обухваћене су две различите методологије за оцену квантила великих вода у САД, Билтен 17б и његова ревизија - Билтен 17ц (Б17ц). Коришћена је Сангалова метода за добијање тренутних максимума, а резултати су показали да највећу разноликост у оцени параметара великих вода даје Билтен 17б. Већа неизвесност која је приказана на основу средње квадратне грешке коефицијента асиметрије примећена је код станица које имају више година без података и код појаве већег броја доњих изузетака. Истраживање је показало да је могуће потцењивање или прецењивање квантила великих вода, управо када се користе мешовити низови података ($Q_{IDF\&MDF}$), посебно код већих повратних периода.

Циљ овог истраживања је анализа утицаја присуства средњих дневних протока у низовима годишњих максимума на оцену квантила великих вода у профилима ХС на територији Републике Србије. Оцена квантила великих вода извршиће се применом методологије Б17ц, коришћењем софтверског пакета НЕС–SSP (*Hydrologic Engineering Center Statistical Software Package*) [6]. Анализа утицаја вршиће се на претежно потпуним низовима осматрања великих вода у профилима ХС из осматрачке мреже РХМЗС, мале и средње површине припадајућих сливова.

2. Методологија

2.1 Избор хидролошких станица

Прва етапа истраживачког рада односила се на формирање ГИС окружења у коме су садржани мета подаци о великим водама у профилима ХС из осматрачке мреже површинских

вода РХМЗС. ГИС пројекат формиран је на основу података из Програма мониторинга статуса вода за 2020. годину [7], Оперативног плана за одбрану од поплава за 2021. годину [8] и Хидролошких годишњака [9]. У Табели 1. дат је опис критеријума за три различита случаја на основу којих је извршен избор станица, као и сами резултати претраге. Критеријуми су постављени са циљем да се изаберу ХС које могу имати израженији утицај средњих дневних протока у низовима годишњих максимума, а да се притом проблем непотпуних података сведе на најмању могућу меру.

Од 37 ХС погодних за ово истраживање, у ужи избор је ушло 19 ХС, поузданих за оцену великих вода.

Табела 1. Прелиминарни избор ХС за анализу

Table 1. Preliminary selection of the analyzed HS

		Случај 1.	Случај 2.	Случај 3.
Критеријуми	1.	Низ са потпуним подацима до 2019. године		Низ у коме недостаје 1-2 податка до 2019. године
	2.	Време од најаве до пристизања поплавног таласа ≤ 1 дан	Површина слива ≤ 1000 км ²	Површина слива ≤ 5000 км ²
Резултат ГИС пројекта претраге		1. Димитровград 47910 2. Јаша Томић 42401 3. Корвинград 47750 4. Рашка 47260	1. Пепељевац 47850 2. Рибница 47160 3. Злот 42912 4. Босилеград 64129 5. Чедово 45843 6. Крушчица 99241 7. Бедина Варош 99007 8. Лешница 45892 9. Црнајка 42760 10. Црнајка 42770 11. Трнски Одоровци 47914 12. Стразимировци 47912 13. Рокци 99243	1. Доња Каменица 42935 2. Књажевац 42921 3. Гамзиград 42914 4. Губеревац 47140 5. Жагубица 42510 6. Кратовска стена 47101 7. Жучковац 47580 8. Г. Топоница 47562 9. Браћевци 47937 10. Станичење 47945 11. Мртвина 47911 12. Ниш 47990 13. Пирот 47920 14. Смедеревска П. 47075 15. Свилајинац 47067 16. Лесковац 47665 17. Ђеманов мост 45917 18. Баточина 47057 19. Мајур 47035 20. Прибој 45842

2.2 Формирање и тестирање мешовитих-референтних низова

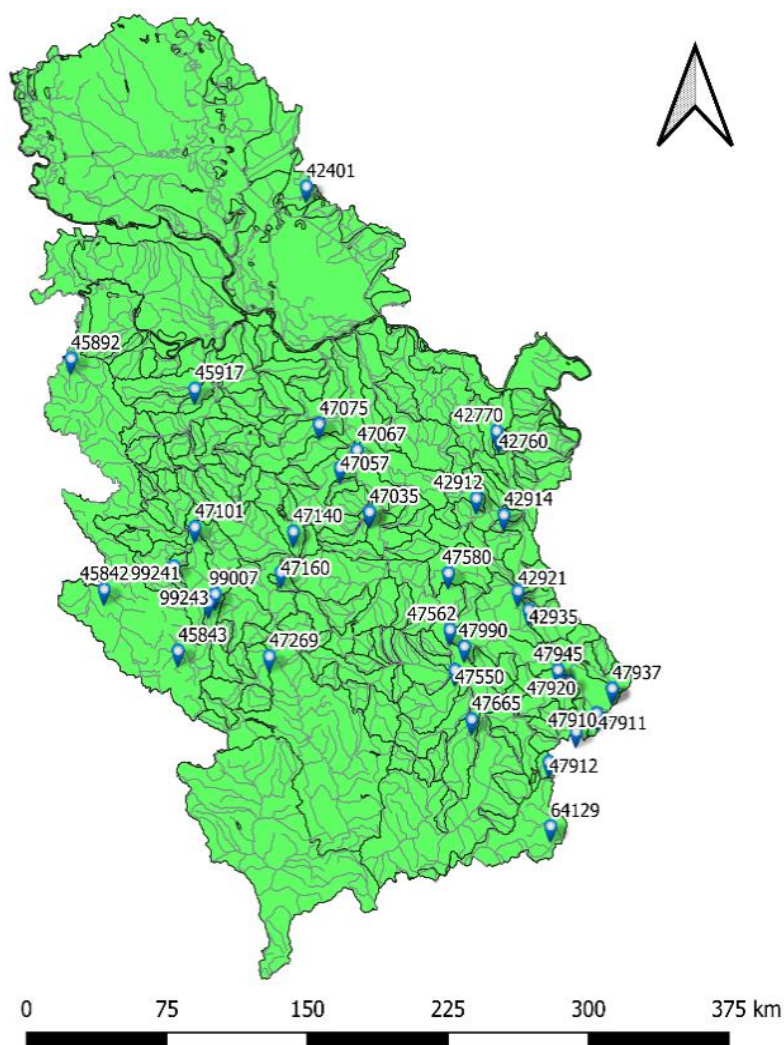
Референтни низови, односно низови састављени од мешовитих података протока ($Q_{IDF\&MDF}$), формиран су методом годишњих максимума за календарску годину. Одабрани су за референтне низове зато што би се у пракси најчешће на њима спроводила анализа великих вода. Период за анализу мешовитих низова 19 прелиминарно одабраних ХС завршава се закључно са 2019. годином, а почиње у години почетка рада ХС, тако да је различит за сваку ХС.

Низови су затим подвргнути статистичким тестовима ради провере испуњености услова за примену статистичке анализе. Тестирање је спроведено применом уобичајених тестова хомогености, укључујући и тренд: z-тест или t-тест (у зависности од обима података), F-тест (алтернативно Левенов тест), Ман-Витни и Ман-Кендал тест. Резултати статистичких тестова су показали да 8 ХС задовољава неопходне услове за примену статистичке анализе. Код низова који не задовољавају услове у целом периоду осматрања, извршено је постепено одсецање дела

података са почетка низа, до задовољења неопходних услова. Приликом скраћења низова водило се рачуна да низови располажу са барем 30 података, што је услов репрезентативности низа. Након одсецања дела података, још 9 ХС је задовољило услове, док су ХС Рашка и ХС Књажевац одбачене.

Низове у 8 случајева чине потпуни подаци, а у 9 су коришћени низови којима недостаје један или два података осматрених протока, код којих су године које недостају приказане праговима перцепције. Концепт прагова перцепције представља новитет који је уведен у оквиру Б17ц са наменом представљања протока у годинама када он није регистрован [10]. За године у којима се јављају непотпуни подаци осматрања, извршено је поређење доступних података са подацима на сродним ХС. Провера је указала да су максимални средњи дневни протоци и тренутни максимуми обухваћени доступним - публикованим подацима у тим годинама (Таб. 2).

Локације ХС на којима је засновано ово истраживање приказане су на Слици 1, а у Табели 2 налазе се информације о ХС, битне за примену статистичке анализе.



Слика 1. Локације одабраних ХС

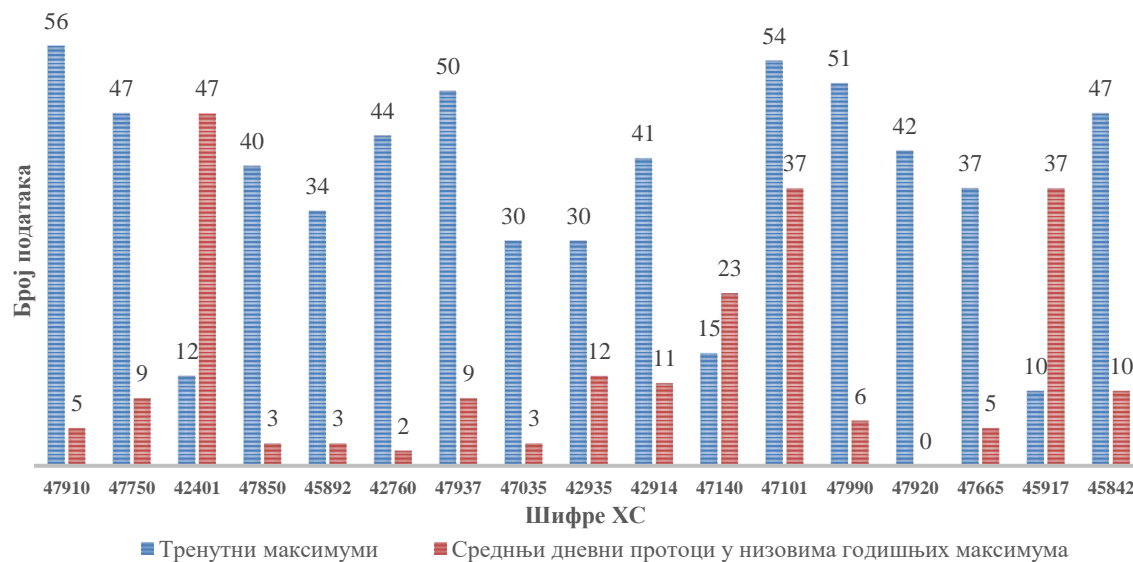
Figure 1. Location of selected HS

Табела 2. Информације о ХС и низовима за статистичку анализу (СА)

Table 2. Information about HS and the datasets for statistical analysis

Р.бр.	Станица	Шифра	Године осматрања			Укупно података	Период за СА	Укупно података за СА	Доњи праг перцепције (m3/s)
			почетак	без података	са непотпуним подацима				
1	Димитровград	47910	1959	-	-	61	1959-2019	61	-
2	Корвинград	47750	1948	-	-	72	1964-2019	56	-
3	Јаша Томић	42401	1961	-	-	59	1961-2019	59	-
4	Пепељевац	47850	1951	-	-	69	1977-2019	43	-
5	Лешница	45892	1960	-	-	60	1983-2019	37	-
6	Црнајка	42760	1965	-	-	55	1974-2019	46	-
7	Браћевци	47937	1961	-	-	59	1961-2019	59	-
8	Мајур	47035	1961	-	-	59	1987-2019	33	-
9	Доња Каменица	42935	1955	1997		64	1977-2019	42	6.50
10	Гамзиград	42914	1950	2009, 2010	1987, 1991, 1993, 2000, 2001, 2008	68	1966-2019	52	24.08
11	Губеревац	47140	1981	2012	2011	38	1981-2019	38	2.70
12	Кратовска стена	47101	1927	1944, 1977	1985, 2016, 2017, 2018	91	1927-2019	91	99.40
13	Ниш	47990	1951	1988		68	1962-2019	57	46.00
14	Пирот	47920	1951	1985		68	1977-2019	42	24.00
15	Лесковац	47665	1948	1983, 1984		70	1976-2019	42	3.70
16	Теманов мост	45917	1971	1996, 2012	1980, 1998, 2011	47	1971-2019	47	5.10
17	Прибој	45842	1962	1993	2011, 2012, 2015, 2016	57	1962-2019	57	210.70

На следећем дијаграму (Слика 2) је приказан број тренутних максимума и средњих дневних протока садржаних у низовима годишњих максимума на свим ХС.



Слика 2. Број тренутних максимума и средњих дневних протока у низовима годишњих максимума

Figure 2. Number of instantaneous and mean daily flows in the datasets of annual maxima

2.3 Методе за добијање тренутних максимума

2.3.1 Сангалова метода

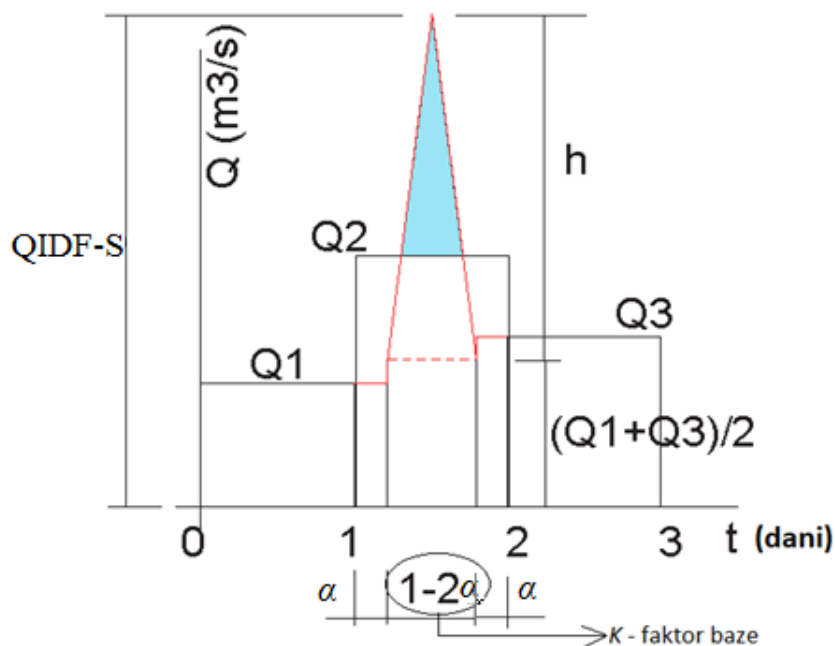
Сангалов поступак користи секвенцу средњих дневних протока који су се јавили у три узастопна дана, при чему се максимални средњи дневни проток налази у средини (Слика 3). Поступак је заснован на одређивању вредности фактора базе K , у годинама у којима је забележен и тренутни максимум. Вредност фактора K креће се између 0 и 2 [11] и одређује се на основу следећег израза:

$$K = \frac{4Q_2 - 2Q_1 - 2Q_3}{2Q_{IDF} - Q_1 - Q_3} \quad (1)$$

при чему је: Q_1 - средњи дневни проток који се јавио дан пре појаве максималног средњег дневног протока, Q_2 - средњи дневни проток у дану када је забележен тренутни максимум, Q_3 - средњи дневни проток који се јавио дан након појаве максималног средњег дневног протока, Q_{IDF} - максимални годишњи забележени тренутни дневни проток.

Након одређивања вредности фактора K за сваку годину у којој је забележена вредност тренутног максимума, одређује се просечни фактор Ka који важи за једну ХС, а након тога се одређује сама вредност тренутног максимума (Q_{IDF-S}) у годинама у којима је остала забележена вредност средњег дневног протока уместо тренутног максимума [3].

$$Q_{IDF-S} = \frac{Q_1 + Q_3}{2} + \frac{2Q_2 - Q_1 - Q_3}{Ka} \quad (2)$$



Слика 3. Шематски приказ Сангалове методе (извор [11])

Figure 3. Scheme of the Sangal's method (source [11])

Приликом обраде података, секвенцу протока у три узастопна дана коришћену у овом истраживању, диктирала је појава тренутног годишњег максимума. Наиме, за вредност Q_2 је усвајана вредност средњег дневног протока која се јавила у дану када је регистрована вредност годишњег максимума, без обзира на то да ли је тај проток био и највећи годишњи средњи дневни проток или не.

2.3.2 Метода нагиба хидрограма

Метода заснована на нагибу хидрограма екстраполује праву линију која је одређена тачкама (t, Q_1) и $(t + 1, Q_2)$ за вредност r у дану када се јавио максимални годишњи средњи дневни проток. Вертикална ордината у тачки $(t + 1 + r)$ претпоставља се да одговара вредности тренутног максимума (Слика 4).

Вредност r се креће у интервалу од 0 до 1. Претпоставља се да пресек који је одређен продужавањем растуће и опадајуће гране хидрограма средњих дневних протока према врху хидрограма, представља вредност тренутног максимума [5]. Ово се може математички изразити на следећи начин:

$$Q_1 + k_r (1 + r) = Q_3 + k_f (t + 1 - r) \quad (3)$$

при чему је k_r нагиб растућег дела хидрограма, а процењује се као:

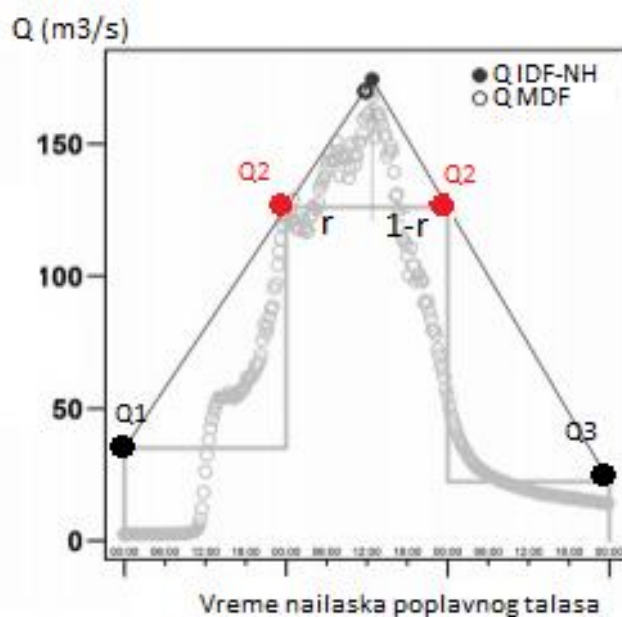
$$k_r = \frac{Q_2 - Q_1}{dt} \quad (4)$$

док k_f представља нагиб опадајућег дела хидрограма који се одређује као:

$$k_f = \frac{Q_2 - Q_3}{dt} \quad (5)$$

где је $dt = 1$ дан. Заменом једначина (4) и (5) у једначини (3) добија се:

$$r = \frac{Q_2 - Q_3}{2Q_2 - Q_3 - Q_1} \quad (6)$$



Слика 4. Шематски приказ методе нагиба хидрограма (извор [5])

Figure . Scheme of the Slope-Based method (source [5])

Према томе, r је одређено и може се заменити у једначини (3) за добијање вредности тренутног максимума:

$$Q_{IDF-NH} = Q_2 + \frac{(Q_2 - Q_1)(Q_2 - Q_3)}{2Q_2 - Q_1 - Q_3} \quad (7)$$

2.4 Статистичка анализа

Статистичка анализа је спроведена за следеће низове:

- мешовите - $Q_{IDF\&MDF}$,
- средњих дневних протока - Q_{MDF} , и
- тренутних максимума добијених једном од две примењене методе - Q_{IDF-S} , Сангаловим поступком и Q_{IDF-NH} методом нагиба хидрограма.

Анализа је урађена помоћу софтверског пакета HEC-SSP, са одабиром опције за спровођење анализе према Б17ц, за следеће вероватноће превазилажења: 0.02, 0.01, 0.005, 0.002, 0.001. Б17ц уводи коришћење нове методологије за оцену параметара расподеле, Алгоритам очекиваних момената – ЕМА (*Expected Moments Algorithm*), са одређивањем компромисне вероватноће према Хирш-Штедингеровом изразу [12]. Ова комбинација омогућила је и да се у годинама без осматрања подаци представе помоћу прагова перцепције, што је искоришћено за девет ХС. На основу препорука из Б17ц и резултата претходних истраживања [1], [13], за доњи праг перцепције коришћена је најмања вредност протока расположивог мешовитог низа (Таб. 2), а за горњи праг, бесконачно.

Као мера неизвесности оцене квантила великих вода одабран је 90%-тни интервал поверења (границе од 5% и 95%). Резултат спроведене анализе у програму HEC-SSP поред вредности одабраних квантила и интервала поверења чини и број карактеристичних догађаја (појава), као што је број изузетака, варијанса оцене квантила према ЕМА и статистике низа. Идентификација изузетака врши се помоћу вишеструког Грубс-Бековог теста. Програм региструје потенцијално утицајне мале вредности (максималних) протока и даљу анализу спроводи без њих.

3. Резултати и дискусија

3.1 Оцена квантила великих вода

Одабрани резултати спроведене анализе великих вода на различитим нивовима дати су табеларно, при чему се у њима налазе кључне информације о нивовима (Табела 3) и вредности стогодишњих квантила великих вода са ширином одговарајућих интервала поверења (Табела 4).

Вредности квантила великих вода оцењених из референтних нивоа - $Q_{IDF \& MDF}$ (Q_0) и осталих нивоа (Q), приказане су на Слици 5 путем Q_0 - Q дијаграма. Вероватноће превазилажења квантила су назначене различитим бојама, као што је то приказано на дијаграму за ХС Лешница.

Табела 3. Број идентификованих доњих изузетака и вредности коефицијената асиметрије нивоа

Table 3. A number of identified potentially influential low floods, and skewness coefficient of the datasets

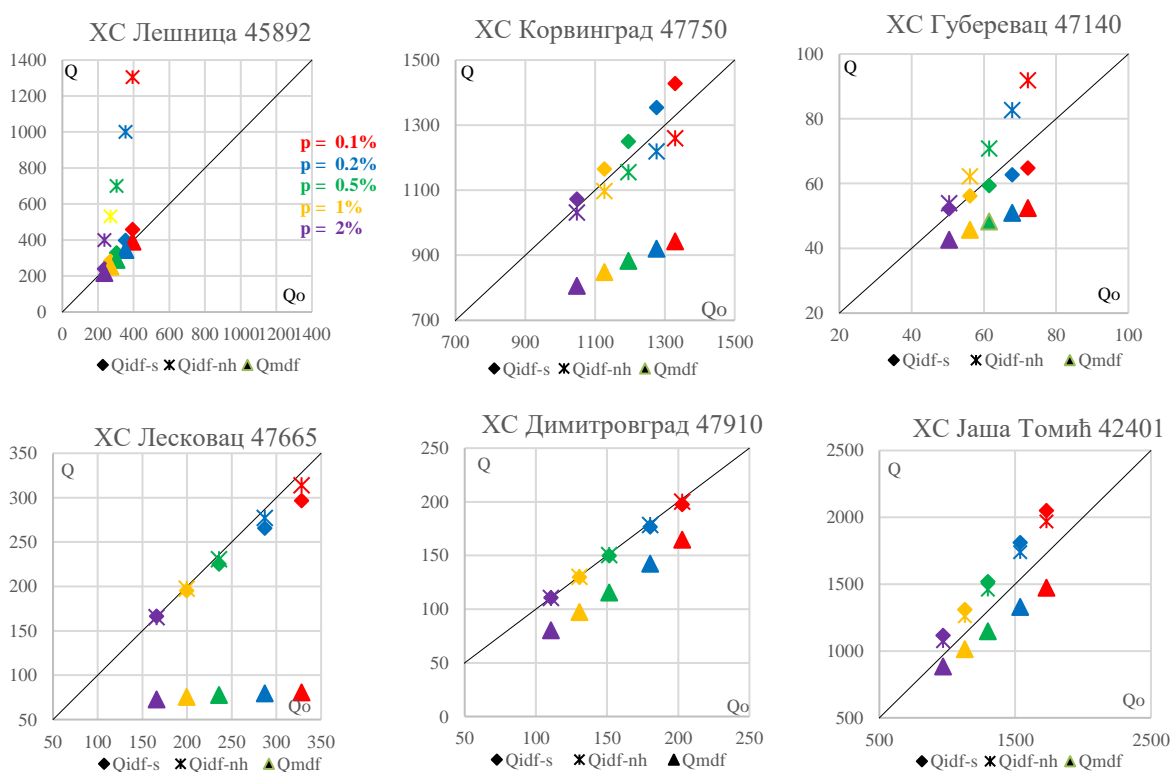
Р. бр.	Станица	Шифра	Доњи изузеци у низу				Коефицијент асиметрије низа			
			$Q_{IDF \& MDF}$	Q_{IDF-S}	Q_{IDF-NH}	Q_{MDF}	$Q_{IDF \& MDF}$	Q_{IDF-S}	Q_{IDF-NH}	Q_{MDF}
1	Димитровград	47910	0	0	0	0	-	-0.32	-0.301	-
2	Јаша Томић	42401	0	0	0	0	-	-0.055	-0.048	-
3	Црнајка	42760	0	0	0	2	-	-0.244	-0.317	-
4	Лешница	45892	0	1	0	0	0.072	0.576	1.158	0.227
5	Пепељевац	47850	0	0	0	0	-	-0.2	-0.147	0.154
6	Ниш	47990	0	0	0	0	-	-0.579	-0.588	-
7	Корвинград	47750	6	6	6	6	-	-0.535	-0.851	-
8	Браћевци	47937	0	0	0	0	-	-0.016	-0.146	0.09
9	Мајур	47035	0	0	0	0	0.114	0.15	0.098	0.225
10	Д. Каменица	42935	6	6	6	6	-	-0.269	-0.217	-
11	Гамзиград	42914	0	14	0	0	-	-0.294	-0.495	-
12	Губеревац	47140	0	8	9	6	-	-1.079	-0.17	-
13	Крат. стена	47101	0	0	0	0	0.093	-0.035	0.025	-
14	Пирот	47920	2	2	2	2	-0.58	-0.58	-0.58	-
15	Лесковац	47665	3	3	3	0	-0.22	-0.387	-0.279	-1.41
16	Ћеманов мост	45917	0	0	0	0	0.092	0.042	0.09	0.065
17	Прибој	45842	2	0	2	0	0.111	0.265	0.27	-

Табела 4. Стогодишња велика вода - ширина интервала поверења и квантили (подвучене су највеће вредности за ХС)

Table 4. 100- year flood - confidence interval and quantiles (the largest values are underlined for HS)

Р. бр.	Станица	Шифра	Ширина 90% интервала поверења квантила $Q_{1\%}$				Квантили $Q_{1\%}$ [m ³ /s]			
			$Q_{IDF \& MDF}$	Q_{IDF-S}	Q_{IDF-NH}	Q_{MDF}	$Q_{IDF \& MDF}$	Q_{IDF-S}	Q_{IDF-NH}	Q_{MDF}
1	Димитровград	47910	<u>107</u>	103	105	91.8	<u>131</u>	130	130	97.1
2	Јаша Томић	42401	855	<u>1047</u>	1004	674	1131	<u>1309</u>	1259	1013
3	Црнајка	42760	68.4	<u>85</u>	68.8	37.3	74.5	<u>82.8</u>	75.1	38.2

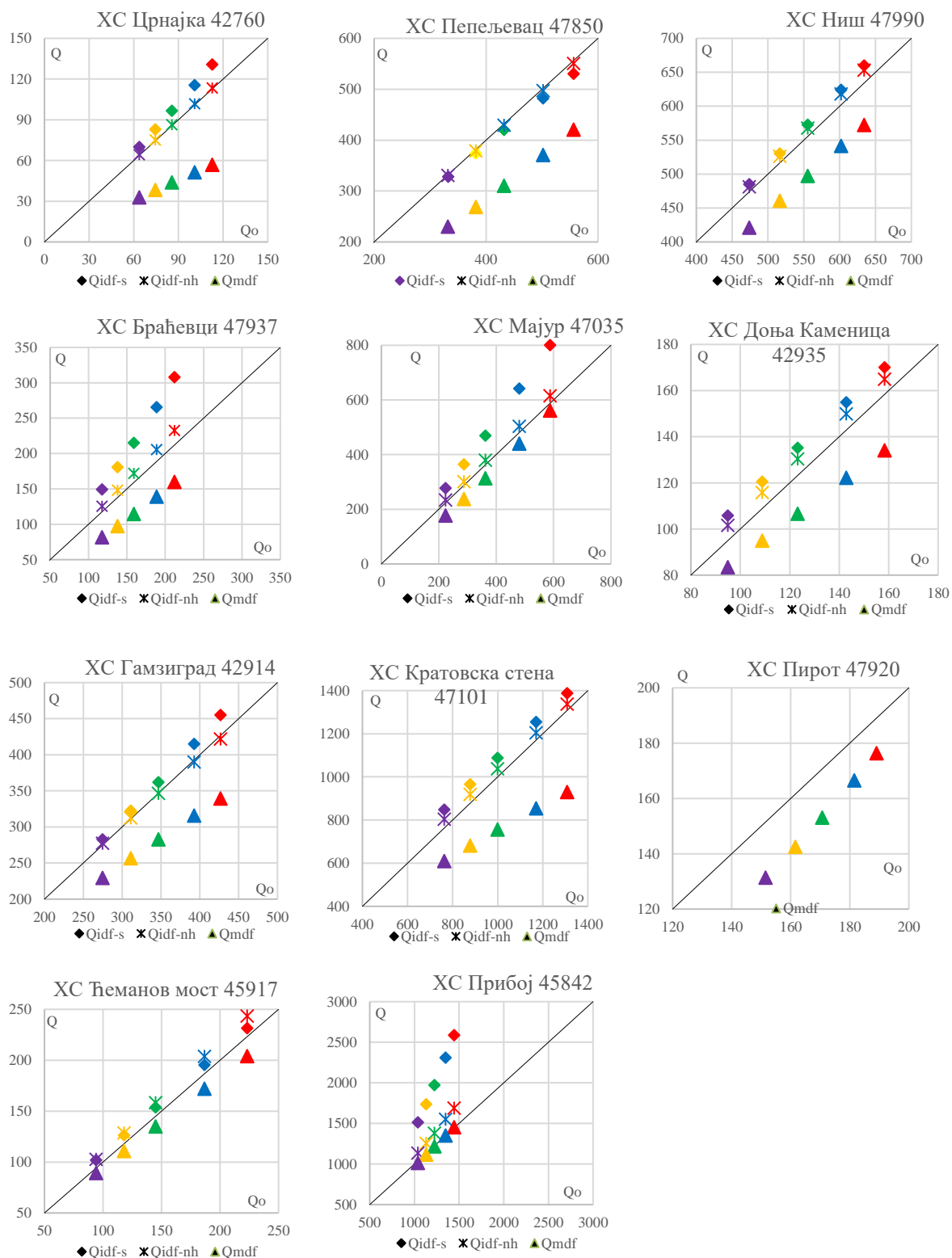
Р. бр.	Станица	Шифра	Ширина 90% интервала поверења квантила $Q_{1\%}$				Квантили $Q_{1\%}$ [m^3/s]			
			$Q_{IDF\&MDF}$	Q_{IDF-S}	Q_{IDF-NH}	Q_{MDF}	$Q_{IDF\&MDF}$	Q_{IDF-S}	Q_{IDF-NH}	Q_{MDF}
4	Лешница	45892	243	442	<u>1587</u>	280	270	281	<u>530</u>	251
5	Пепелевац	47850	<u>314</u>	285	308	269	<u>382</u>	374	379	268
6	Ниш	47990	265	<u>268</u>	266	236	517	<u>530</u>	526	460
7	Корвинград	47750	483	<u>526</u>	434	295	1127	<u>1164</u>	1097	848
8	Браћевици	47937	108	<u>177</u>	121	87.2	138	<u>180</u>	148	97.2
9	Мајур	47035	664	<u>984</u>	692	763	288	<u>364</u>	300	238
10	Доња Каменица	42935	106	<u>106</u>	104	83.6	109	<u>120</u>	116	94.9
11	Гамзиград	42914	213	<u>234</u>	209	166	311	<u>322</u>	312	256
12	Губеревац	47140	52.0	35.9	<u>64.1</u>	28.8	56.2	56.1	<u>62.2</u>	45.7
13	Кратовска стена	47101	457	<u>461</u>	452	279	879	<u>965</u>	918	682
14	Пирот	47920	67.4	67.4	67.4	<u>71.5</u>	162	162	162	142
15	Лесковац	47665	<u>268</u>	214	235	80.8	<u>200</u>	195	197	75.5
16	Ћеманов мост	45917	165	166	<u>180</u>	147	118	126	<u>128</u>	111
17	Прибој	45842	497	<u>1249</u>	692	515	1132	<u>1734</u>	1254	1113



Слика 5. Q_o - Q дијаграми квантила великих вода оцењених из три низа у односу на $Q_{IDF\&MDF}$

Figure 5. Q_o - Q plots of the flood quantile estimates from three datasets relative to $Q_{IDF\&MDF}$

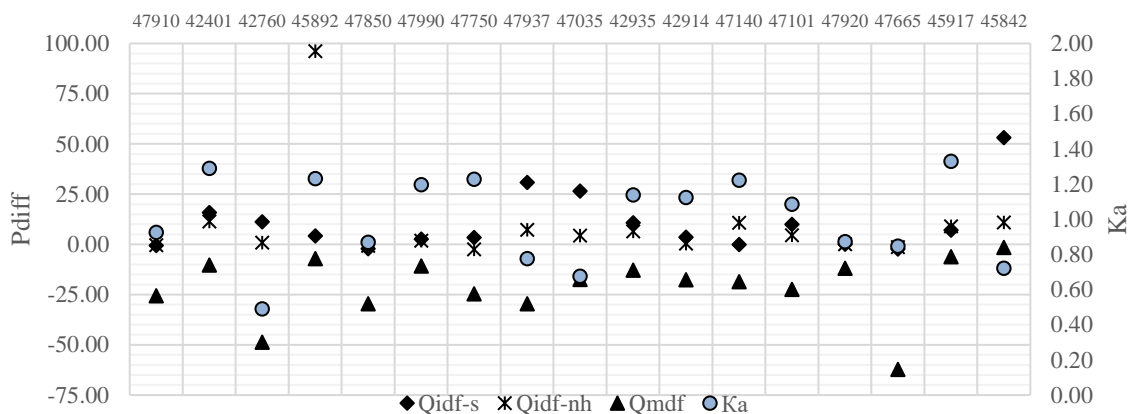
19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.



Слика 5. – наставак Q_o - Q дијаграми квантила великих вода оцењених из три низа у односу на $Q_{IDF\&MDF}$

Figure 5. – continued Q_o - Q plots of the flood quantile estimates from three datasets relative to $Q_{IDF\&MDF}$

На Слици 6. упоредо су приказане процентуалне разлике квантила стогодишње велике воде у односу на референтни низ ($P_{diff}=100 \cdot (Q - Q_{IDF\&MDF}) / Q_{IDF\&MDF}$ [%]) и вредности осредњеног коефицијента базе Ka у Сангаловој методи. Позитивне вредности процентуалних разлика указују да су добијене веће вредности квантила у односу на оне које су добијене за мешовите низове, а негативне, супротно. Са слике 6 може се уочити да на испитиваним станицама вредности Ka не упућују на величину одступања. На станицама ХС Црнајка 42760 и ХС Теманов мост 45917 са најмањим и највећим Ka , добијене су практично исте, мале вредности одступања (ромб). При томе је заступљеност Q_{MDF} у овим низовима, 4% и 79% редом.



Слика 6. Процентуалне разлике квантила стогодишње велике воде и коефицијенти базе Ka на свим ХС

Figure 6. Percentage difference of the 100-year quantiles and station base factor Ka at all HS

Уопште, највеће разлике квантила великих вода јавиле се су код ХС Лешница 45892 и то коришћењем низа Q_{IDF-NH} , ХС Црнајка 42760 за Q_{MDF} , ХС Браћеџци 47937 за Q_{IDF-S} , ХС Лесковац 47665 за Q_{MDF} и ХС Прибој 45842 за Q_{IDF-S} . Очекивање да ће највеће разлике бити код низова састављених искључиво од средњих дневних протока, остварило се у једанаест од укупно седамнаест случајева.

Најмање разлике квантила дала је метода нагиба хидрограма, а једино код две ХС је показала највећу разлику. Посматрајући претходни дијаграм (Слика 6.) може се уочити да метода нагиба хидрограма не даје велику разлику квантила. Изузетак се јавља код ХС Лешница 45892 за коју су значајно већи квантили оцењени из Q_{IDF-NH} низа. У неколико случајева код обе методе за прорачун тренутних максимума, добијени су квантили великих вода који су нижи него код оних добијени за низове састављене од мешовитих података, с тим да у томе предњачи метода нагиба хидрограма.

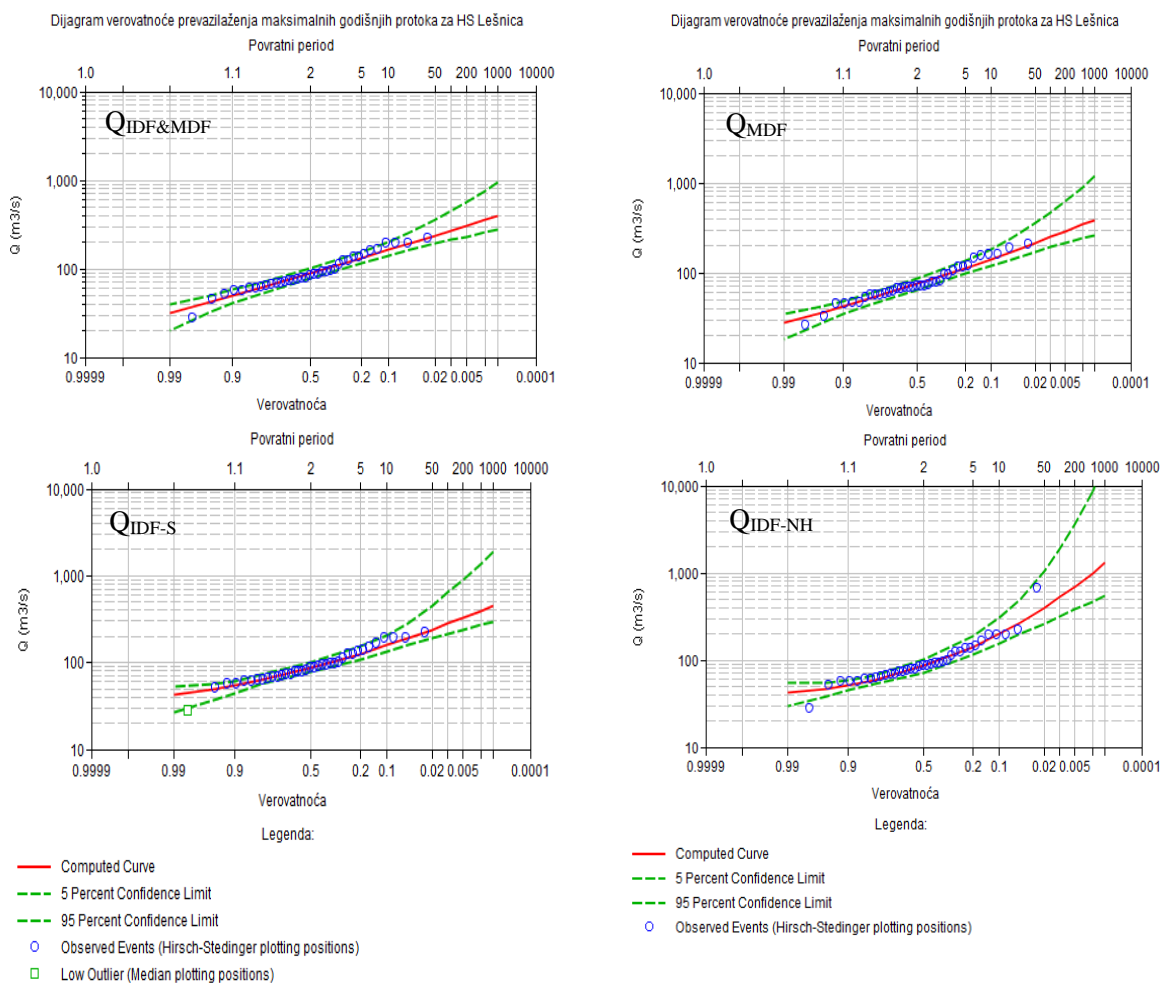
3.2 Неизвесност оцене квантила великих вода

Неизвесност оцене квантила великих вода утврђена је: 1) 90%-тним интервалима поверења за разматране повратне периоде (Слика 7 – приказ за једну ХС) и 2) варијансом оцене логаритама квантила према ЕМА (Слика 8).

На Слици 7, зеленим испрекиданим линијама представљени су интервали поверења квантила великих вода добијени за четири различита низа улазних података за ХС Лешница. Највећа неизвесност јавила се за низ Q_{IDF-NH} , чији је коефицијент асиметрије 1,158. Ово је једини случај од свих ХС где долази до драстичног повећања неизвесности оцене квантила у једном од испитиваних низова у односу на остала три.

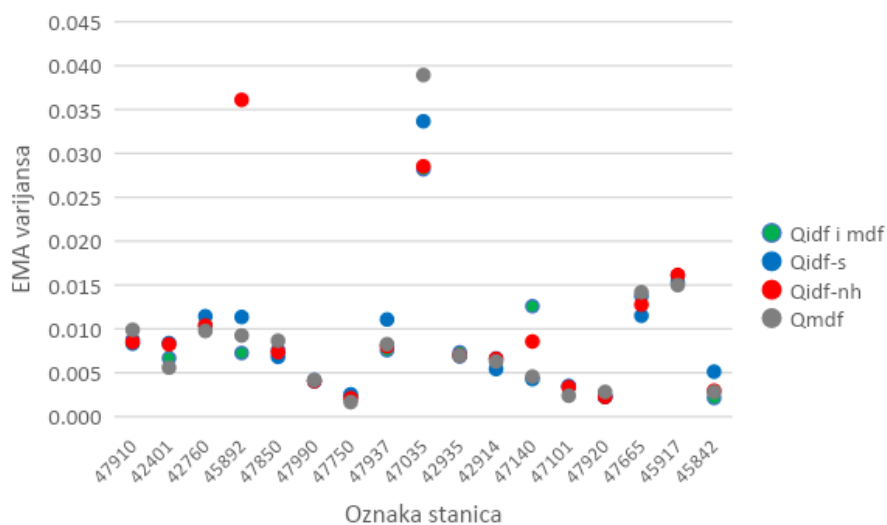
Поређење ширине интервала поверења код свих ХС, указује на већу неизвесност у оцени квантила великих вода код примене Сангаловог поступка. С обзиром да је ова метода генерално дала и највеће квантиле великих вода, највеће вредности интервала поверења су очекиване.

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.



Слика 7. Дијаграми вероватноћа за ХС Лешница за све испитиване низове

Figure 7. Probability plots for HS Lešnica for all examined datasets



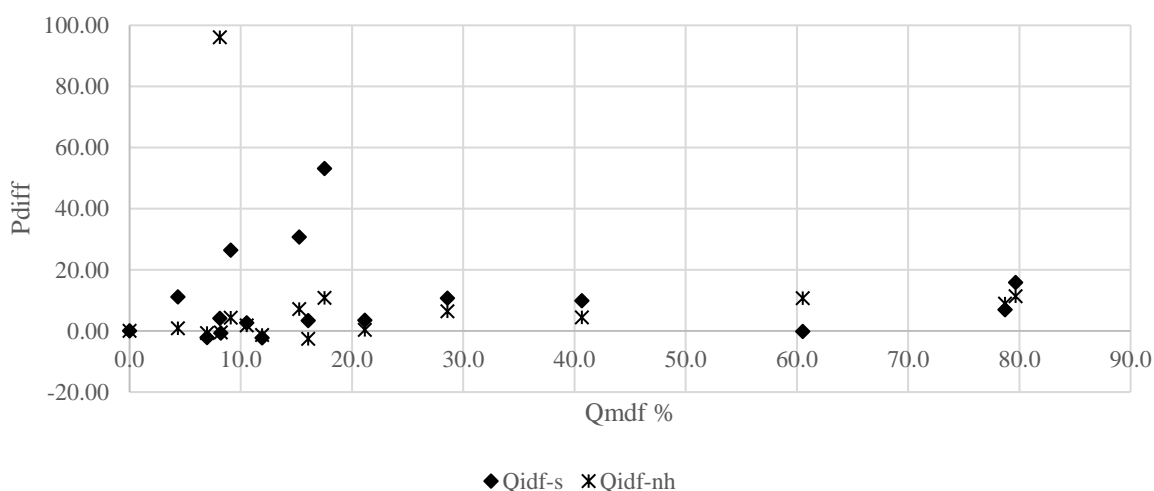
Слика 8. ЕМА варијанса оцене квантила стогодишње велике воде из свих низова

Figure 8. 100- year flood quantile estimate EMA variance for all datasets

На мањим сливовима (< 1000 km²) углавном се јављају веће вредности варијанси оцене квантила према ЕМА. Што се тиче међусобног поређења резултата варијанси квантила за квантиле из различитих низова, нешто мању неизвесност даје метода нагиба хидрограма. Изузетак се јавља код ХС Мајур 47035 за све низове и ХС Лешницу 45892 која по многим параметрима даје велика одступања од осталих ХС.

3.3 Утицај заступљености Q_{MDF} и карактеристика низова на оцену квантила

Са аспекта заступљености средњих дневних протока у низовима годишњих максимума ($Q_{MDF\%}$), може се рећи да се код мање заступљености средњих дневних протока углавном јавља већа разлика међу резултатима добијених двома метода за прорачун тренутних максимума. Код веће заступљености (>20%), ове две методе углавном имају сличан исход (Слика 9).



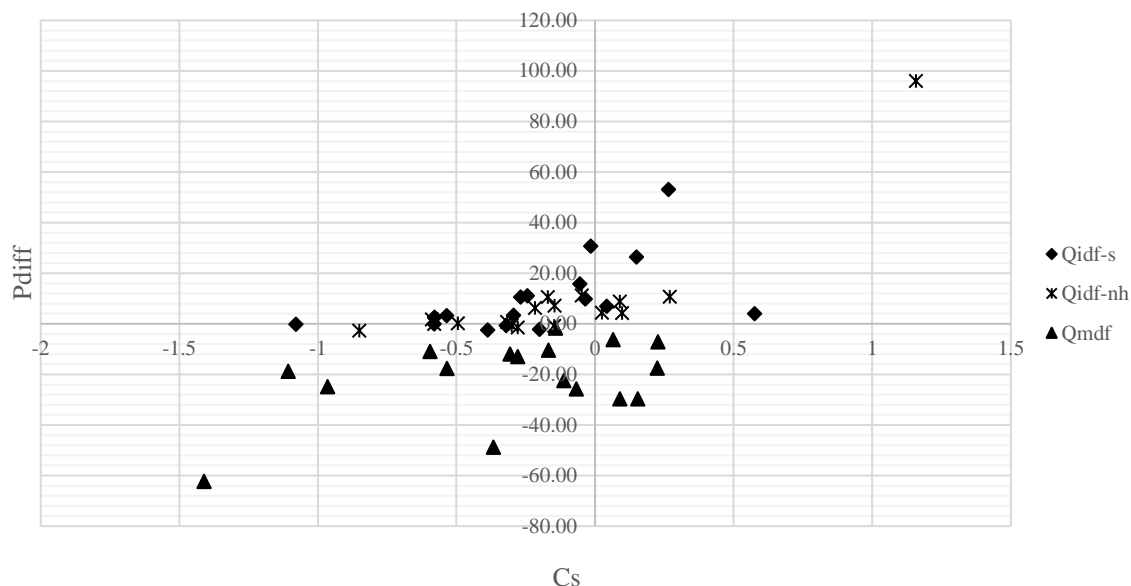
Слика 9. Однос процентуалног учешћа средњих дневних протока у низовима годишњих максимума и процентуалних разлика квантила стогодишње велике воде

Figure 9. Relationship between the percentage share of mean daily flow in annual maxima series and percentage differences for 100- year flood quantiles

Разлика у појави доњих изузетака међу три групе низова није била велика, осим у случају ХС Гамзиград 42914 ($Q_{MDF\%}=21,2\%$), где је код Сангалове методе идентификовано 14 доњих изузетака, док код других група за ову ХС није регистрован ни један доњи изузетак. У овом случају је забележена и највећа вредност интервала поверења и квантила за Q_{IDF-S} . Слично се јавило и код ХС Губеревац 47140 ($Q_{MDF\%}=60,5\%$) где највише идентификованих изузетака има за Q_{IDF-NH} . У овом случају су се такође јавиле највеће вредности квантила и интервала поверења. Ово указује и на већу неизвесност у оцени квантила великих вода код појаве већег броја доњих изузетака.

Изразита асиметрија низова јавила се код ХС Лешница 45892 ($Q_{MDF\%}=8,1\%$) и ХС Лесковац 47665 ($Q_{MDF\%}=11,9\%$). Код ХС Лешница 45892 вредност C_s је имала високу позитивну вредност (+1,158) за случај Q_{IDF-NH} . У овом случају је процентуална разлика квантила стогодишње велике воде износила 96,08%, што указује на потенцијал за значајно прецењивање квантила. Супротно од ХС Лешница 45892, ХС Лесковац 47665 је за случај Q_{MDF} имала изразиту негативну вредност C_s (-1,41). У овом случају се јавила процентуална разлика од -62,23%, што указује на потенцијал за значајно потцењивање квантила великих вода, уколико се не укључе тренутне вредности протока. Грифис и Штединггер су у својим истраживањима [17] показали да Лог-Пирсон 3 теоријска расподела вероватноће даје добре резултате за вредности коефицијента асиметрије $|C_s| \leq 1.414$. Приближавањем вредности коефицијента асиметрије граничној вредности

применљивости Лог-Пирсон 3 расподеле, добијају се веће разлике оцене квантила. На Слици 10. приказан је однос коефицијената асиметрије и процентуалних разлика квантила у овом истраживању.



Слика 10. Однос коефицијената асиметрије и процентуалних разлика квантила стогодишње велике воде

Figure 10. Relationship between coefficients of skewness and percentage differences for 100- year flood quantiles

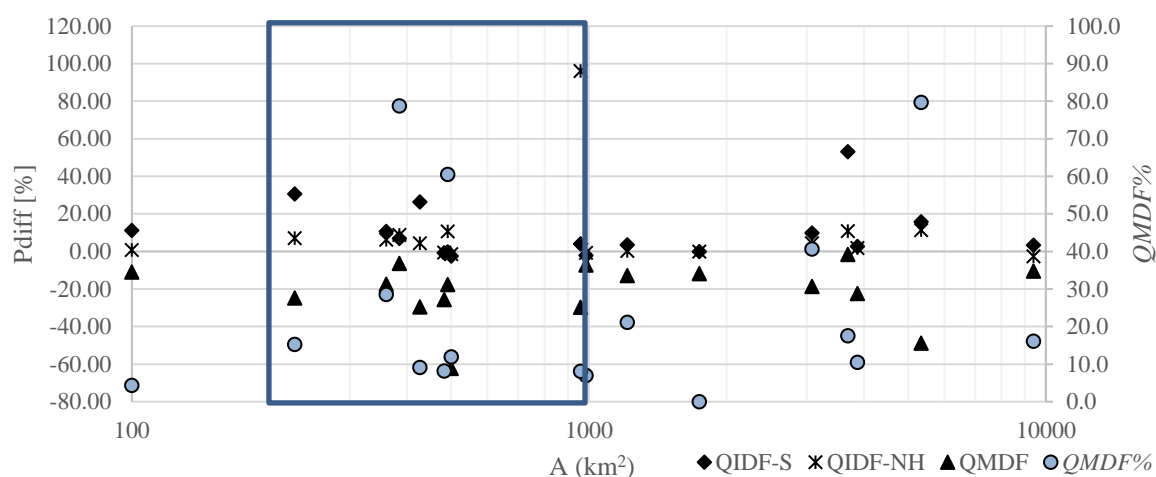
Позитивне вредности коефицијената асиметрије код низова Q_{IDF} дале су у свим ситуацијама позитивне вредности процентуалних грешака, односно веће квантиле у односу на референтни мешовити низ Q_{IDF} & MDF (Слика 10). Негативне вредности коефицијента асиметрије у низовима Q_{IDF} , у појединим случајевима дале су и негативне, мада мале вредности процентуалних разлика. Ово указује да се за негативне вредности коефицијената асиметрије низова, коришћењем тренутних максимума, могу добити ниже вредности квантила од оних који се добијају за мешовити низ. Оваква ситуација захтева пажљиво поступање и даље истраживање.

Код израженије негативне асиметрије низова (Слика 10) увиђа се мала процентуална разлика квантила за низове Q_{IDF} .

3.4 Површина слива као фактор утицаја

Илустрација односа површина сливова и процентуалне разлике стогодишњих квантила великих вода је приказана на Слици 11. Очекивало би се да код мањих површина сливова учешће средњих дневних протока у мешовитим низовима има већи утицај на резултате статистичке анализе у односу на сливове веће површине, што се са Сlike 10 не може уочити.

Површина слива, као и други физичко-географски фактори, имају значајан утицај на формирање и динамику отицаја, док категорија средњих сливова површине 200-1000 km² може представљати највећи изазов у анализи великих вода због одговора на падавине који може бити и попут малих и попут великих сливова [14]. Слика 11, на којој су правоугаоником истакнути ови сливови, управо указује на то да се не може утврдити да ли учешће средњих дневних протока има утицаја на добијене разлике оцене квантила. За ову групу сливова, без часовних вредности протока (облика хидрограма), тешко је изводити закључке о употребљивости обе методе.



Слика 11. Однос површине слива и процентуалних разлика квантила стогодишње велике воде на свим ХС уз приказ учешћа средњих дневних протока у нивовима максималних годишњих протока

Figure 11. Relationship between catchment area and percentage differences for 100- year flood quantiles at all HS with the percentage share of mean daily flow in annual maxima series

4. Закључак

У истраживању су приказане две једноставне и практичне методе за прорачун тренутних максимума. Сангаловим поступком [11] сагледава се понашања забележених тренутних максимума и средњих дневних протока који су се јавили у дану пре појаве тренутног максимума, у истом дану, и дану након његове појаве. Чен и сарадници [5] предложили су примену емпиријске методе засноване на нагибу хидрограма, која користи средње дневне протоке за непосредну реконструкцију растуће и опадајуће гране хидрограма. Применом обе методе за добијање тренутних максимума из мешовитих низова улазних података и поређењем процентуалних разлика квантила међу разматраним ХС, показало се да мања површина слива и већа заступљеност средњих дневних протока у нивовима годишњих максимума, не значе и повећање разлике квантила свих повратних периода у односу на низ тренутних максимума.

Резултати које даје Сангалова метода у многоне зависе од коефицијента базе Ka . У поступку одређивања тренутног максимума фигурише једна, просечна вредност овог коефицијента за ХС, док се код методе нагиба хидрограма тренутни максимум одређује за сваки талас тј. годину посебно. Резултати су показали да чак и кад је мањи проценат средњих дневних протока у мешовитом низу, Сангалов метод даје веће квантиле у односу на оне које се добијају методом нагиба хидрограма и значајно прецењује квантиле великих вода.

У испитиваном узорку од седамнаест сливова, нивови који су састављени искључиво од средњих дневних протока потцењују квантиле великих вода и у поређењу са мешовитим подацима, док у односу на нивове састављене од тренутних максимума, разлика може бити значајна, што указује да на нивовима састављеним искључиво од средњих дневних протока нема смисла спроводити статистичку анализу, јер резултати неће бити релевантни.

Пре саме анализе великих вода препорука је да се добијени тренутни максимума, уколико постоји могућност, упореде са тренутним максимумима који су се јавили у истим годинама на сродним ХС.

Интервал поверења као мера неизвесности у оцени квантила великих вода показује генерално највећу неизвесност код Сангалове методе. С обзиром на вредности добијених квантила овом методом, већа неизвесност је и очекивана. Иста запажања су и код друге разматране мере неизвесности – варијанси оцене квантила.

Појава већег броја доњих изузетака указала је на већу неизвесност у оцени квантила великих вода, што се најјасније може видети на примеру ХС Гамзиград.

Коефицијент асиметрије низа, као битан параметар у статистичкој анализи, може указати на потенцијалну разлику оцене квантила великих вода из различитих низова. Истраживање указује да код разматраних ХС изражена позитивна асиметрија низа даје вишеструко веће квантиле великих вода, односно изражена негативна асиметрија низа вишеструко ниже вредности квантила у односу на мешовити низ, код примене Лог-Пирсон 3 теоријске расподеле. У разматраним сливовима мале и средње површине, за ниже вредности коефицијената асиметрије од вредности које имају коефицијенти асиметрије референтних низова, могу се очекивати и приближне вредности квантила великих вода. У овим случајевима коришћене методе за добијање тренутних максимума могу дати ниже вредности квантила од оних које се добијају за мешовите низове.

Овим истраживањем показано је да се у већини случајева игнорисањем нехомогености улазних података потцењују квантили великих вода, те да је неопходно да се приликом оцене рачунских великих вода узме у обзир појава средњих дневних протока у низовима годишњих екстрема. За Сангалову методу је забележена иста појава као у раду [11], а то је да постоји тенденција прецењивања вредности тренутних максимума, што даље има за последицу да се прецењују и квантили великих вода. Ова чињеница иде у прилог томе да је метода заснована на нагибу хидрограма адекватнија за примену у пракси, с напоменом да треба пажљиво сагледати и остале битне факторе као што су доњи изузеци и асиметрија низа.

Захвалница

Овај рад је делом настао у оквиру истраживања у пројекту технолошког развоја ТР 37005 код Министарства просвете, науке и технолошког развоја под називом „Оцена утицаја климатских промена на водне ресурсе Србије“.

Литература

1. Благојевић, Б., Михаиловић, В., Ђокић, Н., (2020): Оцена квантила великих вода из непотпуних низова осматрања на већим сливовима у Србији применом прагова перцепције. Водoprивреда 0350-0519, Vol. 52 (2020) No. 306-308 p. 259-272.
2. – (2015) Правилник о садржини, начину вођења и одржавања фонда званичних метеоролошких и хидролошких података и информација, као и методама контроле квалитета и верификације поузданости података и начину њиховог објављивања и коришћења. Службени гласник Републике Србије бр. 30/2015.
3. Blagojević, B., Mihailović, V. Mulaomerović-Šeta, A. (2020) The effect of mixed peak data on the flood quantile estimates in a single station analysis: Case study. Annual of the University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy Sofia, Vol 53 Issue 1 2020. pp. 247-264. Sofia, Bulgaria.
4. Ђокић, Н. (2021): Студијски истраживачки рад 1, Докторске академске студије, Грађевинско-архитектонски факултет Универзитета у Нишу.
5. Chen, B., Krajewski, W. F., Liu, F., Fang, W., Zongxue, X. (2017) Estimating Instantaneous Peak Flow From Mean Daily Flow. Hydrology Research, 2017, 1474-1488.
6. U.S. Army Corps of Engineers (2019) Statistical Software Package HEC-SSP User's Manual, Version 2.2, US Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center.
7. – (2020) Uredba о utvrđivanju godišnjeg programa monitoringa statusa voda за 2020. godinu. Službeni glasnik Republike Srbije br. 85/2020.
8. Наредба о utvrđivanju оперативног плана за одбрану од поплава за 2021. godinu. Сл. Гласник РС, бр. 158/2020.
9. http://www.hidmet.gov.rs/ciril/hidrologija/povrsins_ke_godisnjaci.php

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.

10. England, J.F.Jr., Cohn, T.A., Faber, B.A., Stedinger, J.R., Thomas, W.O.Jr., Veilleux, A.G., Kiang, J.E., Mason, R.R.Jr. (2018) Bulletin 17C Guidelines for Determining Flood Flow Frequency. Chapter 5 of Section B, Surface Water, Book 4, Hydrologic Analysis and Interpretation
11. Sangal, B. P. (1983) Practical Method of Estimating Peak Flow. Journal of Hydraulic Engineering, 1983, 109, 549–563.
12. Hirsch, R. M., and Stedinger, J.R., (1987), Plotting positions for historical floods and their precision: Water resources Research, v. 23, no. 4, p. 715-727.
13. Đokić, N., Blagojević, B., Mihailović, V. (2021) Missing data representation by perception thresholds in flood flow frequency analysis. Journal of Applied Engineering Science - Volume 19 article 810 pages: 432-438.
14. Плавшић, Ј. (2019) Инжењерска хидрологија. Грађевински факултет Универзитета у Београду.

Hidrološko modeliranje korišćenjem geomorfološkog jediničnog hidrograma na neizučnim slivovima

Petar Praštalo¹
Žana Topalović²
Borislava Blagojević³

APSTRAKT: U hidrološkoj praksi danas se koristi veliki broj hidroloških modela koji u svojoj strukturi koriste jedinični hidrogram radi transformacije efektivnih padavina u direktni oticaj. Trenutni geomorfološki jedinični hidrogram (TGMJH) se pokazao kao veoma koristan alat u primjeni na neizučnim slivovima, obzirom da njegovi parametri mogu da se odrede iz geomorfologije sliva na osnovu digitalnog modela visina (DMV). U ovom radu ispitan je uticaj uključivanja TGMJH u strukturu postojećeg modela GR4J na njegovu efikasnost. Nekoliko hidrološki izučnih slivova na slivu rijeke Bosne je modelirano standardnim GR4J modelom, zatim sa izmjenjenom strukturom uvođenjem TGMJH kao metode za proračun transformacije efektivnih padavina u oticaj. Uspostavljena je regionalna zavisnost između optimizovanih parametara modifikovanog GR4J modela i karakteristika sliva iz kojeg su ocijenjeni parametri na hidrološki neizučnim slivovima. Hidrološki neizučni slivovi korišćeni u ovom radu su samo tako tretirani dok isti imaju osmatranja što omogućava validaciju primijenjene metodologije za proračun velikih voda na neizučnim slivovima korišćenjem TGMJH u strukturi postojećeg GR4J modela.

Ključne riječi: Trenutni geomorfološki jedinični hidrogram, geomorfološki parametri, neizučni sliv, GR4J hidrološki model.

Hydrological modeling by geomorphological unit hydrograph on ungauged basins

ABSTRACT: Nowadays, a vast number of hydrological models comprising unit hydrograph in their structure are used in hydrological practice to transform effective precipitation into runoff. The geomorphological instantaneous unit hydrograph (GIUH) has proven to be a very useful tool for application in ungauged basins, because its parameters can be determined through the basin geomorphology obtained from a digital elevation model (DEM). In this paper, the possibility to apply GIUH in hydrological modeling was investigated by including it in the structure of the GR4J hydrological model. In several gauged river catchments in the Bosna River Basin, modeling was done with the standard GR4J model, and then with the modified structure of the GR4J model by introducing GIUH as a method for calculating the transformation of effective precipitation into runoff. Regional correlation equations were established between the optimized parameters of the modified GR4J model and the characteristics of the basin. From the regional equations, the model parameters of hydrologically ungauged catchments were evaluated. The hydrologically ungauged catchments used in this paper are actually gauged, enabling validation of the applied methodology for flood assessment in ungauged catchments using GIUH in the structure of the existing GR4J model.

Keywords: Geomorphological instantaneous unit hydrograph, geomorphology parameters, ungauged basins, GR4J hydrological model.

¹ Petar Praštalo, student master studija, Univerzitet u Banjoj Luci, Arhitektonsko-građevinsko-geodetski fakultet, petar.prastalo@aggf.unibl.org

² Doc dr. Žana Topalović, Univerziteta u Banjoj Luci, Arhitektonsko-građevinsko-geodetski fakultet, zana.topalovic@aggfbl.unibl.org

³ Doc dr. Borislava Blagojević, Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet, borislava.blagojevic@gaf.ni.ac.rs

1 Uvod

Modeliranje oticaja i određivanje velikih voda, oduvijek je bilo ključni zadatak u hidrologiji, posebno kada se radi o hidrološki neizučeni slivovima, na kojima zbog nedostatka mjerenja protoka nije moguće primijeniti statističke metode. U slučajevima kada neposredne metode nije moguće primijeniti, koriste se posredne, npr. metoda regionalne analize, empirijske formule ili hidrološki modeli padavine – oticaj [1]. Prilikom izrade strukture hidrološkog modela javljaju se poteškoće, jer ona zavisi od ponašanja slivnog područja [1].

Jedinični hidrogram predstavlja hipotetički odgovor sliva na jediničnu efektivnu kišu ravnomjerno raspoređenu na slivu i često se definiše kao hidrogram direktnog oticaja, obzirom da predstavlja transformaciju efektivnih padavina u oticaj. Kao takav, pogodan je za svaki sliv i pri hidrološkom modeliranju, neophodan dio strukture hidrološkog modela. Trenutni geomorfološki jedinični hidrogram (TGMJH) povezuje karakteristike sliva sa geomorfološkim parametrima sliva. Njegova specifičnost je u tome što za svoju konstrukciju koristi geomorfološke parametre sliva, tako da je primjenjiv i na hidrološki neizučeni slivovima. Zbog svoje specifične pogodnosti, u ovom radu je TGMJH korišten kao dio strukture GR4J modela. Modifikovani GR4J model ima ukupno 7 parametara dok standardni model ima 4 parametra. Ovom modifikacijom modela geomorfološki parametri su postali dodatni parametri modela. Nakon toga urađena je kalibracija i validacija modela i izabran je onaj model koji ima najveću efikasnost. Poređenjem dobijenih rezultata standardnog i modifikovanog GR4J modela korišteni su bolji rezultati za formiranje regresionih zavisnosti između optimizovanih parametara modela i geomorfoloških karakteristika sliva. Za ovo istraživanje izabrani su slivovi rijeke Bosne, i to podijeljeni u dvije grupe. Prvu grupu slivova čine osnovni slivovi za formiranje regresionih zavisnosti i definisanje parametara modela za drugu grupu slivova, tj. test slivova koji su uslovno neizučeni i na kojima je provjerena valjanost primjenjene metodologije. Efikasnost simulacija modela na test slivovima je ocijenjena iz kompletnih simulacija i posebnom analizom pojedinačnih hidrograma poplavnih talasa.

2 Opis GR4J modela

Model GR4J je hidrološki model sa 4 parametra kojeg su razvili Perin i saradnici 2003 godine [2]. Radi se o empirijskom modelu, ali njegova struktura je slična konceptualnim modelima. Ulazni podaci neophodni za modeliranje su potencijalna evapotranspiracija, padavine, a sliv je predstavljen preko dva rezervoara za skladištenje i propagaciju oticaja. Pomoću jediničnog hidrograma vrši se transformacija padavina u oticaj [3].

Generalni razvoj GR4J modela pokrenuo je još *Claude Michel*, početkom 1980 godine u *Cemagref* – u, javnom istraživačkom institutu u Francuskoj [4]. Prva verzija GR4J modela imala je samo jedan parametar, a cilj je bio da se dobije opšti efikasan i robustan model. Vremenom je razvijena verzija modela koja povezuje oticaj sa padavinama i potencijalnom evapotranspiracijom koristeći dnevne vrijednosti podataka.

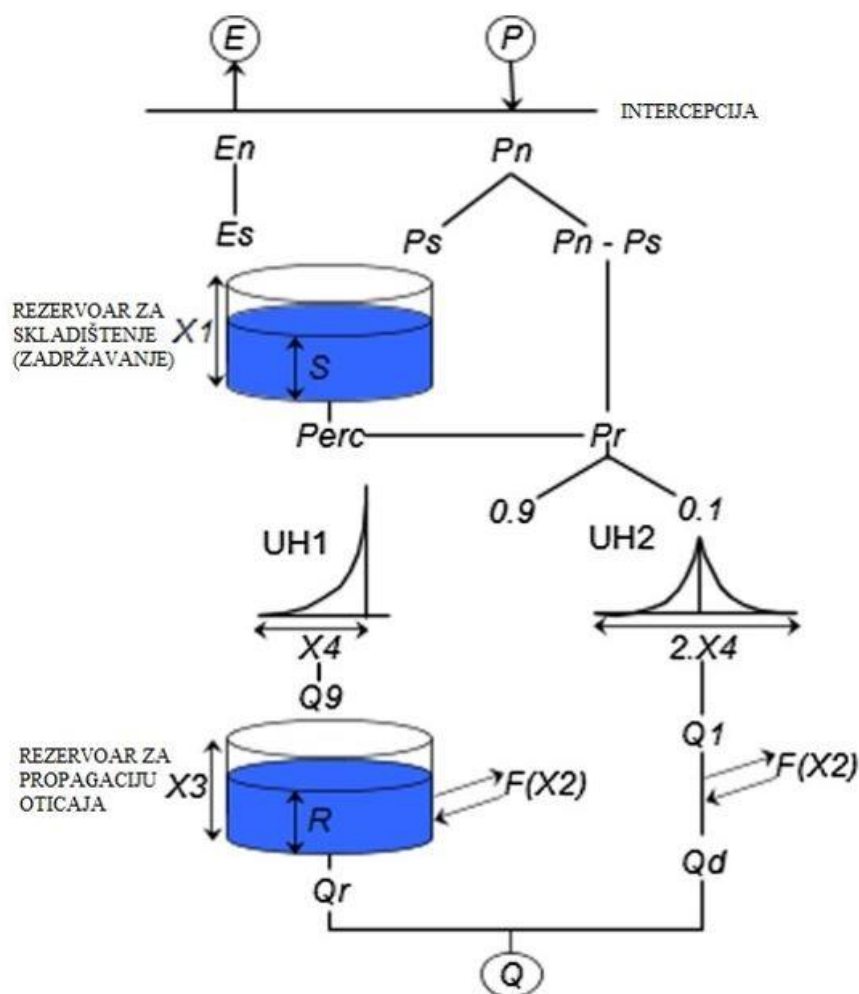
GR4J model ima 4 parametra, gdje se 2 parametra odnose na početne uslove u rezervoarima za skladištenje i propagaciju oticaja koji su u modelu uključeni relativno preko odnosa parametara $X1$ i $X3$. U Tabeli 1 je dat opis parametara GR4J modela i opseg njihovih vrijednosti, a na Slici 1 je prikazana struktura GR4J modela.

3 Izučavano područje, raspoloživi podaci

Izučavano područje obuhvata sliv rijeke Bosne i susjedni sliv rijeke Tinje do HS Srebrenik. Rijeka Bosna je desna pritoka rijeke Save, sa površinom sliva od 10 457 km², i dužinom toka od 271 km. Izvire iz tridesetak kraških vrela u selu Vrutci u blizini grada Ilidže u podnožju planine Igman na oko 500 metara nadmorske visine, a ušće u rijeku Savu je kod Šamca.

Tabela 1. Pregled parametara GR4J modela sa opisom, donjom i gornjom granicom vrijednosti parametara [5]
 Table 1. Overview of GR4J model parameters with description, lower and upper limit of parameter values [5]

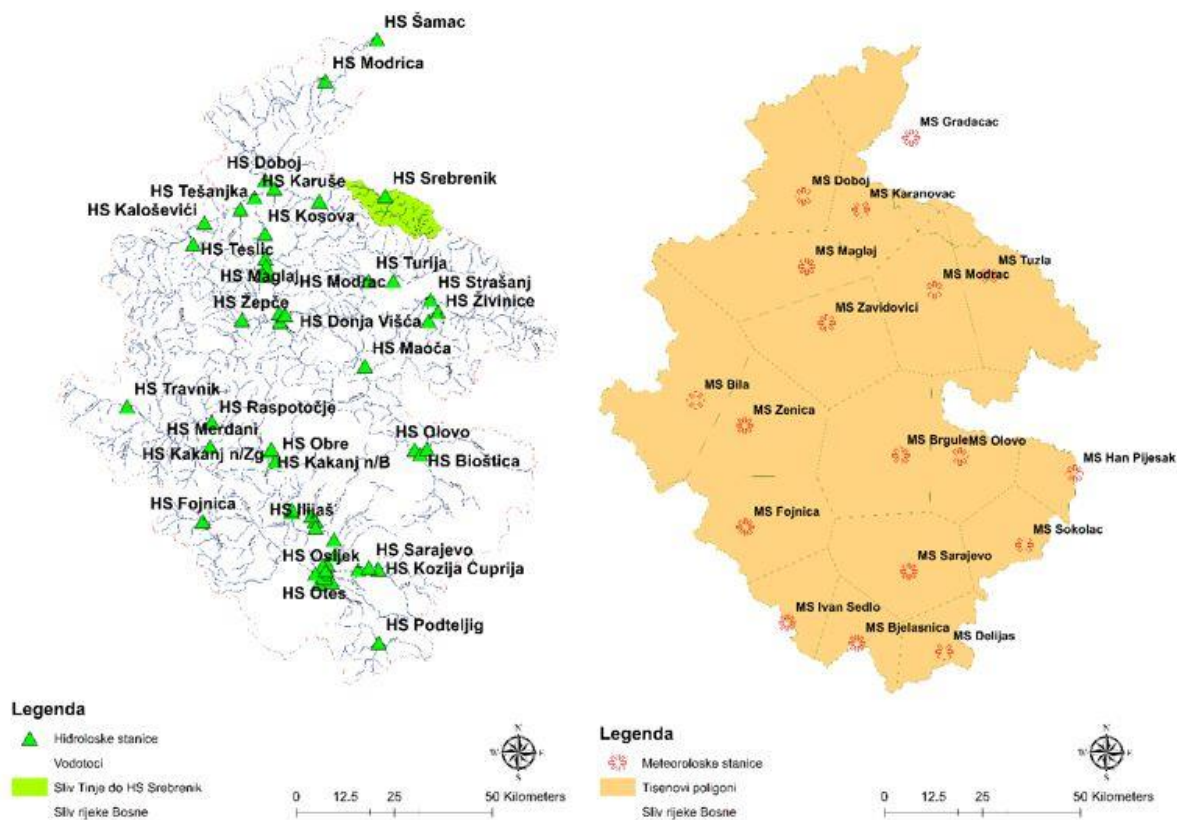
Oznaka parametra	Opis parametra	Jedinica	Donja granica	Gornja granica
$X1$	Površinsko skladištenje: zadržavanje padavina na površini tla	mm	1	1500
$X2$	Koeficijent razmjene podzemnih voda: funkcija razmjene podzemnih voda koje utiču na oticaj	mm	-10	5
$X3$	Podzemno skladištenje: količina vode koja se može zadržati u poroznim sredinama	mm	1	500
$X4$	Vrijeme porasta jediničnog hidrograma: vrijeme kada se ostvaruje vršni protok	dan	0.5	4
So	Početni nivo u rezervoaru za zadržavanje oticaja	mm	-	-
Ro	Početni nivo u rezervoaru za propagaciju oticaja	mm	-	-



Slika 1. Prikaz strukture GR4J hidrološkog modela [5]

Figure 1. Structure of the GR4J hydrological model [5]

Podaci za izradu hidrološkog modela su vremenskog koraka jedan dan, a obuhvatili su proticaje, padavine i temperature. Na raspolaganju su bile 33 hidrološke stanice, 18 padavinskih i 15 temperaturnih stanica. Dužina osmatranja korištena za analizu je u prosjeku 10 godina, odnosno period od 2008 – 2017 godine. Prostorna raspodjela meteoroloških podataka izvršena je metodom Tisenovih poligona. Na slici 2, je prikazan sliv rijeke Bosne sa hidrografskom mrežom vodotoka i hidrološkim i meteorološkim stanicama.



Slika 2. Hidrološke stanice na slivu rijeke Bosne (lijevo) i karta Tisenovih poligona (desno)

Figure 2. Hydrological stations in the Bosna river basin (left) and map of Thiessen polygons (right)

U ovom radu korišteni su podaci sa 21 hidrološke stanice, od čega je 10 stanica za kalibraciju i validaciju standardnog i modifikovanih varijanti GR4J modela. Na osnovu ovih podataka uspostavljene su regresione zavisnosti neophodne za ocjenu parametara na neizučenim slivovima. Ostalih 11 stanica služi za verifikaciju primjenljivosti modela na slivovima koji su uslovno smatrani neizučenim.

Mjerenje evapotranspiracije (*ET*) na slivu ne postoji, tako da je potencijalna evapotranspiracija (*PET*) određena po metodi Hamona (*Hamon, 1963*). Izbor metode za proračun potencijalne evapotranspiracije zavisio je od raspoloživih podataka. Kako se raspolagalo srednjim dnevnim temperaturama vazduha, izabrana je jednostavna metoda koje u proračunu koristi samo temperaturu.

4 Kalibracija i validacija modela

Kako je period raspoloživih podataka uglavnom 10 godina, prvih 5 godina je korišteno za kalibraciju modela, a drugih 5 za validaciju modela. Period zagrijavanja modela za kalibraciju i validaciju prema preporukama iz literature iznosi 2 godine [2]. Efikasnost modela je ocijenjena preko Neš-Satklif koeficijenta efikasnosti – NSE, definisanog na sledeći način:

$$NSE = \left(1 - \frac{\sum(Q_{osmotreno,i} - Q_{model,i})^2}{\sum(Q_{osmotreno,i} - Q_{osmotreno,sr})^2} \right) \cdot 100 \quad [\%] \quad (1)$$

gdje su: $Q_{osmotreno}$ – osmotreni dnevni protok (m^3/s), $Q_{osmotreno,sr}$ – srednja vrijednost osmotrenog dnevnog protoka (m^3/s), Q_{model} – protok dobijen iz modela (simulirano) (m^3/s).

Modifikacija strukture standardnog GR4J modela sastoji se u tome što se parametar $X4$ koji predstavlja vrijeme porasta jediničnog hidrograma, zamijeni sa parametrima TGMJH određenih na osnovu geomorfoloških parametara. Kalibracija modela rađena je tako što su u prvoj varijanti modifikacije modela kalibrisana 3 parametra dok su ostali geomorfološki parametri fiksni. U ovoj varijanti modela, geomorfološki parametri su određeni analizom DMV-a u QGIS-u. U drugoj varijanti modifikovanog modela kalibrisani su svi parametri modela, odnosno 7 parametara. Izabran je onaj model koji ima najveći koeficijent efikasnosti prilikom kalibracije modela.

Uloga pokazatelja slaganja je da ukaže na sistemska greške (konstantno precjenjivanje i potcjenjivanje protoka) i dinamičke greške (vrijeme kašnjenja maksimalnog protoka hidrograma, brzine opadanja recesione grane hidrograma, itd.) [6]. Takođe, kvalitet modeliranja ocjenjuje se i tokom perioda validacije modela, koja podrazumijeva primjenu (kalibrisanog) modela za modeliranje oticaja tokom perioda različitog od perioda kalibracije modela. U opštem slučaju, pokazatelji slaganja modela imaju lošije vrijednosti za period validacije modela u odnosu na period kalibracije modela [7],[8].

Kalibracija standardnog i modifikovanog GR4J modela izvršena je maksimiziranjem NSE ciljne funkcije pri promjeni parametra modela, a primjenom GRG nelinearnog optimizacionog algoritma (*The Generalized reduced gradient method*) [9].

Kvalitet modeliranja pojedinačnih hidrograma velikih voda određen je pomoću relativne greške maksimalnog protoka i relativne greške protoka, pomoću sledećih jednačina,

$$\delta = \frac{(Q_{model} - Q_{osmotreno})}{Q_{osmotreno}} \cdot 100 \quad [\%] \quad (2)$$

Idealan slučaj kada je relativna greška maksimalnog protoka jednaka nuli.

$$PBIAS = \frac{\sum_{i=1}^N (Q_{osmotren,i} - Q_{model,i})}{\sum_{i=1}^N Q_{osmotren,i}} \cdot 100 \quad [\%] \quad (3)$$

Idealan slučaj kada je greška jednaka nuli.

5 Formiranje regionalne zavisnosti

Regionalna zavisnost između karakteristika slivova i optimizovanih parametara modela uspostavljena je uzimajući u obzir parametre efikasnijeg modela, tj. na osnovu one varijante modela koja ima najveći koeficijent efikasnosti na većem broju slivova za period kalibracije i validacije modela. Prilikom korelacije parametara modela sa parametrima karakteristika sliva u analizi su korišteni: površina sliva, dužina glavnog toka i nagib sliva. Za formiranje regresionih zavisnosti korišćeni su oni parametri modela koji mogu da se dovedu u vezu sa karakteristikama sliva, a da se dobije visok koeficijent determinacije modela. U ovom radu isprobani su regresioni modeli sa 2 i 3 parametra, od čega je za većinu parametara uspostavljen regresioni model sa 3 parametra, dok je samo za parametar razmjere za dužine uspostavljen model sa 2 parametra.

Za test slivove, geomorfološki parametri su određeni na osnovu formiranih regionalnih jednačina na osnovu vrijednosti iz osnovnih slivova. Radi dobijanja što većeg koeficijenta determinacije, većina jednačina je sa tri parametra, iako je za raspoloživi obim podataka najveći broj pouzdano ocijenjenih parametara regresione jednačine mogao da bude dva.

6 Rezultati i diskusija

6.1 Rezultati modeliranja

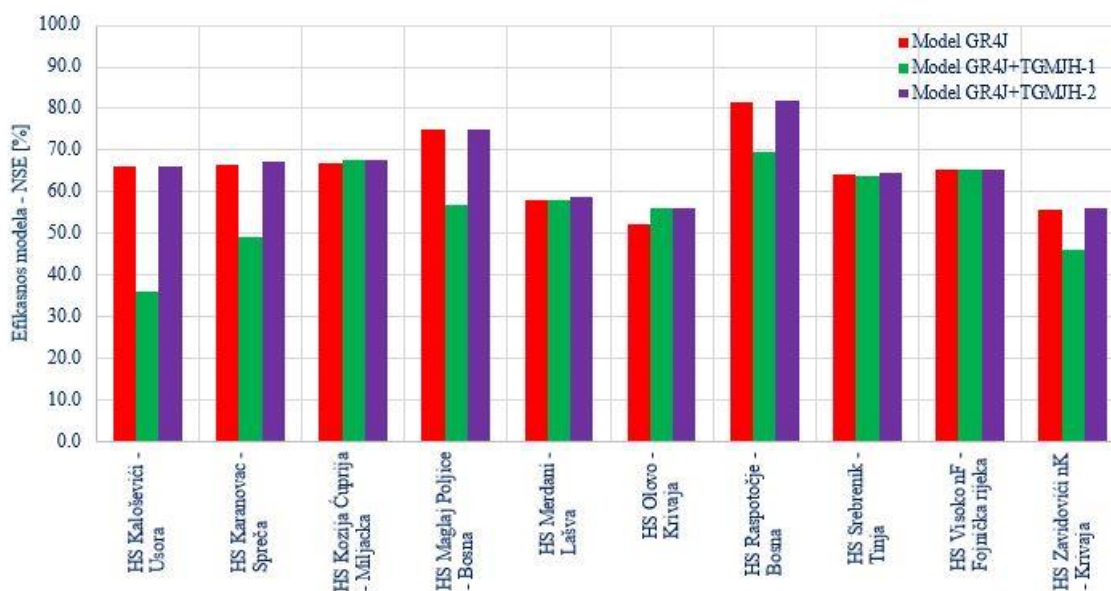
Rezultati kalibracije i validacije standardnog GR4J modela pokazuju sledeće:

- Kod kalibracije, efikasnost modela je u rasponu od 52 – 82%, dok je najmanja efikasnost za HS Olovo – Krivaja i iznosi 52.3%. Na ostalim slivovima efikasnost je veća od 50%.
- U periodu validacije, efikasnost modela za većinu slivova je ispod 50%, dok najveću efikasnost ima HS Maglaj Poljice i iznosi 69.7%. Efikasnost veća od 50% potvrđena je na 3 sliva, dok je na ostalih 7 slivova efikasnost ispod 50%.

Što se tiče modifikovanih varijanti modela, nije se došlo do značajno boljih rezultata u pogledu efikasnosti modela u odnosu na standardni:

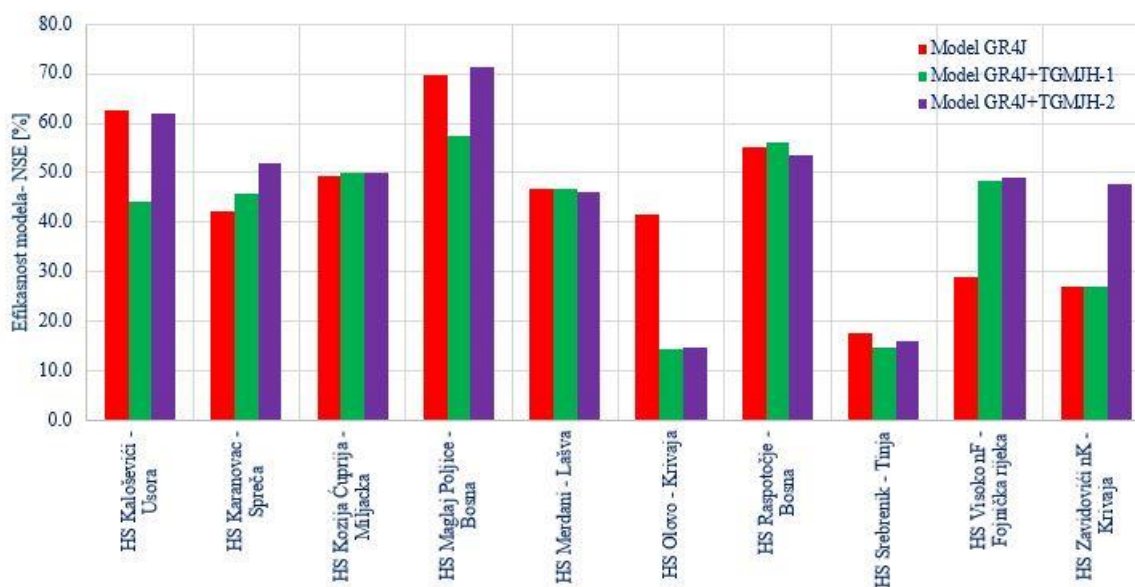
- U prvoj varijanti modifikovanog modela za period kalibracije efikasnost veća od 50% potvrđena je na 7 slivova, dok je za ostala 3 sliva efikasnost manja od 50%.
- U prvoj varijanti modela za period validacije efikasnost veća od 50% potvrđena je na 3 sliva, dok je na ostalih 7 slivova efikasnost manja od 50%.
- U drugoj varijanti modifikovanog modela za period kalibracije efikasnost je veća od 50% potvrđena je na svim slivovima.
- Za period validacije u drugoj varijanti modifikovanog modela efikasnost veća od 50% potvrđena je za 5 slivova, dok je za ostalih 5 efikasnost ispod 50%.

Na osnovu prethodnog jasno je da je efikasnost modela veća od 50% za periode kalibracije i validacije potvrđena na većini slivova u drugoj varijanti modela. Na osnovu optimizovanih parametara ovog modela, formirana je regionalna zavisnost parametara i karakteristika sliva. Na slici 2 su prikazani rezultati efikasnosti modela po slivovima za period kalibracije i validacije modela.



Slika 3. Uporedni prikaz rezultata za period kalibracije modela

Figure 3. Comparative presentation of results for the model calibration period



Slika 4. Uporedni prikaz rezultata za period validacije modela

Figure 4. Comparative presentation of results for the model validation period

7 Ocjena parametara modifikovanog modela u neizučnim slivovima

Nakon što je urađena kalibracija i validacija standardnog i modifikovanih varijanti GR4J modela formirana je regresiona zavisnost parametara modela sa karakteristikama sliva. Na slikama 3 i 4 modifikovani GR4J+TGMJH-2 ima bolje rezultate za period kalibracije i validacije modela za osnovne slivove.

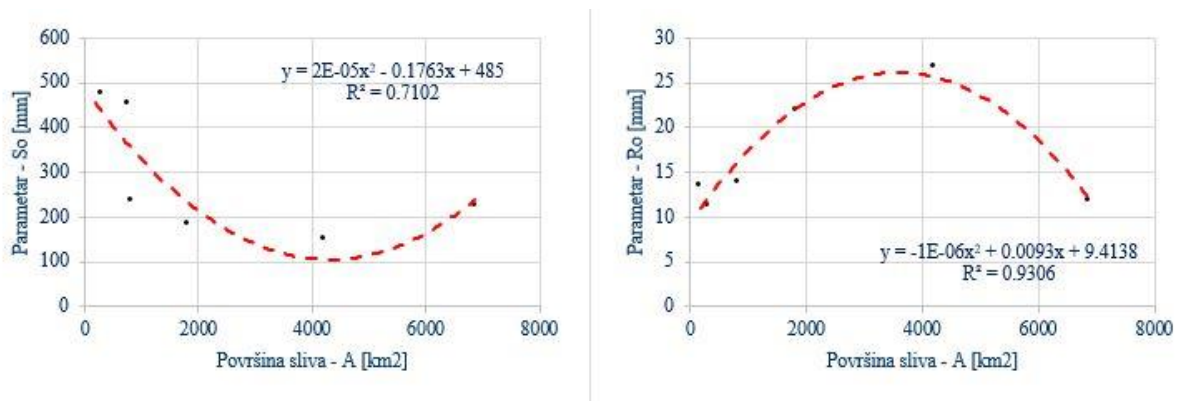
U procesu uspostavljanja zavisnosti između parametara modela i karakteristika sliva težilo se dobijanju što većeg koeficijenta determinacije modela. Istovremeno, vodilo se računa i da se obuhvati što je moguće širi opseg vrijednosti karakteristika slivova, kako bi formirana metodologija mogla da bude primjenjena na što većem broju slivova.

Utvrđeno je da se površina sliva koreliše sa parametrima početnih vrijednosti nivoa u rezervoarima za skladištenje i za propagaciju oticaja, kao i sa parametrom za razmjere podzemnih voda, $S_o = f(A)$; $R_o = f(A)$; $X_2 = f(A)$. Ovo je sasvim očekivano slaganje, pošto vrijednosti ovih parametara zavise od površine sliva. Takođe se i dva geomorfološka parametra slažu sa površinom sliva, a to su parametar razmjere za dužine i parametar razmjere za površine, $R_l = f(A)$; $R_a = f(A)$. Parametar bifurkacije pokazuje slaganje sa dužinom glavnog toka $R_b = f(L)$, dok parametar brzine pokazuje slaganje sa nagibom sliva $V = f(Isl)$.

Parametar zadržavanja vode na površini tla X_1 i parametar zadržavanja vode u podzemlju X_3 , nemaju zavisnost sa karakteristikama sliva, tako da se njihova vrijednost dobija na osnovu relativnog odnosa u odnosu na parametre za početni nivo u rezervoarima. Pretpostavlja se da ovi parametri imaju zavisnost sa određenim karakteristikama tla, ali zbog nedostatka podataka nisu razmatrani u ovom radu.

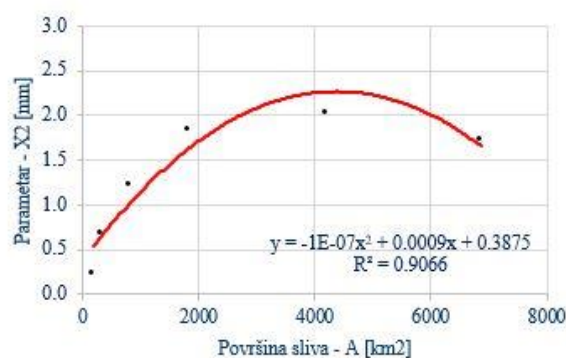
U nastavku se prikazuju uspostavljene zavisnosti za pojedine parametre modela na osnovu poznatih karakteristika tla.

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.



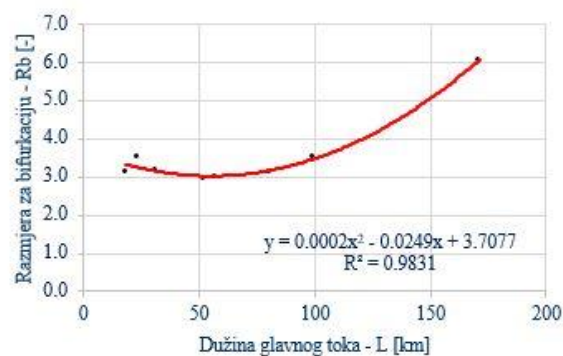
Slika 5. Zavisnost parametra S_o od površine sliva (lijevo) i parametra R_o (desno)

Figure 5. Dependence of the parameter S_o on the catchment area (left) and the parameter R_o (right)



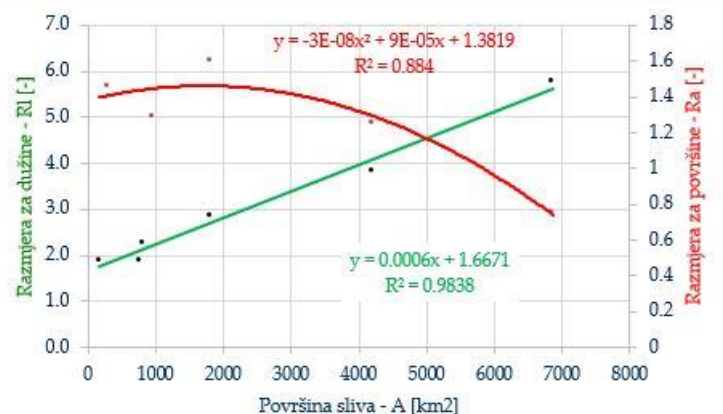
Slika 6. Zavisnost parametara X_2 od površine sliva

Figure 6. Dependence of parameter X_2 on the catchment area



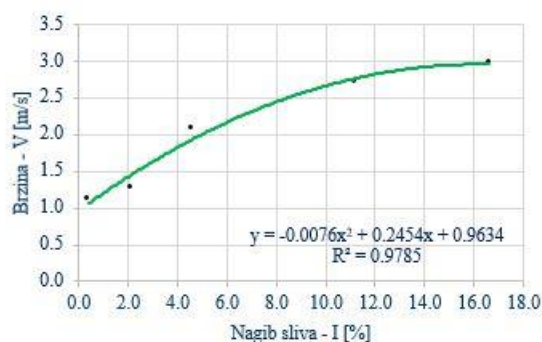
Slika 7. Zavisnost parametra razmjere za dužine R_b od dužine glavnog toka

Figure 7. Dependence of the scale parameter for lengths R_b on the length of the main flow



Slika 8. Zavisnost parametara RI , Ra od površine sliva

Figure 8. Dependence of the parameter RI , Ra on the catchment area



Slika 9. Zavisnost parametra brzine V od nagiba sliva

Figure 9. Dependence of the velocity parameter V on the basin slope

7.1 Hidrogrami velikih voda

Određivanje hidrograma velikih voda izvršeno je pomoću GR4J+TGMJH-2 modela koji generalno ima najbolju efikasnost u odnosu na standardnu i prvu varijantu modifikovanog modela. Iz kontinualnih simulacija modifikovanog GR4J+TGMJH-2 modela izvučeni su pojedinačni hidrogrami poplavnih talasa, te upoređeni sa osmotrenim na test slivovima. Za ocjenu slaganja oblika hidrograma poplavnih talasa korištena je relativna greška maksimalnog protoka i relativna greška protoka prema jednačinama (2) i (3).

Proračunom parametara modela iz formiranih regresionih zavisnosti, prihvatljivi rezultati dobijeni su na tri od 11 test slivova, gdje je efikasnost modela veća od 50%. Ocjena slaganja modeliranih i osmotrenih hidrograma prikazana je u Tabeli 2.

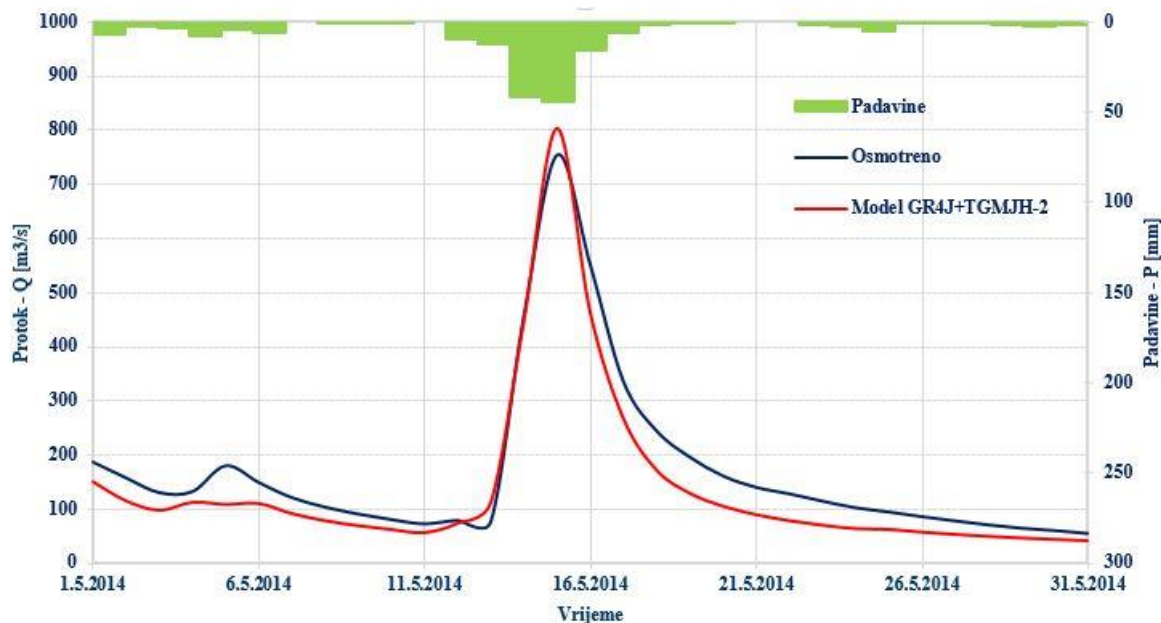
Tabela 2. Rezultati relativne greške maksimalnog protoka i relativne greške protoka za mjesec maj 2014 godine

Table 2. Relative error of the maximum flow and the relative error on the flow for the month of May 2014

Hidrološka stanica	Vodotok	Maksimalni protok		δ (%)	PBIAS (%)
		Osmotreno	Modelirano		
Visoko nB	Bosna	755.1	802.38	6.3	18.2
Zavidovići nB	Bosna	2439.0	1373.2	43.7	24.7
Olovske Luke	Stupčanica	157.0	111.9	28.7	50.0

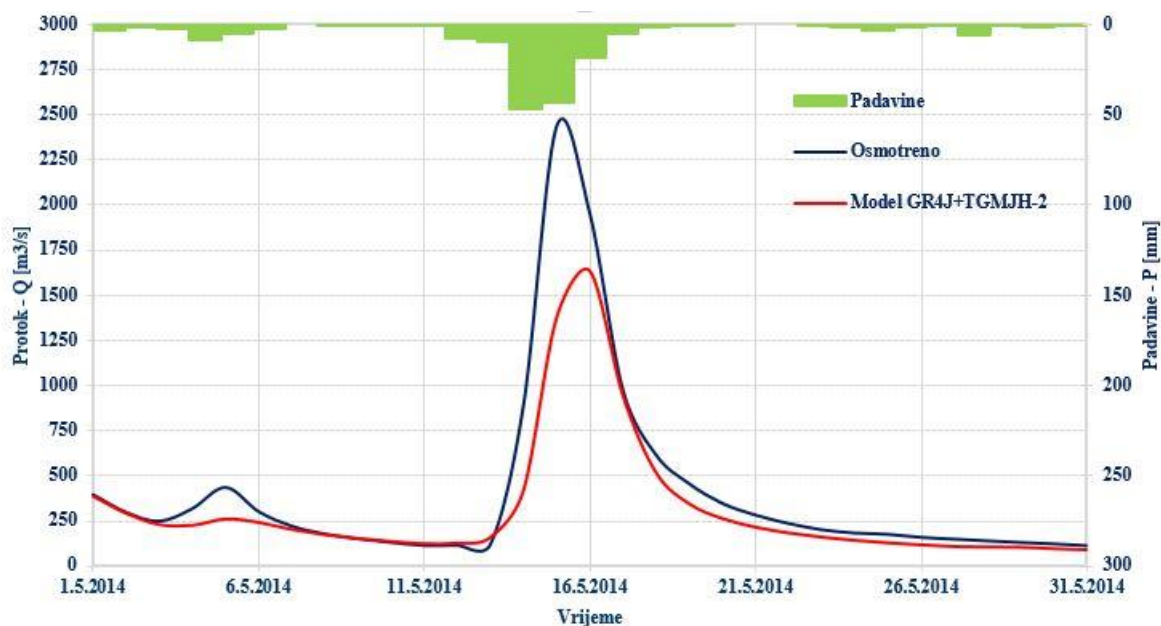
Lošiji rezultati slaganja modeliranih i osmotrenih protoka u pogledu relativne greške maksimalnog protoka i relativne greške protoka su posljedica toga što model nije kalibrisan na iste. Talasi velikih voda su izdvojeni iz kontinualnih simulacija, a njih inače treba simulirati pojedinačno. Na slikama 10, 11 i 12 dat je uporedni prikaz hidrograma velikih voda za razmatrane test slivove.

Prema prikazanim slikama 10 – 12, prema dinamici hidrograma GR4J+TGMJH-2, model se najbolje slaže sa osmotrenim podacima na HS Visoko nB, relativno i u pogledu maksimalnih vrijednosti. Za ostala dva sliva rezultati su lošiji, gdje je maksimalna vrijednost protoka potcijenjena u odnosu na osmotrenu vrijednost.



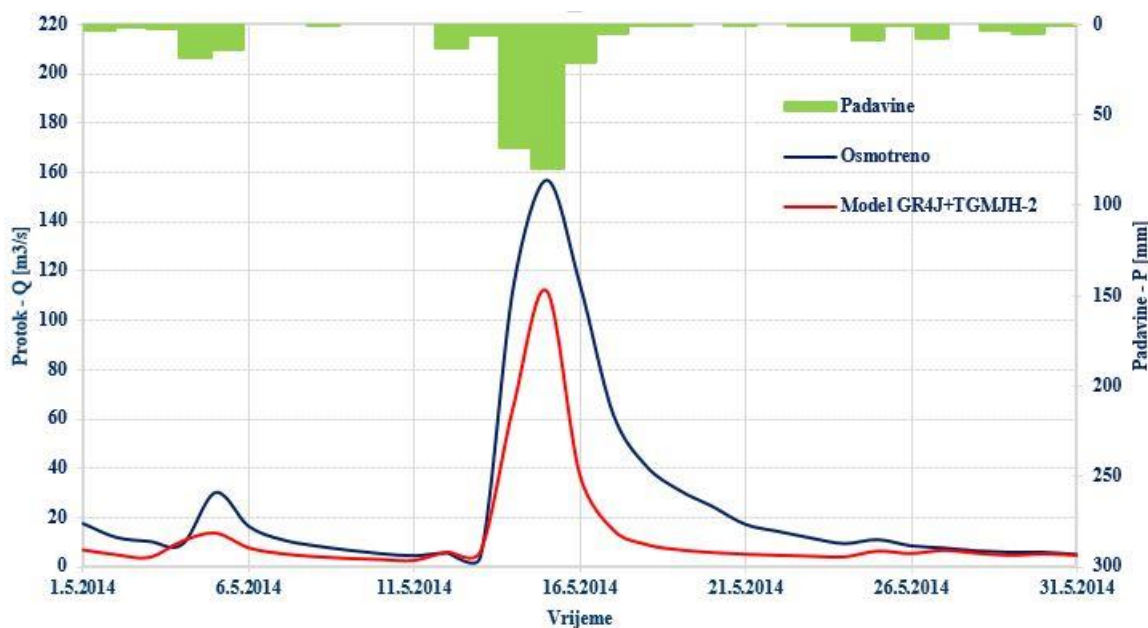
Slika 10. Poređenje osmotrenog i modeliranog hidrograma poplavnog talasa HS Visoko nB – Bosna

Figure 10. Comparison of the observed and simulated flood hydrographs at HS Visoko nB – Bosna



Slika 11. Poređenje osmotrenog i modeliranog hidrograma poplavnog talasa HS Zavidovići nB – Bosna

Figure 11. Comparison of the observed and simulated flood hydrographs at HS Zavidovići nB - Bosna



Slika 12. Poređenje osmotrenog i modeliranog hidrograma poplavnog talasa HS Olovske Luke – Stupčanica

Figure 12. Comparison of the observed and simulated flood hydrographs at HS Olovske Luke - Stupčanica

8 Zaključak

U radu je analizirana primjenljivost TGMJH na slivovima rijeke Bosne u strukturi GR4J modela kao alata za određivanje velikih voda. Za analizu je korišten 21 sliv od čega 10 osnovnih slivova za modeliranje u standardnom GR4J i modifikovanim GR4J+TGMJH modelima. Rezultati modeliranja su pokazali da se za period kalibracije standardnim i modifikovanim modelima dobija visoka vrijednost koeficijenta efikasnosti modela, koja je u granicama od 52 – 82%. Period validacije modela je dao lošije rezultate za standardni GR4J model dok su za GR4J+TGMJH-2 model rezultati nešto povoljniji.

Modifikacijom strukture hidrološkog modela za transformaciju efektivnih padavina u oticaj, dobijen je model koji ima ukupno 7 parametara, od čega su 3 parametra iz standardnog modela a preostala 4 parametra se odnose na TGMJH. Analizom DMV određeni su geomorfološki parametri, dok je za ostala 3 parametra iz standardnog GR4J modela urađena automatska kalibracija. Dobijeni rezultati hidrološkog modeliranja su relativno lošiji, pa je na osnovu toga urađena automatska kalibracija svih 7 parametara. Nakon sprovedene kalibracije dobijeni su nešto bolji rezultati u pogledu efikasnosti modela, dok su za period validacije dobijeni bolji rezultati nego na osnovu standardnog GR4J hidrološkog modela. Na osnovu optimizovanih parametara efikasnije varijante modela, formirana je regresiona zavisnost parametara modela i karakteristika sliva: površine, dužine glavnog toka i nagiba sliva. Za 11 slivova korištenih kao test slivovi na tri sliva dobijeni su prihvatljivi rezultati. Lošiji rezultati su posljedica kraćeg perioda osmatranja, odraženog na podatke za formiranje regresionih zavisnosti. Takođe, test slivovi koji su razmatrani u ovom radu su slivovi sa relativno malom površinom od cca 50 do 300 km². Za veće slivove na kojima je primijenjena uspostavljena regresiona zavisnost za ocjenu parametara, dobijeni su dobri rezultati efikasnosti modela i to od 50 do 70%.

Ocjena velikih voda na izolovanim poplavnim talasima urađena je za mjesec maj 2014 godine, odabran kao jedan od karakterističnih događaja za sliv rijeke Bosne. Provjera je urađena tako što je iz kontinualnih simulacija izolovan ovaj poplavni događaja. Za HS Visoko nB – Bosna dobijeni su prihvatljivi rezultati, dok je za ostala 2 sliva relativna greška veća od 20%. Razlog za ovakve rezultate je vjerovatno izolovanje talasa velikih voda iz kontinualnih simulacija, umesto pojedinačnog modeliranja. Takođe, pošto se radilo o ekstremnim događajima iz 2014 godine, nije poznato da li je maksimalna vrijednost protoka procijenjena, ili je ipak uspješno izmjerena.

Na osnovu prethodnog, provjera primjenljivosti TGMJH kao alata za određivanje velikih voda nije se pokazala kao zadovoljavajuća na korišćenom uzorku slivova. Pribavljivi rezultati su dobijeni u primjeni na kontinualnim simulacijama. Za buduća istraživanja, preporuka je da se talasi velikih voda modeliraju pojedinačno i da se na osnovu takvih parametara formiraju regresione zavisnosti i provjere na drugim slivovima. Ukoliko je potrebno da se modeliraju manji slivovi, preporuka je da se slivovi razdvoje na osnovu karakteristika sliva. Rezultati istraživanja upućuju da bi bilo pogodno grupisati slivove površine do 2000 km² i dužine glavnog toka do 100 km. Nužno se nameće i povećanje obima ulaznih podataka, kako u pogledu dužine osmatranja, tako i u pogledu prostorne zastupljenosti.

9 Literatura

- [1] R. Piscopia, A. Petroselli, and S. Grimaldi, "A software package for predicting design-flood hydrographs in small and ungauged basins," *J. Agric. Eng.*, vol. 46, no. 2, pp. 74–84, 2015, doi: 10.4081/jae.2015.432.
- [2] D. Harlan, "THE IMPROVEMENT OF GR4J MODEL PARAMETER TO ESTIMATE UNIT THE IMPROVEMENT OF GR4J MODEL PARAMETER TO ESTIMATE," no. November, 2019.
- [3] C. Perrin, C. Michel, and V. Andréassian, "Improvement of a parsimonious model for streamflow simulation," *J. Hydrol.*, vol. 279, no. 1–4, pp. 275–289, 2003, doi: 10.1016/S0022-1694(03)00225-7.
- [4] T. River, "Tutorial for using hydroPSO to calibrate TUWmodel," pp. 1–60, 2020.
- [5] V. B. TRAORE, "Calibrating the Rainfall-Runoff Model GR4J and GR2M on the Koulountou River Basin, a Tributary of the Gambia River," *Am. J. Environ. Prot.*, vol. 3, no. 1, p. 36, 2014, doi: 10.11648/j.ajep.20140301.15.
- [6] P. Krause, D. P. Boyle, and F. Bäse, "Comparison of different efficiency criteria for hydrological model assessment," *Adv. Geosci.*, vol. 5, no. May 2014, pp. 89–97, 2005, doi: 10.5194/adgeo-5-89-2005.
- [7] D. Maidment, "Handbook of Hydrology.pdf." p. 824, 1996.
- [8] P. Campling, A. Gobin, K. Beven, and J. Feyen, "Rainfall-runoff modelling of a humid tropical catchment: The TOPMODEL approach," *Hydrol. Process.*, vol. 16, no. 2, pp. 231–253, 2002, doi: 10.1002/hyp.341.
- [9] A. Nonlinear, "Nonlinear optimization using the generalized," 1974.
- [10] A. K. Mishra, "Effect of rain gauge density over the accuracy of rainfall: A case study over Bangalore, India," *Springerplus*, vol. 2, no. 1, pp. 1–7, 2013, doi: 10.1186/2193-1801-2-311.

Реконструкција поплавног таласа из 2014. године на хидролошкој станици Уб

Давид Јаћимовић¹
Ранка Ерић²
Дејана Ђорђевић³

АПСТРАКТ: У овом раду се на основу забележеног нивограма велике воде током поплавног таласа 2014. године најпре конструише крива протока у кориту за велику воду, а потом се реконструише хидрограм тог поплавног таласа. За конструисање криве протока на основу забележених нивоа у кориту за велику воду користи се метода размене количине кретања између главног корита и плавних површина, која је до сада више пута успешно примењивана за одређивање кривих протока у домену великих вода и у лабораторијским каналима и у профилима хидролошких станица. Израчунат хидрограм поплавног таласа пореди се са званичним хидрограмом РХМЗа Србије. У раду се користе подаци са хидролошке станице Уб забележени током поплавног таласа 2014. године. Резултати показују да је у условима уских плавних површина утицај размене количине кретања између плавних површина и главног корита на расподелу протока и укупан проток у кориту за велику воду занемарљив, јер попречни пресек врло брзо након почетка изливања почиње да се понаша као хидраулички хомоген.

Кључне речи: поплавни талас, корито за велику воду, крива протока, метода размене количине кретања, хидрограм поплавног таласа, хидрауличка хомогеност попречног пресека

A reconstruction of flow hydrograph of the 2014th-year flood event at the Ub gauging station

ABSTRACT: A stage-discharge curve for the compound channel is constructed at the Ub gauging station based on the recorded stage hydrograph during the 2014th-year flood event using the exchange discharge model. Consequently, the curve is used with the same model to reconstruct the corresponding flow hydrograph of the event. The exchange discharge model has been successfully used for the construction of stage-discharge curves in compound laboratory channels and in two river gauging stations. The calculated flow hydrograph is compared to the official one of the Republic Hydrometeorological Service of Serbia. Results clearly indicate that the momentum transfer between the main channel and the floodplain becomes negligible shortly after the initiation of the overbank flow, i.e. that the compound channel starts to behave as a single unit or a simple channel.

Keywords: flood wave, compound channel, stage-discharge curve, exchange discharge model, flood hydrograph, coherence

¹Давид Јаћимовић, Ехтинг, студент специјалистичких студија, davidjacimovic@gmail.com

²Ранка Ерић, Шумарски факултет Београд, асистент, ranka.eric@sfb.bg.ac.rs

³др Дејана Ђорђевић, Грађевински факултет Београд, ванредни професор, dejana@grf.bg.ac.rs

1. Увод

Циљ овог рада је да се велики поводањ из маја 2014. године сагледа из још једног угла. У раду се користи хидраулички модел линијског течења развијен почетком 2000тих. Реч је о моделу који приликом процене губитака енергије осим губитака услед трења узима у обзир и размену количине кретања између главног корита и плавних површина, па је назван моделом размене количине кретања (МРКК). Овај модел предложили су крајем 1990их Бузмар и Зек (Bousmar and Zech, 1999).

Он омогућава решавање два проблема: 1) процену протока у кориту за велику воду (КВВ) на основу трагова великих вода или забележених водостаја у профилима хидролошких станица, а на тај начин и дефинисање криве пророка у домену великих вода и 2) прорачун линије нивоа у КВВ. Модел је представљен нашој стручној јавности 2015. године (Ђорђевић и сар., 2015). Његова успешност у процени криве протока у КВВ детаљно је проверена у условима поједностављене геометрије коришћењем резултата лабораторијских огледа из великог лабораторијског канала направљеног у Волингфорду, специјално за потребе испитивања течења у КВВ (Ђорђевић и сар., 2015). Реч је о огледима у призматичном каналу двогубог правоугаоног попречног пресека. Поред тога, проверена је и успешност процене линије нивоа у непризматичним коритима једноставне геометрије (Ђорђевић и сар., 2017). Следећи корак у провери модела било је разматрање његове примене у процени криве протока у профилима хидролошке станице (Ђорђевић и сар. 2018 и Ђорђевић и сар. 2019) где су добијени задовољавајући резултати. Ослањајући се на добре резултате процене криве протока у КВВ у условима поједностављене геометрије и у коритима неправилне геометрије, одлучено је да се овај модел примени најпре за процену криве протока на хидролошкој станици Уб, која се налази на истоименој реци, а потом и за реконструкцију хидрограма из маја 2014. године. Хидролошка станица Уб изабрана је зато што се налази на деоници регулисаног корита са сложеним попречним пресеком у облику двогубог трапеза и чињенице да на њој током поплавног таласа 2014. године није забележено изливање воде из пројектованог КВВ.

2. Математички модел

Модел линијског течења у КВВ заснован на размени количине кретања између главног корита и плавних површина (МРКК), који су предложили Бузмар и Зек (Bousmar and Zech, 1999), представљен је нашој стручној јавности 2015. године (Ђорђевић и сар., 2015). У овом моделу попречни пресек КВВ дели се на главно корито и плавне површине, а једначине одржања масе и количине кретања пишу се за сваки део попречног пресека. Поделом попречног пресека на делове, уводе се нови чланови у једначине којима се обухватају међусобни утицаји суседних сегмената. Тим члановима описују се размена масе (једначина одржања масе) и размена количине кретања турбулентном дифузијом (једначина одржања количине кретања), а у случају непризматичних корита, и услед промене проточности сегмената. Модел се може применити за решавање два проблема: 1) процену криве протока у КВВ на основу забележених трагова велике воде или забележених нивограма, или 2) прорачун линије нивоа у КВВ. У оба случаја, прорачуни се за сада још увек заснивају на претпоставци устаљеног или благо променљивог течења. Ова претпоставка омогућава да се једначине одржања количине кретања трансформишу у једначине одржања енергије у којима се, осим губитка енергије услед трења, појављује и губитак енергије услед размене количине кретања:

$$I_e \equiv \frac{d}{dx} \left(Z + \frac{U^2}{2g} \right) = I_{tr,i} + \frac{q_{ul,i}(U_i - u_{b,i})}{gA_i} = I_{tr,i} + I_{rk,i}, \quad i = 1, 2, 3 \quad (1)$$

Сегменти су, ради краћег писања означени бројевима: 1 – лева плавна површина, 2 – главно корито и 3 – десна плавна површина. У претходној једначини просторна координата x је независно променљива, I_e је нагиб линије енергије за цео попречни пресек, Z је кота нивоа у

попречном пресеку, која је такође јединствена за цео пресек, U_i је средња брзина у сегменту i ($U_i = Q_i / A_i$), A_i је површина сегмента i , $q_{ul,i}$ је јединични бочни доток у сегмент i , $u_{b,i}$ је компонента брзине суседног сегмента у правцу главног тока којом се остварује унос количине кретања у сегмент i . Као што из (1) види, нагиб линије енергије у попречном пресеку I_e састоји се од нагиба линије енергије услед трења $I_{tr,i}$ и нагиба линије енергије услед размене количине кретања $I_{rkk,i}$. Због различите рапавости, а сходно томе и различитих брзина тока, вредности ових компонената разликују се по сегментима, уз напомену да ове компоненте у збиру увек дају исту вредност I_e . Бузмар и Зек су однос две компоненте нагиба линије енергије означили са $\chi_i = I_{rkk,i} / I_{tr,i}$. Увођењем ове ознаке, једначина (1) може се написати у компактном облику: $I_e = I_{tr,i} \cdot (1 + \chi_i)$, $i = 1, 2, 3$.

Јединични бочни доток у сегмент i ($q_{ul,i}$) последица је: 1) турбулентне дифузије услед разлике брзина у главном кориту и на плавним површинама (ознака t) и 2) размене масе између ових сегмената услед непризматичности корита (ознака g), па се може представити збиром одговарајућих компонената:

$$q_{ul,i} = q_{ul,i}^t + q_{ul,i}^g \quad (2)$$

Јединични доток из суседног сегмента и истицање из посматраног у суседни сегмент који су последица турбулентне дифузије истог су интензитета, али супротног смера и у МРКК моделирају се помоћу модела мешања у хоризонталној равни (Bousmar and Zech, 1999):

$$q_{2i}^t = q_{i2}^t = |\bar{v}^t| (H - h_i) = \psi^t |U_2 - U_i| (H - h_i), \quad i = 1, 3 \quad (3)$$

У овом моделу, апсолутна вредност временски осредњене флукуације брзине у равни пресека $|\bar{v}^t|$ сразмерна је апсолутној вредности разлике средњих брзина суседних сегмената, а коефицијент пропорционалности је ψ^t . Овај коефицијент је уједно и параметар МРКК. Разлика дубине у главном кориту H и дубине главног корита на страни плавне површине h_i , $i = 1, 3$ је, заправо, дубина воде на прелазу из главног корита на плавну површину и одређује површину кроз коју се остварује размена количине кретања између ова два сегмента.

Знак (смер) јединичног бочног протока услед непризматичности корита зависи од тога да ли се плавне површине шире (q_{2i}^g - дотицање) или сужавају (q_{i2}^g - истицање) (за објашњење погледати слику 5 у Ђорђевић и сар., 2017), а његов интензитет зависи од брзине промене проточности плавних површина. Смер кретања воде у односу на орт нормале на границу између главног корита и плавне површине узима се у обзир преко коефицијента κ . Изрази за ове јединичне бочне протоке гласе:

$$q_{i2}^g = \psi^g \kappa_{i2} \frac{dK_i}{dx} I_{tr,i}^{1/2} \quad \text{и} \quad q_{2i}^g = \psi^g \kappa_{2i} \frac{dK_i}{dx} I_{tr,i}^{1/2}, \quad i = 1, 3 \quad (4)$$

при чему се коефицијенти κ дефинишу у зависности од промене проточности K на следећи начин:

$$\kappa_{i2} = \begin{cases} 0, & \frac{dK_i}{dx} > 0 \\ -1, & \frac{dK_i}{dx} < 0 \end{cases} \quad \wedge \quad \kappa_{2i} = \begin{cases} 1, & \frac{dK_i}{dx} > 0 \\ 0, & \frac{dK_i}{dx} < 0 \end{cases} \quad i = 1, 3 \quad (5)$$

Када је $\kappa = 1$, вода истиче из главног корита на плавну површину, јер се смер кретања воде поклапа са смером орта спољне нормале, а када је $\kappa = -1$ вода са плавне површине дотиче у главно корито, тј. смер кретања воде је супротан од смера орта спољне нормале.

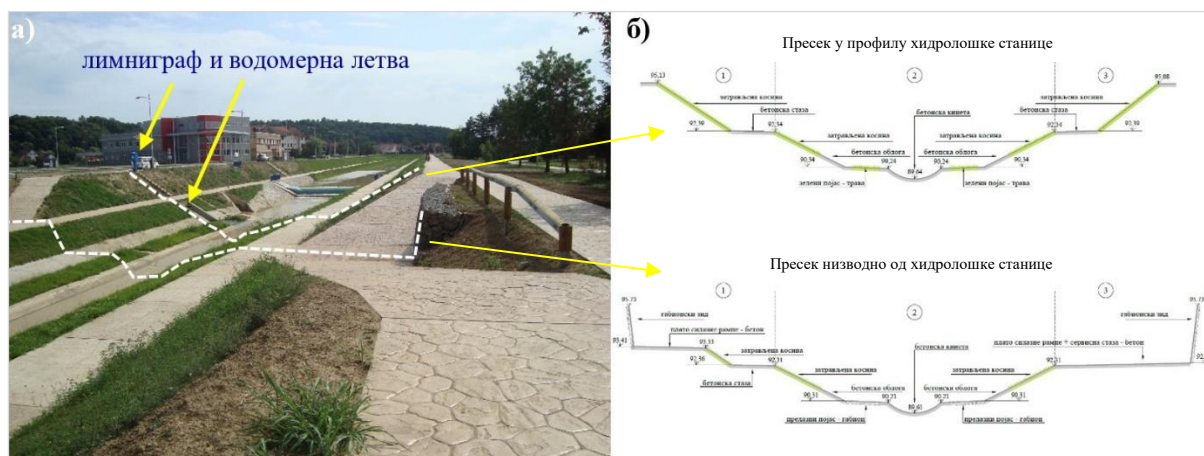
3. Хидролошка станица Уб

Река Уб извире на надморској висини од око 450 mnm, на обронцима планине Влашић у западном делу Србије, у близини места Осечина. Припада сливу реке Тамнаве са којом тече готово паралелно, до њиховог ушћа код села Рупљани на надморској висини од око 84 mnm. Дужина тока реке Уб износи око 57 km, а припадајућа површина слива око 270 km².

На реци Уб постоји једна хидролошка станица, која се налази на десетом речном километру мерено од ушћа у Тамнаву. Хидролошка станица је основана 1959. године. Кота „нуле“ водомера мењала се кроз време, сходно регулационим радовима и морфолошким променама водотока. Након регулационих радова изведених 2013. године постављена је актуелна кота „нуле“ водомера на 89,62 mnm. Површина слива до профила хидролошке станице износи око 241 km². На хидролошкој станици (х.с.) Уб водостаји су се мерили водомерном летвом од њеног оснивања 1959. године, све до 1977. године, када је водомерна летва замењена лимниграфом (слика 1а). Протоци се на овој х.с. мере од 1960. године.

Регулационим радовима 2013. године, попречни пресек нерегулисаног корита реке Уб, који је до тада био знатно мањих димензија, проширује се у двогуби трапезни пресек (слика 1). У дну главног корита изведена је бетонска кинета (слика 1б), док су косине главног корита делом затрављене, а делом обложене бетонским елементима. Косине главног корита изведене су у нагибу 1:2. Зелени појасеви са обе стране кинете су ширине 1,3 m. Корито за велику воду чине берме ширине 2,5 m изведене од бетона, у нагибу од 2% према главном кориту и косине горњег трапеза. Косине корита за велику воду су затрављене и изведене под нагибом 1:1,5, са мањим одступањима од пројектоване геометрије. Укупна дубина КВВ износи 5,44 m, а уздужни нагиб дна у зони хидролошке станице приближно 0,1%.

Низводно од хидролошке станице изведене су сервисне рампе (слика 1а), при чему је пројектовани степен заштите на овом потезу обезбеђен изградњом зидова од габиона (приближно вертикалне стране у попречном пресеку – слика 1б доле). На левој плавној површини овог пресека постоји још једна затрављена косина у нагибу 1:1,5 висине око 1,0 m. Ова косина повезује доњу берму на којој је шеталиште, и плато сервисне рампе. На десној плавној површини на истом нивоу налазе се плато сервисне рампе и стаза за шетање, изведене од бетона, укупне ширине 7,8 m. Главно корито, за разлику од пресека х.с., уместо зеленог појаса са обе стране кинете има изведен прелазни појас од габиона. Избор материјала, односно завршна обрада делова корита директно утиче на вредност отпора трења, који се и у узводном и у низводном пресеку разликују по сегментима попречног пресека. О усвојеним вредностима Манинговог коефицијента рапавости биће више речи у тачки 4. С обзиром на то да је изградњом сервисних рампи КВВ на



Слика 1. а) Регулисано корито за велику воду у близини х. с. Уб са назначеним рачунским пресецима, б) попречни пресеци КВВ на месту х.с. и силазних рампи на доњу пешачку стазу (слике и цртеже уступило ЈВП „Србијаводе“)

том потезу, низводно од х.с., непризматично, у прорачуну је потребно узети у обзир промену проточности у смеру течења – израз (4). За потребе ове анализе, искоришћен је попречни пресек на растојању од 30,0 m низводно од хидролошке станице, зато што река Уб тече у мирном режиму. Попречни пресеци узводно од хидролошке станице нису разматрани.

4. Крива протока у домену великих вода

Метода размене количине кретања прво је примењена за процену криве протока у домену великих вода, а потом је, у тачки 5, коришћењем добијене рачунске криве протока и осмотреног нивограма реконструисан хидрограм поплавног таласа из 2014. године. У наставку ће се приказати услови под којима је обављен прорачун криве протока и добијени резултати, а потом ће се рачунске криве протока упоредити са званичном кривом Републичког хидрометеоролошког завода Србије која је важила у време поводња из маја 2014. године.

4.1 Параметри прорачуна

Метода размене количине кретања, поред Манингових коефицијената трења који се стандардно користе приликом процене криве протока, садржи два додатна параметра. То су параметри ψ^f и ψ^s у изразима (3) и (4) за израчунавање бочних протока насталих услед турбулентне дифузије и непризматичности КВВ.

За сваки сегмент КВВ потребно је дефинисати Манингов коефицијент рапавости, при чему је распоред рапавости у попречном пресеку одређен врстом материјала употребљеним за завршну обраду површина унутар пројектованог КВВ (слика 1). На слици 1а може се приметити да се чак и у оквиру основних сегмената КВВ (у основном кориту и на плавним површинама) користе различити материјали, што значи да је рапавост унутар сваког сегмента променљива. Из тог разлога је при свакој вредности рачунског нивоа потребно проценити еквивалентну вредност Манинговог коефицијента рапавости, за сваки сегмент корита за велику воду. У овом раду је еквивалентна вредност Манинговог коефицијента рапавости рачуната на основу учешћа оквашеног обима делова сегмената са константном рапавошћу у укупном оквашеном обиму сегмента:

$$n_{e,i} = \frac{\sum_j O_j n_j}{\sum_j O_j}, \quad (6)$$

где су O_j и n_j оквашени обим и Манингов коефицијент рапавости дела j , у оквиру сегмента i . У табели 1 приказане су усвојене вредности коефицијената рапавости, у зависности од завршне обраде облоге корита (слика 1б). Вредности коефицијента рапавости усвојене су на основу препорука из (Јовановић, 2008). Пошто се ради о поплавном таласу из маја, дакле о периоду године са развијеном ниском вегетацијом, за затрављене површине усвојена је вредност коефицијента рапавости блиска горњој граници препорученог опсега вредности. За бетонске површине препоручује се опсег вредности 0,013-0,014 $m^{-1/3}s$, па је усвојена средња вредност.

Табела 1. Усвојене вредности Манинговог коефицијента рапавости према врсти завршне обраде.

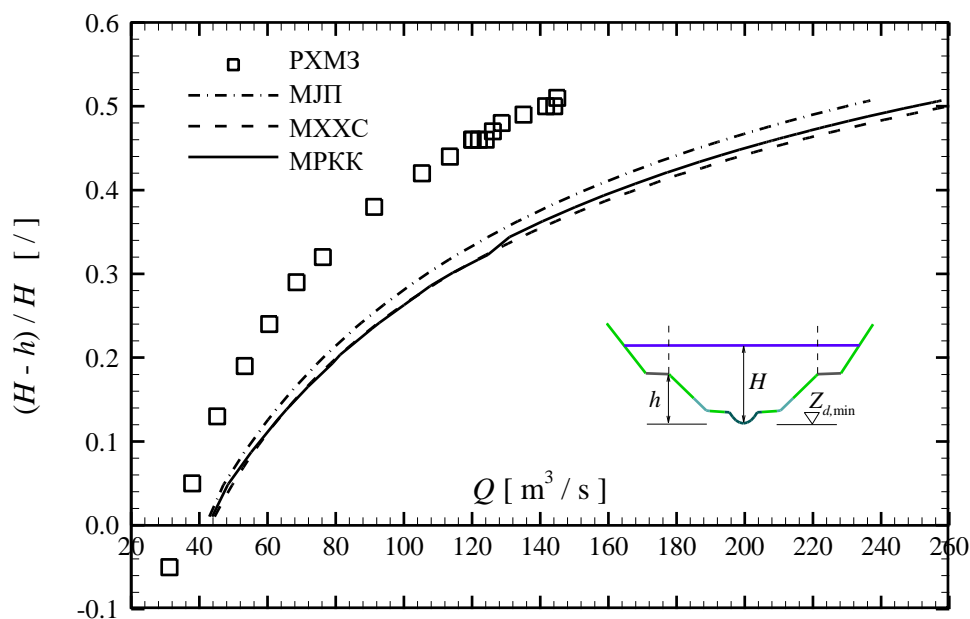
тип завршне обраде корита	n [$m^{-1/3}s$]
бетонска површина	0,135
затрављена површина	0,035
габион	0,040

Поред вредности Манингових коефицијената рапавости, за прорачун протока по методи размене количине кретања потребно је усвојити и вредности коефицијената пропорционалности ψ^f и ψ^s . За коефицијент пропорционалности ψ^s усвојена је вредност 0,5 (до сада коришћене типичне вредности су 0,5 и 1,0, Bousmar i Zech, 1999, Đorđević i sar. 2017). Коефицијент пропорционалности ψ^f вариран је у распону од 0,05 до 0,15 (Đorđević i sar., 2015). Због ограниченог простора, резултати ће бити приказани само за $\psi^f = 0,15$. Поред МРКК, за процену криве протока примењене су и метода хидраулички хомогених сегмената (МХХС) и метода јединственог пресека (МЈП), са циљем поређења резултата добијених применом традиционалних метода и савремене методе, која у обзир узима размену количине кретања између главног корита и плавних површина.

4.2 Резултати прорачуна

Прорачун протока обављен је само за нивое изнад 92,34 mm, односно за нивое који се јављају након изливања воде из главног корита. На слици 2 приказане су рачунске криве протока и званична крива протока добијена од Републичког хидрометеоролошког завода Србије.

Може се приметити да су применом МХХС и МРКК добијене приближно исте вредности протока у комплетном опсегу нивоа у домену великих вода. Са повећањем коефицијента пропорционалности ψ^f повећава се утицај размене количине кретања посредством турбулентне дифузије, па су за $\psi^f = 0,15$ добијене најниже вредности протока. При вредности $\psi^f = 0,05$ (резултати нису приказани) добијени су практично исти резултати као по методи хидраулички хомогених сегмената. У општем случају, МХХС даје веће вредности протока у односу на МРКК (Đorđević i sar., 2015), с обзиром на то да не узима у обзир размену количине кретања између главног корита и плавних површина, па је губитак енергије мањи од стварног. Међутим, као што се на слици 2 може приметити, у случају хидролошке станице Уб, ове разлике нису значајне. Применом МЈП добијене су најмање вредности протока. Може се запазити да рачунски протоци у свим варијантама прорачуна значајно одступају од одговарајућих вредности са званичне криве протока РХМЗа. Такође се уочава је да релативна одступања рачунских од измерених протока расту са порастом нивоа. За вредност $\psi^f = 0,15$ релативно одступање по МРКК износи 77,26%



Слика 2. Званична крива протока РХМЗа и рачунске криве протока за корито за велику воду (рачунске криве протока нису приказане за главно корито – $(H - h) / H < 0$)

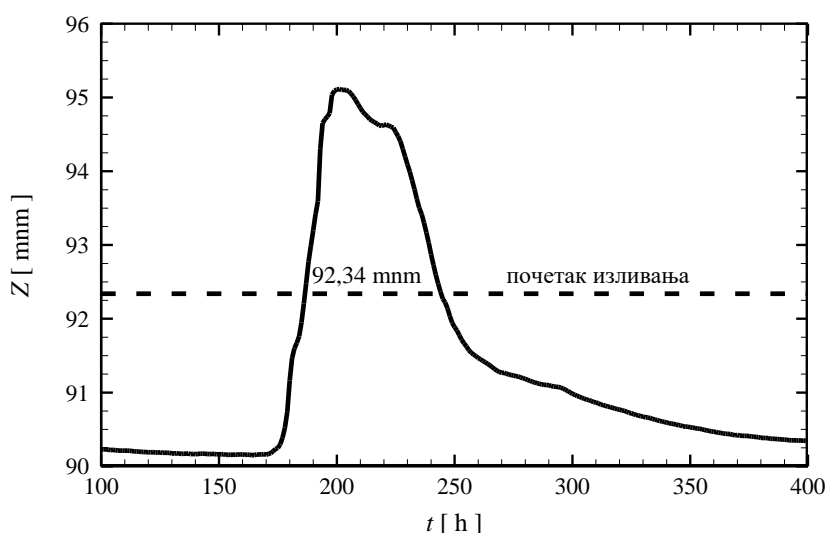
док су одступања за МХХС и МЈП, редом 84,45% и 62,93%. Вредност протока при безмало пуном КВВ, према процени РХМЗа износи 145,40 m³/s, док су одговарајуће рачунске вредности протока за МХХС, МЈП и МРКК редом, 268,20, 236,84 и 257,74 m³/s.

Имајући у виду да су разлике између рачунских и званичних вредности протока значајне, са релативним одступањима и до 85%, поставља се питање узрока добијених одступања. Мерења протока током поплавних епизода су тешко изводљива и опасна, па се криве протока у домену великих вода често одређују рачунски или екстраполацијом. Претпоставља се да су овако велика одступања рачунских од званичне криве протока последица чињенице да је попречни пресек х.с. Уб значајно промењен 2013. године, и да од успостављања нове х.с. до маја 2014. године у сливу реке Уб није било поплавних епизода по интензитету сличних поводњу из маја 2014. године на основу којих би РХМЗ могао да да за поуздану процену криве протока у домену великих вода.

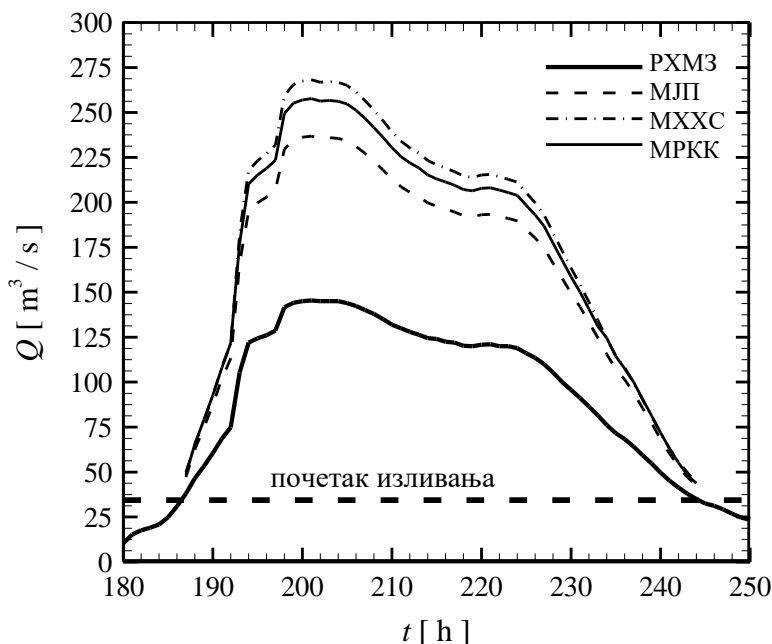
5. Реконструисан хидрограм поплавног таласа

Хидрограм поплавног таласа из маја 2014. године реконструисан је, као што је већ поменуто, коришћењем рачунских кривих протока (за МЈП, МХХС и МРКК) са слике 2 и забележених нивоа током проласка таласа велике воде на х.с.Уб (слика 3). На нивограму је обележена кота берме (92,34 mnm) на којој се налажи шеталиште, тј. кота нивоа од које почиње изливање из главног корита. Вредности протока одређене су само за период изливања ($T_{pret} = 58$ h). За поређење је коришћен хидрограм добијен на основу забележеног нивограма и званичне криве протока Републичког хидрометеоролошког завода Србије.

Ово поређење приказано је на слици 4. С обзиром на то да су у тачки 4 утврђена значајна неслагања између рачунских кривих протока и званичне криве РХМЗа, ова неслагања одразила су и на рачунске хидрограме. Највећа одступања утврђена су у тренутку појаве вршног протока, јер релативна одступања процењеног протока расту са порастом нивоа (слика 2). Имајући у виду да је корито за велику воду током поплавног таласа из маја 2014. године било практично потпуно испуњено, највећа релативна одступања одговарају највећим одступањима одређеним за рачунске криве протока (~77,0% за МРКК, ~ 63,0% за МЈП и ~85,0% за МХХС).

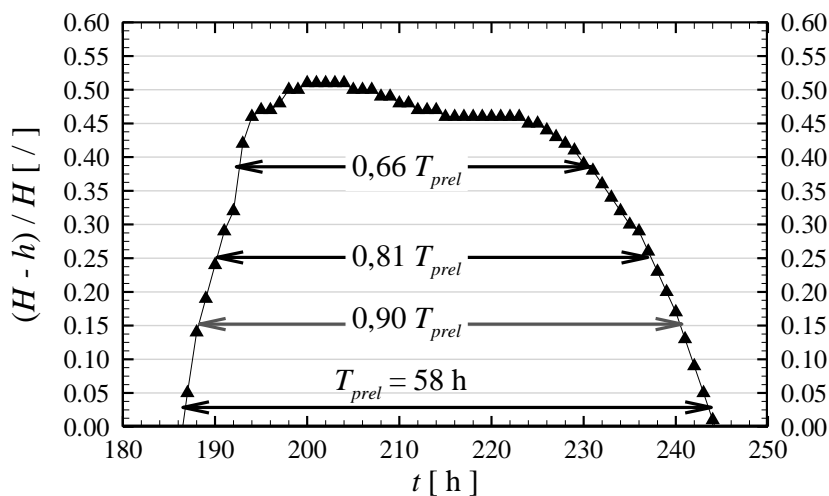


Слика 3. Забележен нивограм таласа велике воде из маја 2014. године на х.с. Уб (РХМЗ Србије) са назначеном котом при којој почиње изливање из главног корита



Слика 4. Поређење рачунских хидрограма добијених методом јединственог пресека (МЈП), методом хидраулички хомогених сегмената (МХХС) и методом размене количине кретања (МРКК) са званичним хидрограмом Републичког хидрометеоролошког завода Србије (РХМЗ)

Као што је у тачки 4 речено, због недостака измерених вредности протока у периодима поводња, РХМЗ Србије није имао довољно података за поузданију процену криве протока у домену великих вода. Сходно томе, конкретне разлоге за појаву значајних одступања рачунских и осмотрених вредности, која у случају МХХС износе и до 85%, за сада није могуће утврдити. Међутим, могуће је међусобно поређење резултата добијених применом ове три рачунске методе. Као што се на слици 4 види, МЈП даје најниже, док МХХС даје највише вредности протока. Поставља се питање због чега МЈП даје најниже вредности протока, када МРКК узима у обзир додатне губитке енергије услед размене количине кретања. Да би дали одговор на ово питање, на слици 5 приказан је бездимензијски нивограм, односно део нивограма који одговара



Слика 5. Бездимензијски нивограм – део нивограма који одговара периоду изливања воде из главног корита

периоду изливања воде из главног корита ($T_{prel} = 58$ h). Уместо апсолутне вредности нивоа, на ординати је приказана релативна дубина воде на плавној површини ($(H - h) / H$). На нивограму су означене карактеристичне вредности релативне дубине помоћу којих могу да се протумаче разлике у резултатима. Уочава се да је око 90% времена изливања (> 52 h) релативна дубина била већа од 0,15, а око 80% времена (> 46 h) већа од 0,25. Интуитивно је јасно, а то су показала и досадашња истраживања, да је при мањим релативним дубинама размена количине кретања између главног корита и плавних површина интензивнија, јер је разлика брзина између ова два дела попречног пресека већа (градијент брзне по ширини попречног пресека је већи), и да се са повећањем дубине та размена смањује, јер се и разлика брзина (градијент брзине по ширини попречног пресека) смањује. Према неким ауторима, међу којима је и Питер Екерс (Ackers, 1993) попречни пресек КВВ постаје хидраулички хомоген при вредности релативне дубине од 0,40. На слици 5 се види да су током 66% времена изливања (> 38 h) релативне дубине биле веће од 0,40. То значи да је током поплавног таласа из маја 2014. године око две трећине времена T_{prel} попречни пресек у профилу х.с. Уб био хидраулички хомоген. Овом чињеницом може да се објасни због чега МЈП у случају хидролошке станице Уб даје ниже вредности протока од МРКК.

6. Закључци

У раду је приказана примена методе размене количине кретања за одређивање криве протока у кориту за велику воду. Поред МРКК, за одређивање криве протока у домену великих вода примењене су и две традиционалне методе: метода јединственог пресека (МЈП) и метода хидраулички хомогених сегмената (МХХС). На основу забележеног нивограма из маја 2014. године и рачунских кривих протока, реконструисан је хидрограм поплавног таласа. Констатовано је неслагање званичних и рачунских вредности протока, при чему максимална одступања за МРКК, МЈП и МХХС износе редом, 77,26%, 62,93% и 84,45%. Разлог овако великих релативних одступања тренутно није могуће утврдити, с обзиром на то да РХМЗ Србије нема довољно мерења у домену великих вода и чињеницу да су за оцену ових рачунских метода од пресудног значаја квалитет и поузданост улазних података.

Поред неслагања између осмотрених и рачунских вредности протока, уочено је и да МЈП у случају хидролошке станице Уб даје најниже вредности протока, иако за процену губитака енергије узима у обзир само отпоре трења. Ово је последица геометријских карактеристика попречног пресека корита. Наиме, ширина берми које су у прорачуну разматране као плавне површине износи свега 2,5 m, што је процентуално мала ширина у односу на укупну ширину пресека од око 30,0 m. Другим речима, у условима уских плавних површина утицај размене количине кретања између плавних површина и главног корита на расподелу протока и укупан проток у кориту за велику воду је занемарљив. У таквим условима пресек релативно брзо почиње да се понаша као хидраулички хомоген, па примена МРКК не доноси очигледне предности у односу на традиционалне методе прорачуна.

Наредни кораци подразумевају примену МРКК за процену криве протока у профилима хидролошких станица са ширим плавним површинама, односно са већим односом ширине и дубине корита, где утицај размене количине кретања између главног корита и плавних површина постаје значајан.

Захвалница

Аутори се захваљују Републичком хидрометеоролошком заводу Србије и ЈВП Србијаводе на уступљеним подацима.

Литература

1. Ackers, P. (1993): Flow formulae for straight twostage channels, *J. Hydr. Res.*, 31(4), 509-531
2. Bousmar, D. and Zech, Y. (1999) Momentum transfer for practical flow computation in compound channels, *J. Hydr. Eng., ASCE*, 125(7), 696-706
3. Đorđević, D., Stojnić, I., Muhić, F., (2015) Prikaz modela linijskog tečenja u koritu za veliku vodu zasnovanog na razmeni količine kretanja između glavnog korita i plavnih površina, *Vodoprivreda*, 47 (273-275): 79-91.
4. Đorđević, D., Stojnić, I., Rosić, N., (2017) Proračun linije nivoa u neprizmatičnom koritu za veliku vodu primenom metode razmene količine kretanja između glavnog korita i plavnih površina (Primer korita jednostavne geometrije), *Vodoprivreda*, 49 (288-290): 349-361.
5. Ђорђевић, Д., Ивковић, М., Стојнић, И. (2018) Примена модела размене количине кретања за процену криве протока у кориту за велику воду природног водотока, *Зборник радова 18. научног саветовања СДХИ и СДХ*, 507-516
6. Đorđević, D., Ivković, M. & Stojnić, I. (2019) On the possibilities of application of exchange discharge model in estimation of a rating curve at a river gauging station. In: *E-proceedings of the 38th IAHR World Congress*, 2783-2790 (doi: 10.3850/38WC092019-0815)
7. Jovanović, M. (2008) *Regulacija reka*, Građevinski fakultet, Beograd

Određivanje protoka na prilazima cevni turbina uz pomoć EM senzora brzine: Prikaz merne metode

Dušan Prodanović¹
Damjan Ivetić²
Predrag Vojt³

APSTRAKT: Određivanje hidrauličke efikasnosti turbina se zasniva na pouzdanom poznavanju nekoliko osnovnih hidrauličkih, mašinskih i elektro veličina. Iz ove grupe, protok vode kroz turbinu je veličina koju je najteže pouzdano izmeriti. Merna nesigurnost je uobičajeno veća nego kod merenja ostalih osnovnih veličina. Pored toga, i sama procedura određivanja merne nesigurnosti je složenija, prvenstveno usled kompleksnosti samog mernog procesa ali i zbog specifičnosti hidrauličkih uslova na mernim mestima. U okviru analize uticaja kosog dostrujavanje i plana revitalizacije cevni agregata na HE Đerdap 2, a sa ciljem bolje procene hidrauličke efikasnosti turbina, projektovan je i primenjen inovativni sistem za posredno merenje protoka. Merni sistem se koristi za određivanje protoka primenom metode Brzina – Proticajni presek i može se postaviti na ulazu u turbinu, uzvodno od grube rešetke. Okosnicu sistema čini 15 elektromagnetnih senzora sve tri komponente brzina, horizontalno postavljenih na čelični ram koji se proteže celom širinom proticajnog preseka. Ram se podiže po celoj visini proticajnog preseka kako bi se uz pomoć EM senzora i dva redundantna akustična Dopler senzora, mapiralo celo polje brzina. Položaj rama se prati pomoću dva enkodera, dok se dva senzora pritiska koriste za merenje dubine vode. Merenja su sinhronizovana sa lokalnim SCADA sistemom, tako da se u post procesiranju – odnosno u konačnoj proceni protoka, koriste i odgovarajući podaci o radu turbine. Merni sistem je korišćen u dva režima rada: inkrementalnom, sporijem ali veće tačnosti i kontinualnom. Imajući u vidu specifičnosti ova dva režima snimanja polja brzina, samog mernog sistema sa novorazvijenim EM sensorima, kao i hidrauličkih uslova, razvijena je adekvatna procedura za procenu nesigurnosti izmerenog protoka. U ovom radu je prikazana merna metoda i dati su neki rezultati merenja na agregatima HE „Đerdap 2“.

Ključne reči: Merenja protoka, Merenje brzine, Merna nesigurnost, Elektromagnetni senzori, Hidroelektrane

Discharge measurements at the tubular turbine intakes with EM current meters: Measuring method

ABSTRACT: The assessment of the turbine hydraulic efficiency is based upon the reliable information on several hydraulic, mechanical and electric quantities. Out of these, discharge, or the flow rate, is the quantity which is most difficult to accurately measure. Measurement uncertainty is typically higher than in rest of the cases. Furthermore, the procedure for the measurement uncertainty assessment is more complex, mainly due to the complexity of the measurement process and the specific flow conditions at the measurement site. As a part of the tubular turbine revitalization plans for the HPP Iron Gate 2, with a goal of improved assessment of the turbine hydraulic efficiency, a novel discharge measurement system was designed and applied. The system is using the Velocity – Area approach for the discharge measurements, and can be installed at the turbine intakes, upstream of the trash rack. The core of the measurement system are 15 novel 3D electromagnetic velocity meters, mounted on steel frame spanning across the width of the flow area. The steel frame is traversed across the height of the flow area to allow for the velocity field mapping using the EM sensors and 2 redundant acoustic Doppler velocimeters. The position of the frame is monitored via 2 position transducers, while 2 pressure transducers are used for the water depth measurements. The measurements are synchronized with local SCADA system, thus in the post processing – and in the final discharge evaluation, additional turbine data are used. Two

¹Dr Dušan Prodanović, Građevinski fakultet Beograd, redovni profesor, dprodanovic@grf.bg.ac.rs

²Dr Damjan Ivetić, Građevinski fakultet Beograd, docent, divetic@grf.bg.ac.rs

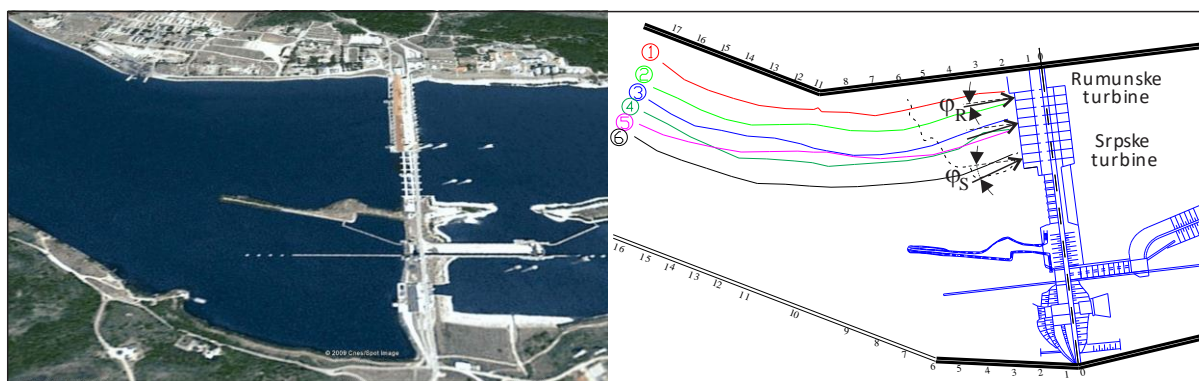
³Predrag Vojt, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, samostalni istraživač, predrag.vojt@jcerni.rs

operating modes of the system can be used: incremental and continuous. Due to the specifics of the measurement system, tailored measurement uncertainty assessment was developed. In this paper the measuring system is presented together with some results obtained on HE “Đerdap 2”.

Keywords: Discharge measurements, Velocity measurements, Measurement uncertainty, Measurement systems, Electromagnetic sensors, Hydro power plants

1 Uvod

Na deonici reke Dunav, u zoni zajedničkog interesa Republike Srbije i Republike Rumunije, nalaze se dve velike hidroelektrane (HE): „Đerdap 1“ i „Đerdap 2“ koje predstavljaju ključne elemente elektroenergetskog sistema. U narednom periodu je planirana revitalizacija cevnih agregata na HE „Đerdap 2“ pri čemu je jedan od ciljeva i podizanje hidrauličke efikasnosti. Na ulazu u HE „Đerdap 2“ se javlja fenomen dostrujavanja vode pod značajnim uglom (IJČ, 2006; Prodanović i ostali, 2011). Zbog toga što realni uslovi dostrujavanja nisu kao na modelu, neophodno je kvantifikovati postojeće uslove i proveriti hidrauličke karakteristike turbina pre revitalizacije, kao i nakon revitalizacije.



Slika 1. HE Đerdap 2: situacija (slika levo, Google Earth, 2009: 44°18'24.61"N, 22°33'53.54"E) i strujnice u Dunavu sa fizičkog modela (Institut „Jaroslav Čerņi“, 2006).

Figure 1. HE Đerdap 2: layout (left figure, Google Earth, 2009: 44°18'24.61"N, 22°33'53.54"E) and streamlines in Danube from scale model (Institut „Jaroslav Čerņi“, 2006).

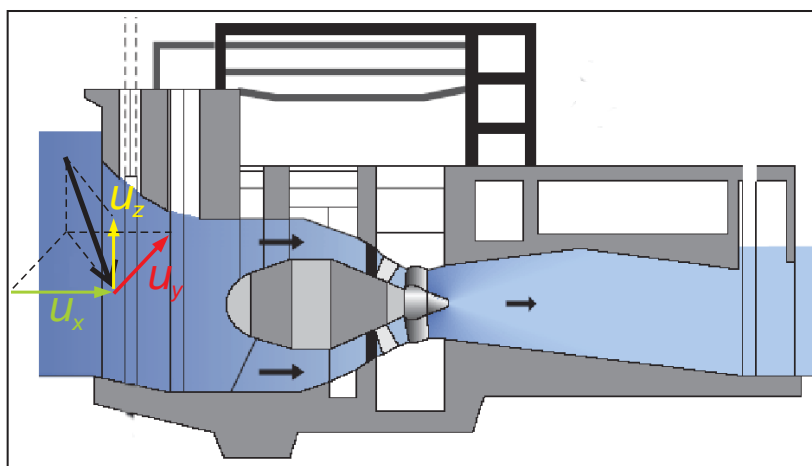
Merenje protoka na kratkim objektima kao što je ulaz u turbinu HE „Đerdap 2“ je hidraulički komplikovan zadatak. U opštem slučaju, merenje protoka na agregatima HE je definisano kroz nekoliko pravilnika i standarda (IEC 60041, 1999; PTC 18, 2002). Iako su cevne turbine, ili Kaplanove turbine za male padove u relativno rasprostranjenoj upotrebi, ne postoje jasne preporuke za merenja protoka u ovim slučajevima. Pored toga, na ulazu u HE „Đerdap 2“ se javlja fenomen dostrujavanja vode pod značajnim uglom u horizontalnoj ravni, čime je polje raspoloživih rešenja za merenje protoka, dodatno suženo (Prodanović i sar., 2011). Rešenje koje je prihvaćeno za pouzdano određivanje protoka u specifičnim hidrauličkim uslovima na ulazima u turbine HE „Đerdap 2“ je zasnovano na metodi Brzina-Proticajni presek (IJČ i ostali, 2020; Ivetić i ostali, 2021a). Za potrebe ovog sistema, projektovane su nove 3D EM sonde, koje su praktično funkcionisale kao EM (hidrometrijska) krila. Petnaest EM sondi je postavljeno na kruti čelični ram širine 14,5 m i visine 3,1 m, koji se može spuštati i podizati po visini proticajnog preseka. Zajedno sa dva enkodera položaja, dva senzora dubine i dva redundantna ADV senzora brzine, prikupljeni su podaci pomoću kojih je određena srednja profilska brzina i površina proticajnog preseka. Budući da je sistem inovativnog karaktera, posebno je razvijena procedura za procenu merne nesigurnosti protoka (Ivetić i ostali, 2021b), koji se dobija proizvodom srednje profilske brzine i površine proticajnog preseka. U sklopu ove procedure, obračunavaju se merne nesigurnosti sistematskog i statističkog karaktera, po različitim veličinama, kao i merna nesigurnost usled varijabilnosti protoka tokom trajanja jednog merenja.

U ovom radu je detaljno predstavljena novorazvijena procedura merenja rasporeda brzina na ulazima u turbine HE „Đerdap 2“, oprema koja se koristi i prateći softver. Dati su dobijeni rezultati merenja na turbinama A1 i A7, sa komentarima i preporukama za poboljšanje.

2 Metodologija

2.1 Određivanje protoka na osnovu polja brzina

Prema standardu IEC 60041 (1999) koji određuje načine obavljanja terenskih ispitivanja karakteristika turbina, na turbinama HE “Đerdap 2” ne postoje adekvatni uslovi da se obavi merenje protoka, jer ne postoji dovoljno dugačka deonica u kojoj je strujanje pravolinijsko. U takvim uslovima, standard dozvoljava da se obave merenja korišćenjem adekvatne, standardom definisane opreme. Da bi se obavilo merenje protoka na turbinama HE “Đerdap 2”, na osnovu slike 2 se vidi da je neophodno koristiti opremu koja može da izmeri podužnu U_x komponentu brzine sa zadovoljavajućom tačnosti u uslovima postojanja značajne druge dve komponente brzina U_y i U_z , a da pri tome sama oprema tokom merenja ne utiče bitno na rad turbine. Pri tome, treba izmeriti celokupno polje brzina pri jednom radnom protoku turbine koji je približno konstantan.

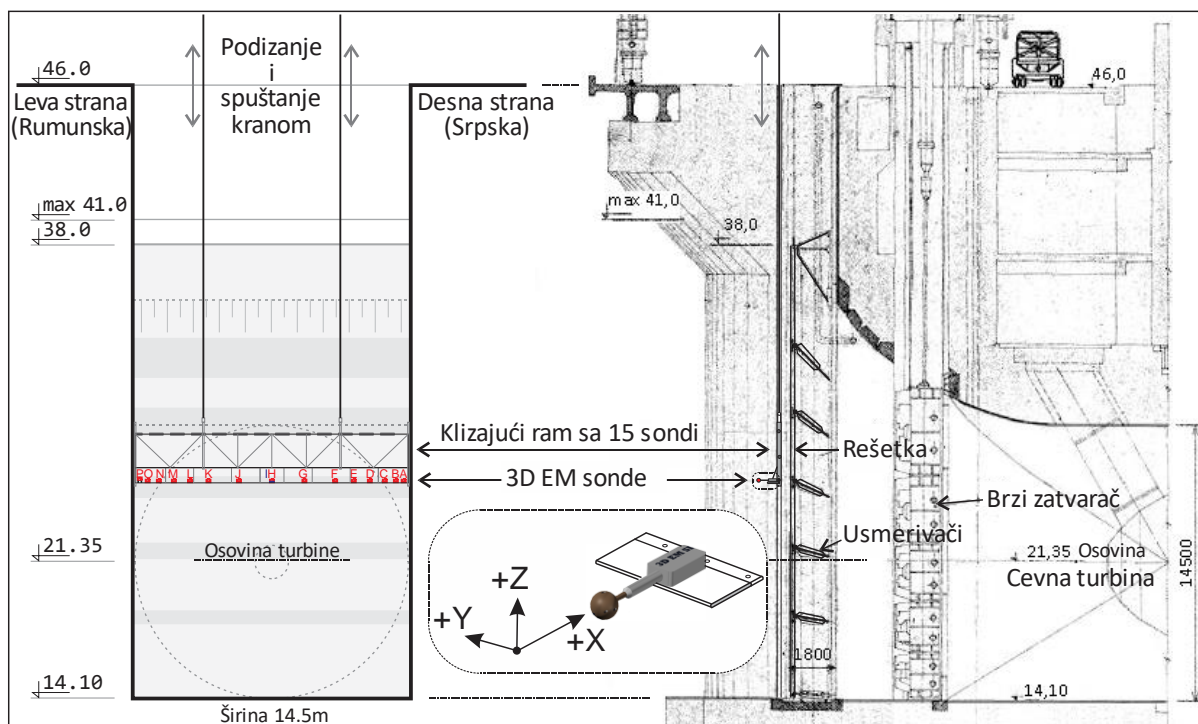


Slika 2. Cevna turbina sa dostrujavanjem koje onemogućava standardno merenje protoka

Figure 2. Bulb turbine with highly irregular conditions for proper flow measurement.

Sistem za merenje protoka je koncipiran tako da se postavi niz senzora za merenje brzine na prilazu/ulazu u turbinu, uzvodno od grube rešetke (slika 3). Kruti čelični ram, opremljen mernom opremom, se postavlja u vodice predviđene za grajfer kojim se čisti rešetka. Sa hidrauličke strane bi bilo nešto povoljnije koristiti lokaciju brzog predturbinskog zatvarača (slika 3, desni deo), nizvodno od ulazne rešetke. Na toj lokaciji je strujna slika nešto povoljnija. Veliki vrtlozi i uticaj poprečne komponente su smanjeni prolaskom kroz rešetku koja se ponaša kao „turbulentni generator“ manjih vrtloga zajedno sa velikim usmerivačima. Takođe, uticaj nanosa na mernu opremu bi bio znatno manji. Na žalost, zbog starosti turbina, dispečeri elektrane se ne mogu osloniti samo na brzo zatvaranje turbinskog kola i u nekim operativnim situacijama im je neophodno brzo spuštanje predturbinskog zatvarača, tako da nije bilo dozvoljeno postavljanje opreme na njegovoj lokaciji.

Na slici 3 se vidi da je predviđeno postavljanje 15 sonda na čeličnom ramu, koji se kranskom dizalicom prvo spušta na dno proticajnog preseka, pa se zatim u okviru jedne merne sesije (merenje jednog protoka), odnosno tokom profilisanja brzina pri jednom protoku, podiže do površine vode, oko 27 m. Pored rasporeda brzina na jednoj horizontali, meri se stalno i položaj merne horizontale. Tokom kretanja rama, sva merna oprema kontinualno radi i može da beleži podatke na svaku sekundu (IJČ i ostali, 2020).



Slika 3. Merenje rasporeda brzina na ulazu u turbinu, pomoću sonde koje mere sve tri komponente brzine.

Figure 3. Velocity field measurement at the turbine's inlet with probes that measure all three components.

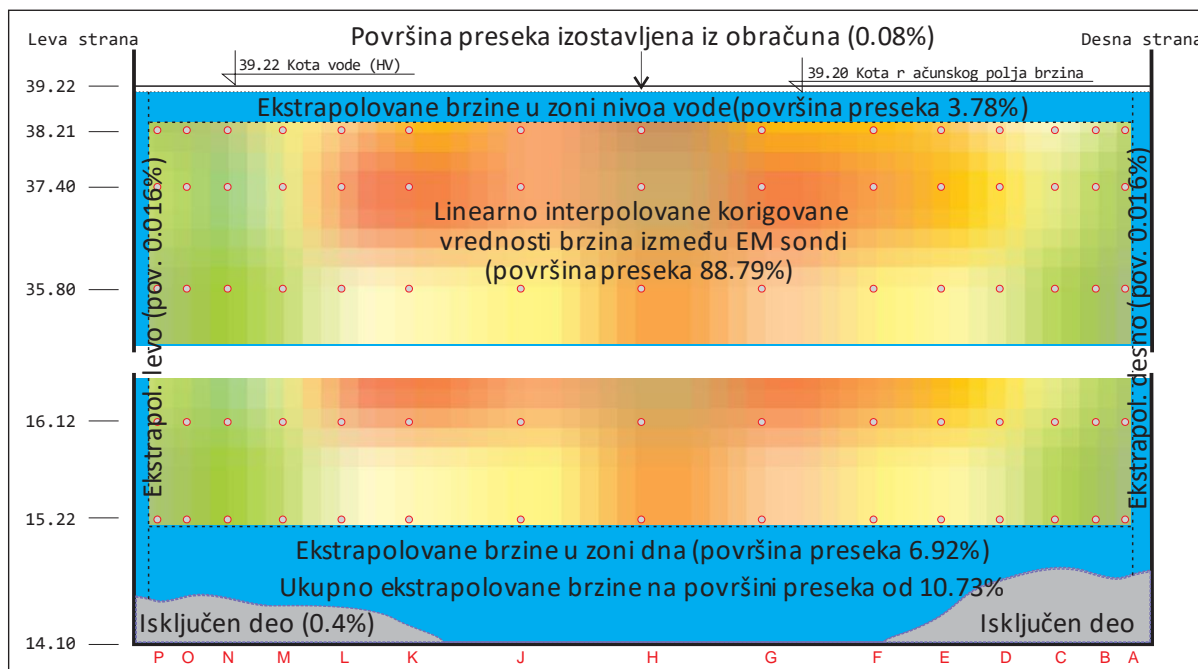
Usvojeni sistem snimanja profila brzina na ulazu u turbinu sa pokretnim ramom je kompromis između dva suprotstavljena zahteva. Sa stanovišta merne nesigurnosti, kao i neustaljenosti protoka, bolje bi bilo postaviti fiksni ram koji ceo ulazni profil istovremeno snima pomoću N horizontalata, a na svakoj horizontali sa M sonde. Za date dimenzije proticajnog profila, trebalo bi najmanje $N=16$ profila i $M=14$ sonde, odnosno ukupno 224 sonde. Pošto se koriste sonde koje mogu da mere prostorni vektor brzine, cena takvog sistema bi bila „prilično“ visoka. Sa druge strane, takav sistem bi značajno povećao pad nivoa na mernoj rešetki, što bi na turbinama HE „Đerdapa 2“ bio relativno veliki pad s obzirom da je ukupni pad oko 7 m.

Snimanje polja brzina može biti inkrementalno (sa „zastajkivanjem“ na određenom profilu, dok se ne skupi dovoljno podataka za osrednjavanje merenja) i kontinualno (ram kontinualno klizi od najniže do najviše kote, približno konstantnom brzinom). Metoda sa zastajkivanjem vrši bolje osrednjavanje ali je vreme trajanja dugačko: ako je na svakom profilu vreme osrednjavanja oko 10 minuta, za 18 profila (oko 1,5 m razmak između profila) je ukupno vreme profilisanja 3 sata. U tom periodu je velika šansa da će doći do nekog poremećaja u radu turbine i da će se drastično promeniti radni uslovi. Sa druge strane, metodom kontinualnog merenja se može obaviti profilisanje za nekih 10 minuta (prosečna brzina podizanja rama 0,045 m/s i visina 27 m), ali je velika standardna devijacija merenih brzina.

Neustaljenost tokom profilisanja je neminovna, tako da je potrebno normalizovati sve izmerene brzine prema jednom referentnom protoku (ili snazi turbine). Zbog toga se pored snimanja profila brzina, uzimaju trenutni podaci o radu turbine: snaga, protok na Winter-Kennedy (WK) davaču, položaj sprovodnog aparata i neto pad. Podatak o promenama u odnosu na izabrani referentni protok (ili snagu) se koristi u procesu normalizovanja svih merenih veličina.

Na slici 4 je prikazan prostorni raspored podužne komponente brzine nakon normalizacije. Ceo merni profil je rasterizovan pravilnom mrežom kvadrata sa korakom $DY=DZ=0,05$ mm (na slici je prikazan grublji raster, da bi se lakše videlo). Kružićima su prikazana mesta gde su se nalazile EM sonde i gde postoji podatak o izmerenim i normiranim brzinama. Između sonde se mreža popunjava vrednostima na osnovu linearne interpolacije i taj deo pokriva malo manje od 90% proticajnog profila.

Plavom bojom su prikazane površine pravilne mreže u kojima se ekstrapoluju brzine koristeći teorijske obrasce koji važe u graničnim zonama. Moguća je primena linearne, eksponencijalne i logaritamske zakonitosti sa različitim parametrima, za svaku od zona.



Slika 4. Linearna interpolacija polja brzina unutar merenog dela profila i ekstrapolacija u četiri nemerena dela.

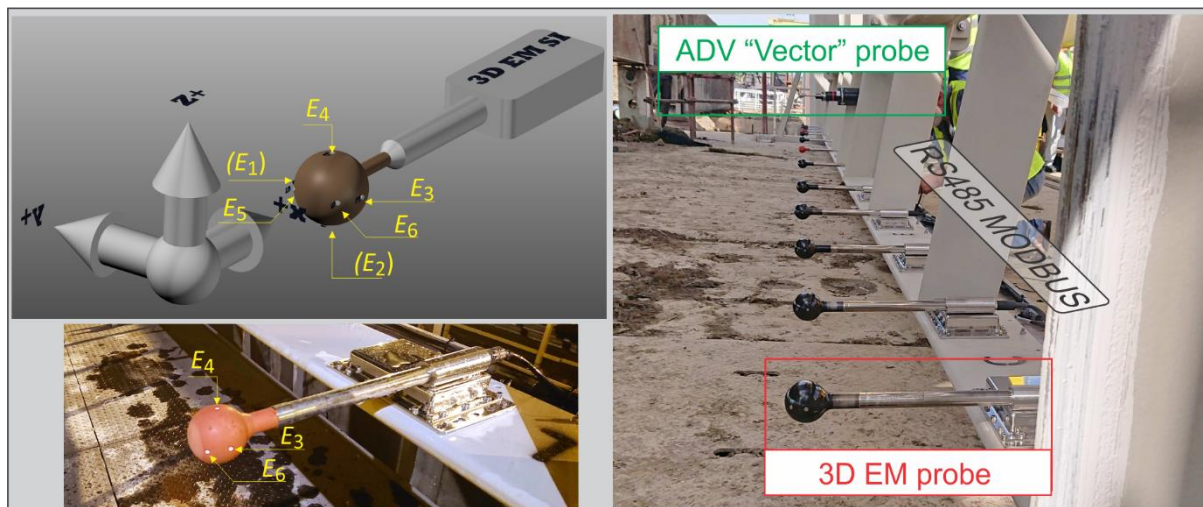
Figure 4. Velocity field interpolation in measured part and extrapolation in four unmeasured parts.

Protok kroz merni profil je jednak integralu rasterizovanog polja brzina V_x , podužne komponente. Taj protok se na kraju poredi sa protokom izmerenim na WK davaču, u periodu koji je izabran kao referentni prilikom normalizovanja merenih podataka. Podaci o druge dve komponente brzina se ne koriste u obračunu protoka već služe kao provera rada ukupne metode. Takođe, podaci sa dve kontrolne ADV sonde se koriste samo kao kontrola izmerenom polju brzina, ne koriste se u obračunu protoka.

2.2 Merenje 3+D komponenti brzine

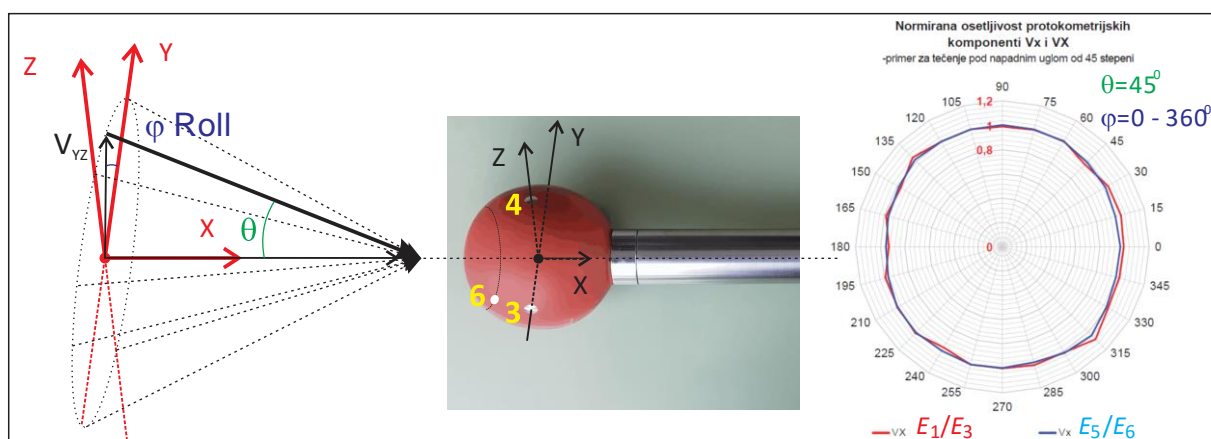
Merenje brzina je obavljeno elektromagnetnim sondama (Ivetić, 2019). Na slici 5 levo je prikazana novorazvijena 3D EM sonda LOG-xXYZ-65 proizvođača "Svet Instrumentata", sa svojim lokalnim koordinatnim sistemom. Prečnik sferne merne glave je 63 mm a ukupna merna zona sonde je prečnika oko 120 mm. Merni opseg sonde je ± 5 m/s, tačnost merenja brzina je bolja od 1 % za opseg brzina 0,2-2 m/s a prag osetljivosti je 0,3 mm/s. Svaka sonda ima u sebi logger sa memorijom za 486.720 merenja, akumulator za samostalni rad kao i priključak za mrežni rad preko RS485 sa MODBUS protokolom. Brzina uzorkovanja je minimum 1 sekunda.

Pomoću elektroda E_1 i E_3 , E_2 i E_4 (slika 5) i dva elektromagnetna kalema u glavi sonde koje se nalaze po obimu sfere, sonda meri bidirekzione (u oba smera) tri komponente brzine V_X , V_Y i V_Z . Pored ove tri komponente, sonda je tako projektovana da može da meri podužnu komponentu V_x i pomoću dve dodatne elektrode (E_5 i E_6) koje se nalaze pod uglom od 45° sa prednje strane (zato je u naslovu podpoglavlja oznaka 3+D sonda). Podužna komponenta V_x je uglavnom osetljivija i može se koristiti samo za užu opseg uglova dostrujavanja (oko $\pm 20^\circ$ - 30°) i bez povratnog toka, ali u datom opsegu brzina može pouzdanije da meri (tačnost 0,5%) i pri velikim dolaznim brzinama (od 2 do 5 m/s).



Slika 5. Korišćena 3D+EM sonda (skica gore levo i detalj dole levo) montirana na ram zajedno sa ADV sondom (slika desno).

Figure 5. 3D+EM probe used for measurement (drawing upper left and detail lower left) installed on steel frame together with ADV probe (figure right).



Slika 6. 3D+EM sonda sa dijagramom prostorne osjetljivosti za dve podužne komponente brzine VX i Vx .

Figure 6. 3D+EM probe with spatial sensitivity for two streamwise velocity components VX and Vx .

Na slici 6 je prikazana uglovna geometrija u okviru koje svaka LOG-xXYZ-65 sonda daje izmerene podatke. Na slici 6 desno je prikazan i dijagram uglovne zavisnosti dve podužne komponente VX i Vx za 360° ugao rotacije dolaznog vektora oko podužne ose, pri napadnom uglu koji je 45° . Na dijagramu se vidi da zbog većeg napadnog ugla dostrujavanja je komponenta Vx nešto lošijih performansi, usled odvajanja mlaza vode u njenoj mernoj zoni.

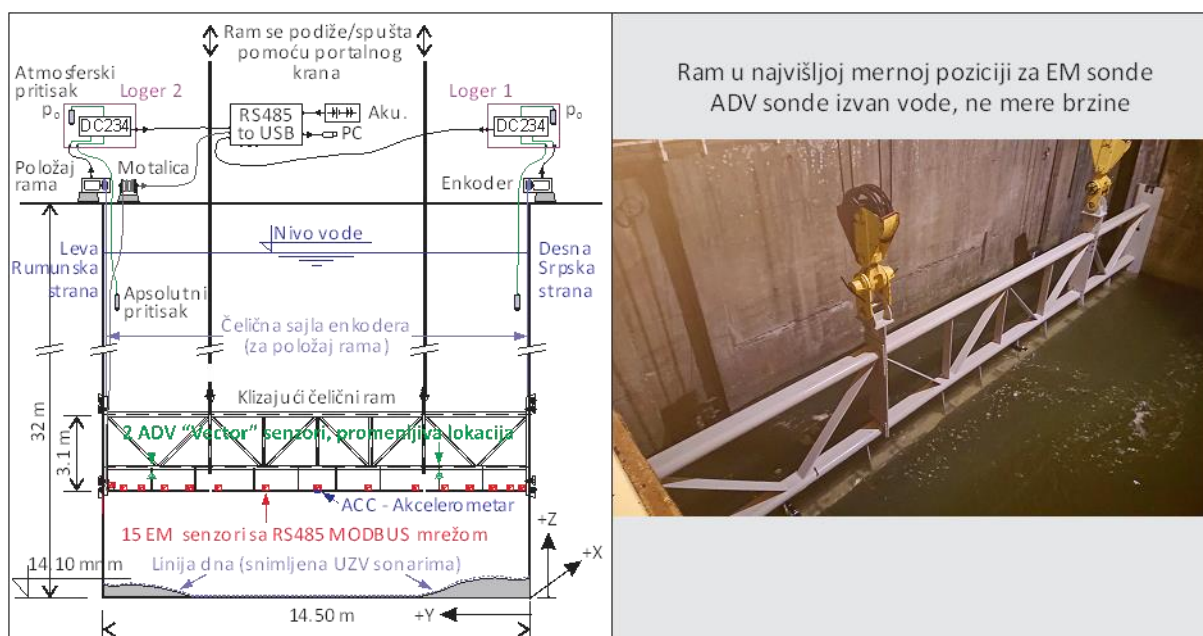
Da bi se obezbedilo kontrolno merenje brzine, pored 3+D EM sonde, na merni ram (slika 5, desno, u gornjem delu) su postavljene i dve trokomponentne ADV sonde „Vector“ proizvođača NORTEK, fabrički predviđene za horizontalnu ugradnju. Tačnost sonde je 1%. Sonde imaju ugradjen loger, baterije i senzor pritiska. Brzina uzorkovanja je bila najniža moguća, 1 sekunda. Da bi se obezbedio neometan i pouzdan rad ADV sonde, korišćene su u autonomnom radu, samo sa lokalnim logerom i sa baterijskim pogonom, bez spajanja na komunikacioni sistem.

2.3 Analiza neodređenosti merenja

Sprovedena je detaljna analiza merne nesigurnosti svake od komponenti mernog sistema. Osnovne smernice za definisanje procedure za određivanje merne nesigurnosti su preuzete iz ISO standarda za merenje protoka u rekama pomoću hidrometrijskih krila ISO 748 (ISO, 1997) i ISO 1088 (ISO, 1973), a korišćena je metodologija prema Evaluation of measurement data — Guide to the expression of uncertainty in measurement - GUM (Joint committee for Guides in Metrology, 2008). U posebnom radu (Ivetić i ostali, 2021b) su dati svi detalji.

2.4 Sistem za merenja

Merenja prema opisanoj metodologiji su urađena pomoću sistema koji je prikazan na slici 7. Sa leve strane je shematski prikaz kompletne opreme, a sa desne fotografija načinjena prilikom merenja u poslednjem, najvišem profilu mernog preseka (pa su ADV sonde iznad površine vode).

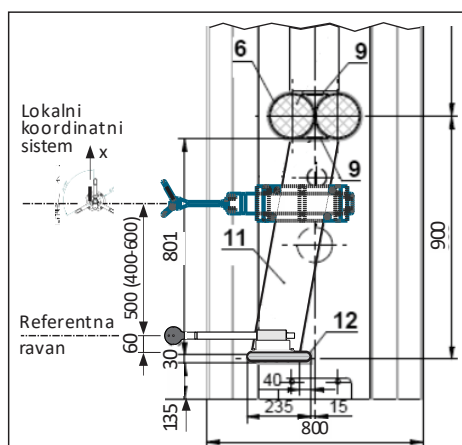


Slika 7. Sistem za merenje rasporeda brzina na ulazu u turbinu, shema (levo) i fotografija (desno).

Figure 7. Velocity field measurement system, schematic drawing (left) and photo (right).

Čelični ram dimenzija (14.5x3,1m) je projektovan sa gornjim nosećim delom rešetkatstog tipa sa masovnim hidraulički oblikovanim profilima i sa relativno tankom donjom gredom za kačenje mernih sondi, koja je izbačena u napred i nalazi se izvan uticaja samog rama. Duž te grede, sa nizvodne strane, se nalazi i niša za vođenje kablova. Zbog lakšeg transporta i manipulacije ramom na samom objektu, napravljen je iz tri segmenta. Vođice rama su tako projektovane da smanje trenje uz sprečavanje pomeranja rama.

Na ram je postavljen akcelero metar, kako bi se proverile oscilacije rama, frekvencija i amplituda, pri različitim režimima rada turbine. Ispostavilo se da je bojazan od oscilacija rama usled opstrujavanja vode oko rama i mernih sondi bila preterana. Međutim, glavni generator oscilacija je sistem za kačenje na kran kao i čelične sajle koje su pri merenjima u donjim profilima dužine oko 25 m! Srećom, ram je zahvaljujući svom obliku i sistemu vođica pokazao minimalna pomeranja tokom merenja.



Slika 8. Detalj rama sa sondama.

Figure 8. Detail of frame with probes.

Na donjoj gredi rama je postavljeno 15 EM sondi, sa većom gustinom u zonama bliže zidu (slika 7, levi deo). Merna zona je pozicionirana ispod glavne konstrukcije rama (slika 8, profili 6 i 9 su nosači donjeg dela rama) i ispred noseće grede (pozicija 12 na slici 8). Na vertikalnim nosačima (pozicija 11) su postavljene dve ADV sonde „Vector“ firme Nortek (NORTEK, 2021). Sonde su tako pričvršćene da omogućavaju laku demontažu i premeštanje. ADV sonde su montirane oko 0,5 m iznad referentne ravni, tako da prilikom obrade rezultata, zbog izrazite prostorne neravnomernosti strujanja, treba uzeti u obzir da EM sonda i ADV ne mere u istoj tački.

Položaj rama se meri kontinualno preko dve čelične sajle koje se namotavaju na shaft-ekoder, pretvarači firme UniMeasure „HX-EP“ (UniMeasure, 2021), tačnosti bolje od 0,025%. Koriste se dva pretvarača, tako da se prati i eventualna nagnutost rama.

Položaj slobodne površine se meri pomoću senzora apsolutnog pritiska, odvojeno sa leve i sa desne strane preseka. Koriste se senzori MEAS 86 Series, firme TE CONNECTIVITY (2021), linearnosti 0,2%. Za svako merenje nivoa se koriste po dva senzora u paru: jedan za merenje pritiska u vodi na poznatoj dubini a drugi za merenje atmosferskog pritiska i kompenzaciju. Nakon obavljenih merenja, sa SCADA-e HE „Đerdap 2“ se preuzimaju i njihova merenja nivoa vode ispred rešetke, sa sistema koji se na žalost ne kontroliše redovno pa su podaci niže tačnosti.

Stvarni oblik dna se proverava UZV sonarima pre sprovedenih merenja. Sonari su „Ping Sonar Altimeter and Echosounder“ firme Bluerobotics (2021), single-beam echosonderi koji mere razdaljine do 50 m pod vodom, do maksimalne dubine od 300 m. Rezolucija sonara je 0,5%. Koriste se 4 sonara postavljena sa donje strane noseće grede (ne vide se na prikazanim slikama). Prilikom merenja kota dna, ram se spušta do 1 m iznad najniže tačke tako da se postiže tačnost merenja kota dna od par santimetara.

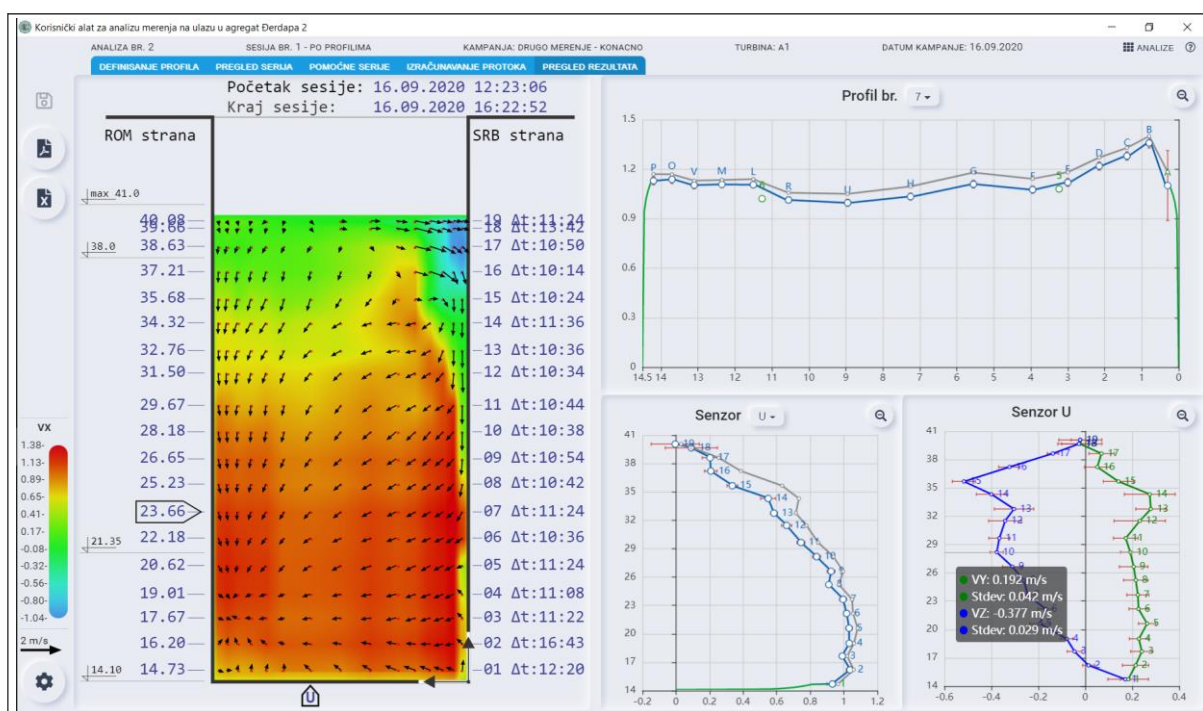
Sve EM sonde su povezane na ramu pomoću RS485 mreže podvodnim kablovima. Na površini terena se nalazi motalica na ručni pogon, sa klizajućim kontaktima. U istu mrežu su spojena i dva shaft-ekodera za položaj rama i dva sistema za merenje nivoa vode. Iako svi logeri imaju sopstvenu bateriju, izvedeno je i dodatno napajanje preko RS485 kabla, pomoću akumulatora. Komunikacija sa svim uređajima se ostvaruje koristeći MODBUS protokol. Svi podaci se iščitavaju na 1 do 2 sekunde. Istovremeno, svaka od sondi u svom logeru čuva širi set podataka, koji je moguće na poseban zahtev preuzeti istom kablovskom vezom.

Dve postavljene ADV sonde nisu povezane u mrežni sistem da bi se obezbedila potpuna nezavisnost i redundatnost merenja. Sonde imaju svoje interno napajanje i loger. Podaci o sve tri komponente brzine i o pritisku (dubini) čuvaju se na 1 sekundu. Po završenom profilisanju i sklanjanju rama sa ulaza u turbinu, vrši se preuzimanje tih podataka. Takođe, sa SCADA-e HE „Đerdap 2“ se po završenom merenju preuzimaju sekundni podaci o radu turbine i sprovednog kola. Sinhronizacija ovih „off-line“ podataka se vrši preko realnog vremena.

2.5 Softver za akviziciju i obradu

Softveri za akviziciju i obradu su pravljeni za Windows PC računare i izvršavaju se na jednom prenosnom računaru. Softver za akviziciju se sastoji od dve komponente: programa „DC234Server“ (DC234, Svet Instrumenata, 2021) za upravljanje radom RS485 mreže i svim uređajima na toj mreži i programa „RealTimeHydroVisual“ (RTHV, Vodena, 2021) za praćenje, upravljanje, vizuelizaciju i prikupljanje podataka tokom merenja. DC234 je program opšte namene za komunikaciju sa različitim konfiguracijama merne opreme i ima svoj sofisticirani upravljački interfejs koji nije predviđen za neiskusne korisnike. Zbog toga je napravljeno da se DC234 izvršava u pozadini a da je glavni upravljački

program RTHV, sa grafičkim interfejsom i funkcijama prilagođenim konkretnom poslu snimanja rasporeda brzina na ulazu u turbinu. Korisnik započinje novi posao (kampanju) i u okviru njega obavlja više različitih profilisanja (sesija). U svakoj sesiji može da odabere da li je u pitanju kontinualno profilisanje ili inkrementalno, sa zastajkivanjem, kao i da unese druge bitne parametre. Tokom merenja, grafički se prikazuju svi očitani podaci, stanje merne opreme, standardne devijacije brzina, crta se realni položaj rama i slično. Podaci sa DC234 se preuzimaju on-line sa zadatom brzinom. Zbog korišćenog Windows okruženja, moguće je da dođe do povremenog „zastoja“ u komunikaciji i da se neki podaci „preskoče“ – oni će biti naknadno učitani direktno iz logera! Kroz sistem komentara, u svakom trenutku se može uneti dodatna informacija (metapodatak) o trenutnom zapažanju ili očitavanju dispečera („Prestala da radi susedna turbina“, i slično) bitnom u kasnijem tumačenju i obradi podataka.

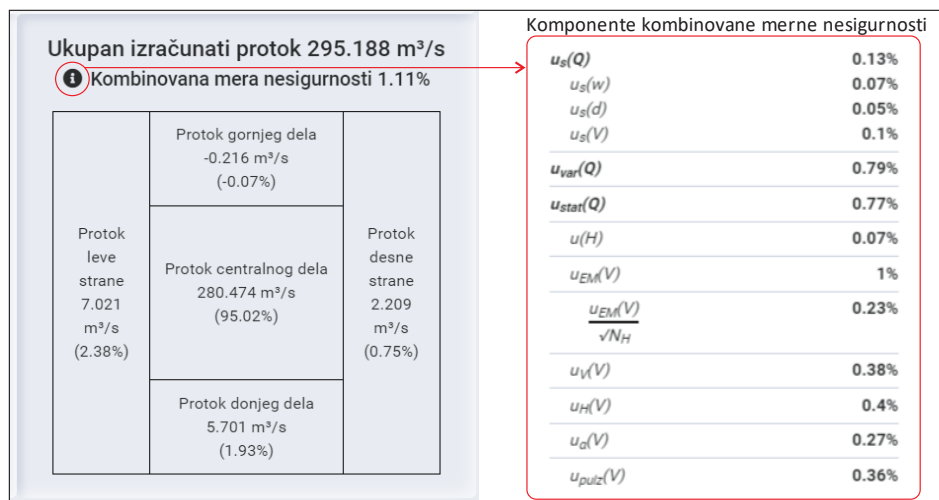


Slika 8. Softver za obradu podataka – radni ekran.

Figure 8. Data analysis software – working screen.

Softver za obradu podataka „AnalysisHydroVisual“ (AHV, Vodena, 2021) se pokreće po završenom profilisanju. Softver AHV omogućava preuzimanje off-line podataka sa ADV senzora, SCADA-e turbine kao i direktno preuzimanje merenih podataka iz EM sonde ako je tokom merenja dolazilo do zastajkivanja sistema i preskoka nekih od on-line podataka. Obrada podataka podrazumeva detaljan pregled podataka sa SCADA-e i izbor referentnog perioda, normalizaciju svih merenih podataka, pregled svih komponenti brzina (slika 8) i upoređivanje EM i ADV podataka, korekcije merenih podužnih komponenti u zonama gde je došlo do blokade senzora i na kraju, proračun protoka (slika 9) sa svim informacijama o komponentama izračunatog protoka kao i komponentama merne nesigurnosti.

Po završenoj jednoj obradi merenih podataka u sesiji, AHV sprema Zapisnik o obavljenom merenju u PDF formatu (slika 10) sa prikazanim režimom rada turbine tokom merenja i izabranim referentnim periodom, sa položajima rama tokom snimanja profila brzina, prostornom komponentom brzine (podužna komponenta prikazana bojom a dve poprečne vektorom), izmerenim i obračunatim protocima po sektorima kao i sa korišćenim analitičkim izrazom za ekstrapolaciju. S obzirom da je moguće birati različita podešavanja filtera, referentnog perioda i referentne veličine, kao i korigovati neke od merenih brzina, AHV omogućava pravljenje više varijanti obrade jedne merne sesije, pri čemu se pri generisanju finalnog Zapisnika (slika 10) „zaključava“ ta obrada.



Slika 9. Izračunat protok za obrađen profil brzina, sa komponentama merne nesigurnosti.

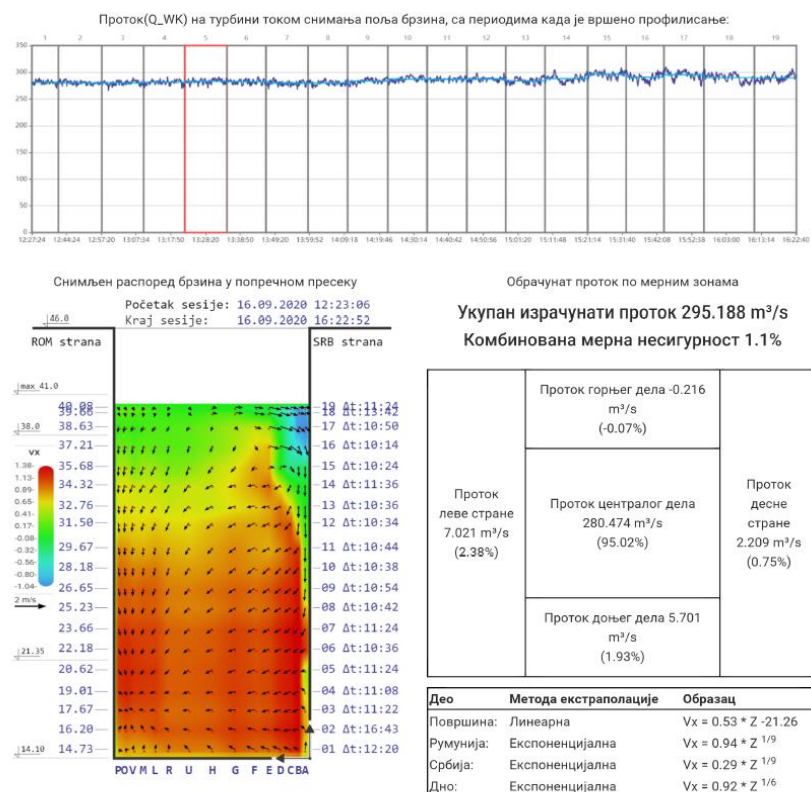
Figure 9. Computed flow rate for processed velocity profile, with all measuring uncertainty components.

Записник са снимања поља брзина и обрачуна протока на турбини ХЕ Ђердап 2

Датум обављеног мерења: 16.09.2020 у времену од: 12:23:06 до: 16:22:52.

Референтни профил број: 5 у времену од: 13:22:44 до: 13:34:08.

Турбина А1 са активном снагом на генератору у референтном периоду од 26.50 MW, средњим протоком у референтном периоду Q_WK 283.35 m³/s, и нето падом у референтном периоду од 9.51 m.



Обраду података урадио: Dusan

Датум обраде података: 23.09.2020 18:26

Slika 10. Zapisnik o uradenom merenju i obradi.

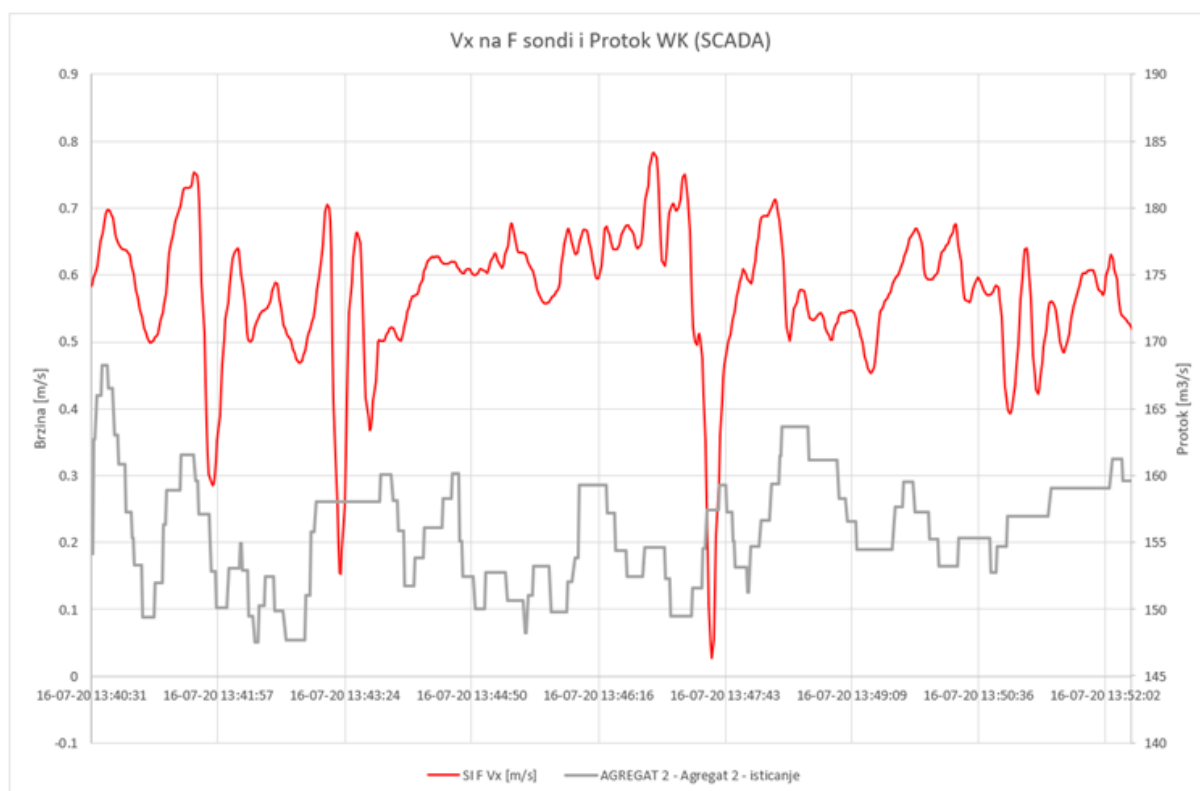
Figure 10. Report on measurement and flow computation.

3 Rezultati i diskusija

3.1 Inkrementalno profilisanje

3.1.1 Potrebno vreme merenja na jednom profilu

U inkrementalnom režimu profilisanja, korisnik sam odlučuje koliko će dugo ram mirovati na određenoj koti. Softver RTHV pomaže time što za trenutne vrednosti prikazuje sve komponente brzina i njihove standardne devijacije. Da bi se proverila kolika je neustaljenost strujanja prilikom konstantnog rada turbine, urađen je duži snimak brzina, bez osrednjavanja.



Slika 11. Podužna komponenta brzine na jednoj EM sondi na koti 24,054 m.

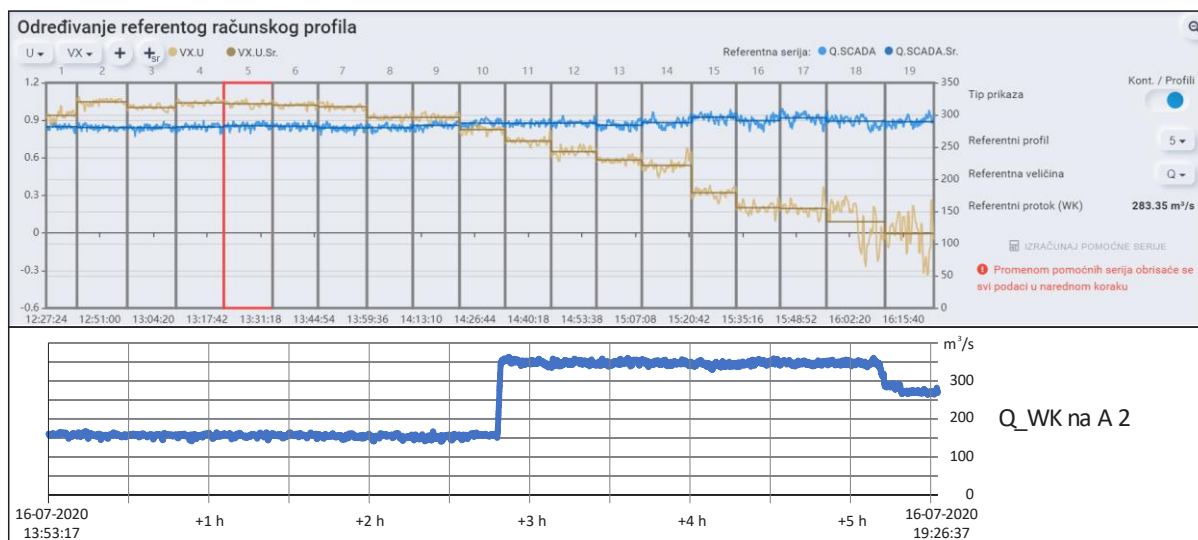
Figure 11. Streamwise velocity component on one EM probe at 24.054 m position.

Na slici 11 se vidi da, pored „bržih“ promena brzine, postoji i sporija komponenta varijacije od nekih 3 minuta. U razgovoru sa drugim istraživačima (Staubli, 2021) potvrđeno je da su uočene te spore varijacije protoka, koje najverovatnije potiču od automatike turbine. Naime, turbina je podešena za rad sa konstantnom snagom i povremeno se sprovodni aparat turbine podešava prema ostalim uslovima. Bilo bi interesantno ponoviti sličan snimak, ali sa isključenom automatikom turbine.

Na osnovu učinjenih provera kao i na osnovu iskustva sa obavljenih merenja, zaključeno je da je optimalno vreme osrednjavanja na jednom profilu 10 minuta.

3.1.2 Neustaljenost protoka tokom profilisanja

Izbor inkrementalnog profilisanja znači da će jedna merna sesija trajati par sati. U tom periodu će turbina automatski održavati snagu, ali će, ukoliko se promene radni uslovi usled rada okolnih agregata ili dotoka Dunavom, dolaziti do varijacija u protoku. Prema usvojenoj metodologiji, te varijacije će biti kompenzovane prema jednom, izabranom referentnom protoku.



Slika 12. Neustaljenost protoka tokom snimanja profila brzina (plava linija) i odabir referentnog protoka – gornja slika sa korektnim (malim) varijacijama, donja slika primer neprihvatljive promene tokom profilisanja.

Figure 12. Unsteady flow during velocity profiling (blue line) and selection of referent flow rate – upper figure demonstrates the case with small acceptable variations, lower figure is with unacceptable changes.

Na slici 12 gore, je prikazan redovan režim merenja, gde nije bilo velikih varijacija u dotoku na turbinu (mereno sa WK davačem, plava linija). Na dijagramu je (oker boja) nacrtana i podužna komponenta brzine za sondu na vertikali U (slika 8), trenutne vrednosti i osrednjene (merenja kreću od dna profila pa idu na gore). Korisnik bira koji će profil (period vremena) proglasiti za referentni (na slici 12 je to profil 5) i za taj profil se sve merene brzine normalizuju (za sve ostale profile se računa koeficijent neustaljenosti kao odnos referentnog i protoka na WK za taj profil, a onda se merenja brzina dele sa tako dobijenim koeficijentima). Moguće je, međutim, da tokom profilisanja dođe do značajne promene režima rada turbine (slika 12 donji deo, nesporazum sa dispčecom, nagle promene režima HE, ili nešto treće). S obzirom da koristimo WK merač koji je nelinearan i, verovatno, pogrešan, te veće promene nije moguće kompezovati i potrebno je odbaciti takvo merenje.

3.1.3 Merenja na turbinama A1 i A7

Primenom inkrementalnog profilisanja, sa osrednjavanjem od 10-tak minuta po profilu i sa 18 do 19 snimljenih profila, obavljena su merenja protoka na dva agregata A7 (27. i 28.08.2020.) i A1 (16. i 17.09.2020.) pri tri, odnosno četiri protoka.

Prva merna kampanja je bila od 24.08.2020. do 28.08.2020. pri čemu je samo merenje protoka obavljeno 27. i 28.08.2020. Snimljena su tri režima rada turbine A7. Tokom snimanja, susedne turbine A6 i A8 su radile sa istim snagama kao i turbina A7.

Komponente kombinovane merne nesigurnosti protoka, kao i vrednosti kombinovane (ukupne) merne nesigurnosti za tri izmerena protoka su prikazane u tabeli 1. Tokom merenja pri minimalnom protoku, Q_{wk} je povremeno padao na $0 \text{ m}^3/\text{s}$, što je u obradi (proračunu srednjeg protoka Q_{wk}) otklonjeno Mediana filterom.

Druga merna kampanja je bila od 14.09.2020. do 18.09.2020. a samo merenje protoka na turbini A1 je obavljeno 16. i 17.09.2020. Snimljena su tri režima rada turbine. Režim sa maksimalnim protokom je dva puta snimljen, pri čemu je tokom drugog snimanja došlo do promene rada turbine, (Q_{wk} je promenjen sa $280 \text{ m}^3/\text{s}$ na $260 \text{ m}^3/\text{s}$ u 19:40, od profila 12 do kraja merenja) koja je kompenzovana normalizacijom merenja. Tokom svih merenja, susedna turbina A2 je radila sa maksimalnom snagom u opsegu od 20 MW do 27 MW. Tokom merenja pri minimalnom protoku, Q_{wk} je često padao na $0 \text{ m}^3/\text{s}$ što u obradi podataka za tabelu 2 nije bilo moguće otkloniti Mediana

filterom. Umesto Qwk, za normalizaciju i procenu varijacije protoka je korišćena snaga agregata, a za proračun referentnog protoka je izabran profil 5 gde nije bilo ispada protoka na Qwk. Komponente kombinovane merne nesigurnosti protoka, kao i vrednosti kombinovane (ukupne) merne nesigurnosti za četiri izmerena protoka su prikazane u tabeli 2.

Tabela 1. Rezultati merenja rasporeda brzina i obračuna protoka na turbinama A7 i A1

Table 1. Results of velocity field measurement and flow computation for turbines A7 and A1

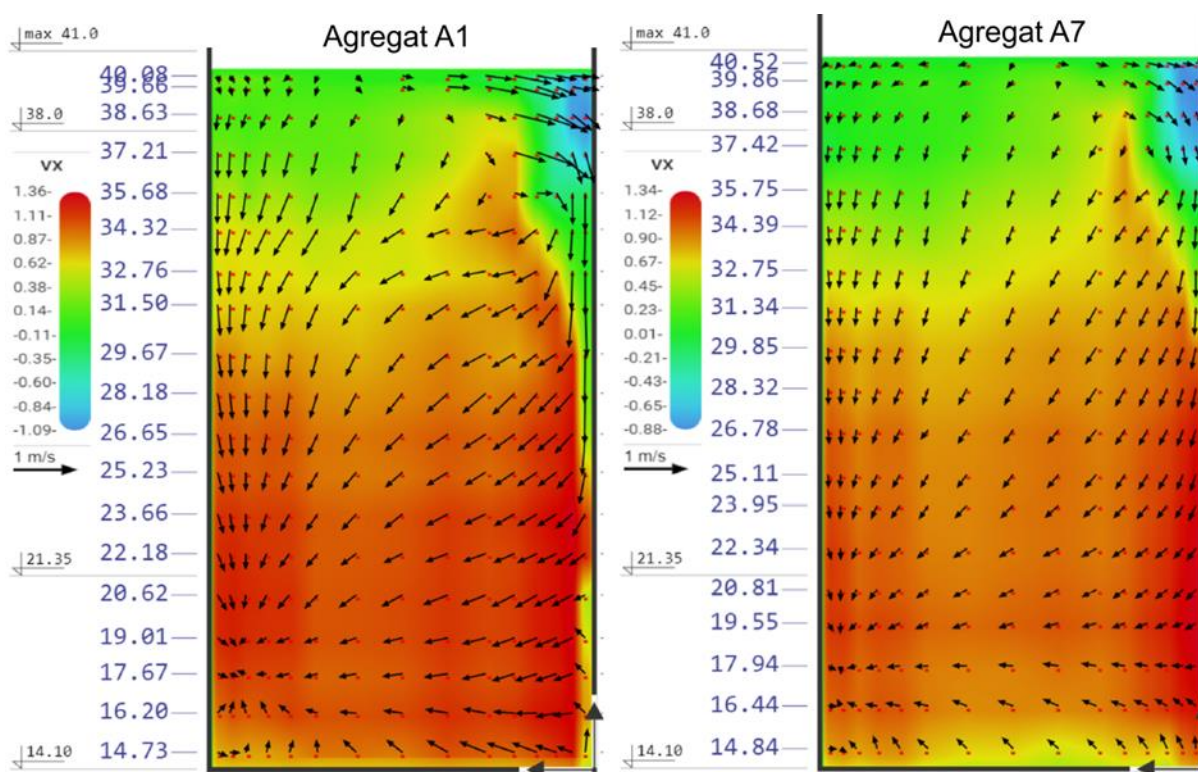
Datum	EM sonde		SCADA		Merna nesigurnost			
	Vreme profilisanja (od-do)	Obračunat protok Q	Referentni profil i vreme (od-do)	Protok Qwk	Sistematska nesigurnost	Nesigurnost usled varijabilnosti protoka	Slučajna (statistička) nesigurnost	Kombinovana nesigurnost
	hh:mm	m ³ /s	-	m ³ /s	%	%	%	%
27.08.2020.	09:43-13:23	288.6	7 10:54-11:05	299.3	0.13	0.71	0.91	1.16
28.08.2020.	11:37-15:11	202.5	7 12:46-12:57	220.8	0.13	0.35	0.95	1.02
27.08.2020.	14:50-19:34	108.1	6 15:48-15:58	122.4	0.13	0.42	1.47	1.53

Tabela 2. Rezultati merenja rasporeda brzina i obračuna protoka na turbini A1

Table 2. Results of velocity field measurement and flow computation for turbine A1

Datum	EM sonde		SCADA		Merna nesigurnost			
	Vreme profilisanja (od-do)	Obračunat protok Q	Referentni profil i vreme (od-do)	Protok Qwk	Sistematska nesigurnost	Nesigurnost usled varijabilnosti protoka	Slučajna (statistička) nesigurnost	Kombinovana nesigurnost
	hh:mm	m ³ /s	-	m ³ /s	%	%	%	%
16.09.2020.	12:23-16:23	295.2	5 13:23-13:34	283.4	0.13	0.77	0.77	1.10
16.09.2020	17:18-21:05	289.7	4 17:58-18:09	280.7	0.13	2.15	0.79	2.29
17.09.2020	16:00-19:26	182.5	5 17:00-17:11	186.9	0.13	1.13	1.06	1.55
17.09.2020	12:30-15:47	115.7	5 13:22-13:33	98.58	0.13	0.16	1.99	2.00

Na slici 13 je dat i raspored brzina na ulazu u turbine A1 i A7, pri maksimalnim protocima. Bojama su predstavljene podužne komponente V_x , a sa vektorima poprečne V_y i V_z . U gornjem desnom uglu je evidentan povratni tok, sa negativnim brzinama, dok je u donjem levom uglu maksimalna brzina. Osa turbine je na 21,35 mm, prečnim turbine 14,5 m pa je gornja kota ulaza turbine na 28,6 mm (slika 3).



Slika 13. Polje brzina na ulazu u turbine A1 i A7 pri maksimalnom protoku.

Figure 13. Velocity field at entrance of turbines A1 and A7, for maximal flow rate.

3.1.4 Nulti protok

Dobar test merne opreme je snimanje rasporeda brzina na ulazu u turbinu pri nultom protoku. Zbog rada okolnih agregata, postoji jaka vrtložna komponenta ispred ulaza u turbinu. Ta komponenta je „zadužena“ i za pomeranje naslaga trave: evidentno je nakon zaustavljanja turbine kako okolne turbine polako „izvlače“ travu iz profila!

Na slici 14 je dat rezultat snimanja polja brzina na agregatu A7 pri zatvorenom sprovodnom aparatu turbine. Izmerene brzine su u opsegu od par cm/s dok je obračunati protok $-0,26 \text{ m}^3/\text{s}$. Na žalost, korišćeno je samo 6 mernih profila tako da je jako grubo snimljen prostorni raspored brzina, pa je i procenjena kombinovana merna nesigurnost jako velika. I pored toga, na slici se lepo vidi vrtlog koji cirkuliše unutar preseka, praveći pozitivne i negativne brzine.

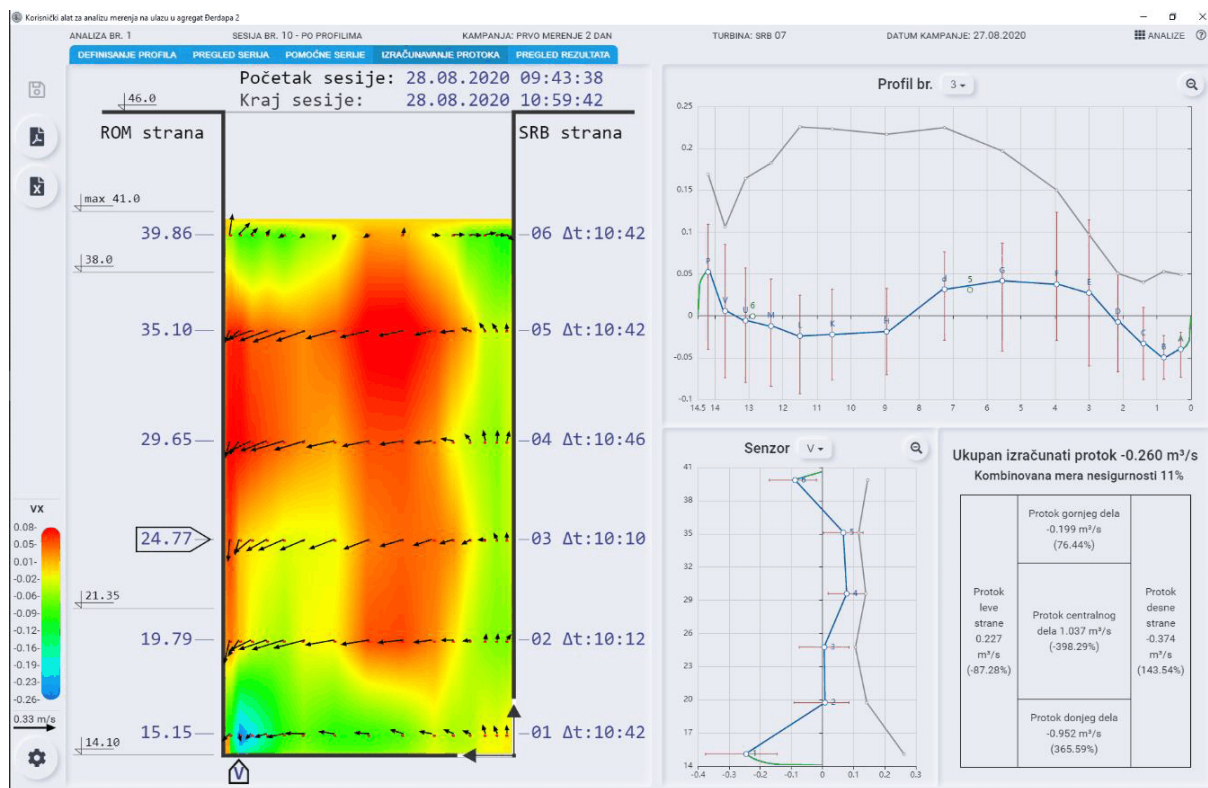
Iz rasporeda brzina i dobijenih rezultata se vidi da sonde dobro mere i brzine daleko ispod $0,05 \text{ m/s}$, u oba smera. Obračunati protok najverovatnije nije pokazatelj da voda zaista „ističe“ iz agregata i ide prema Dunavu, već je to greška merenja, koja je ispod $0,1\%$ punog opsega merne opreme od $300 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.1.5 Poređenje EM i ADV sondi

Na ramu sa opremom, pored 15 komada EM sondi, postavljene su i dve ADV sonde (slika 7 i detalj na slici 8). Prilikom obrade podataka, korisnik ima uvid u pokazivanje ADV sondi na lokacijama gde su postavljene (nije fiksna lokacija, korisnik bira gde će ih postaviti). Na slici 14 se u rasporedu brzina po profilu (gore desno) ADV prikazane zelenim kružićima i brojevima 5 (na $6,5 \text{ m}$ od desnog zida) i 6 (na 13 m). S obzirom da su merene jako male brzine, UZV metoda nije osetljiva na te brzine i pokazuje nulto čitanje!

Na slici 15 je dat uvećan prikaz merenja podužne komponente brzine na ADV sondi (crvena linja) i na EM sondi (zeleno linja) iz prve sesije drugog merenja, na A1, u profilima 8 i 9. Opseg

brzina na ordinati je od 0,8 – 1,2 m/s. Dat je sirovi signal, bez prostorne interpolacije (dve sonde ne mere u istoj tački), tako da se vidi da sonde ne mere iste vrtloge, ali ukupna osrednjena brzina je ista.



Slika 14. Polje brzina na ulazu u turbinu A7 pri zatvorenoj turbini (nulti protok).

Figure 14. Velocity field at entrance of turbine A7, closed turbine (zero flow rate).

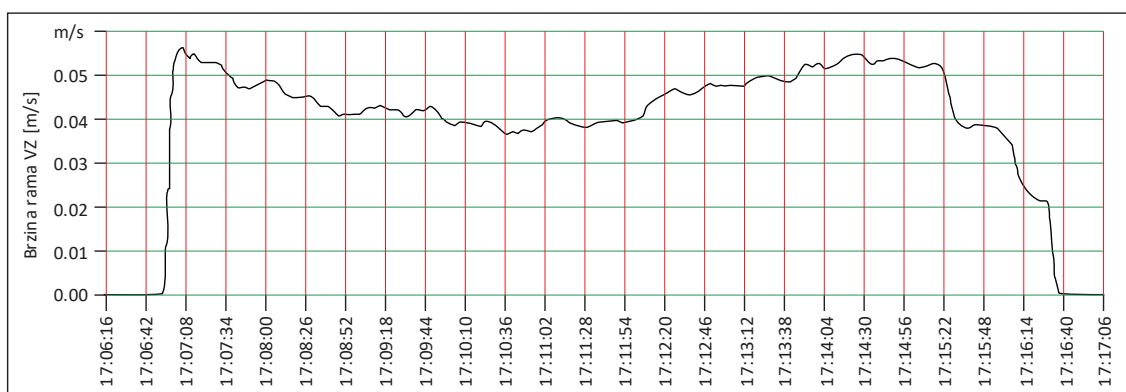


Slika 15. Poređenje podužne brzine merene EM sondom i ADV sondom.

Figure 15. Comparison of streamwise velocity component measured with EM and ADV probes.

3.2 Kontinualno profilisanje

Kontinualno profilisanje značajno ubrzava mernu sesije i omogućava da se snimi jedan profil brzina u celom strujnom polju za desetak minuta. Sa rukovaocem kрана je proverena mogućnost rada kрана sa kontinualnim sporim podizanjem (slika 16). S obzirom da se položaj rama meri u sekundnom intervalu, u softveru za obradu se računa brzina rama i smer i ta se brzina odbija od izmerenih vertikalnih komponenti brzina vode.



Slika 16. Brzina rama prilikom podizanja (VZ je pozitivno na gore).

Figure 16. Velocity of steel frame during towing (VZ positive is in upward direction).

Sa slike 16 se vidi da je moguće veoma sporo podizati ram (brzina VZ je pozitivna na gore), sa brzinama koje su do desetak puta manje od merenih vertikalnih komponenti brzine vode. Dok je ram u vodi, brzina je 0,036-0,056 m/s, kada ram počne da se pojavljuje iz vode brzina pada prvo na 0,038 m/s (kada se pojavi kolutača kрана) pa na 0,022 m/s. Za prosečnu brzinu podizanja rama od 0,045 m/s i visinu od 27 m, potrebno je $t=10$ minuta za snimanje celog profila.

Tabela 3. Rezultat tri ponavljanja proračuna jednog protoka profilisanjem.

Table 3. Results of three repeated computations of single flow using continuous profiling.

Datum	EM sonde		SCADA		Merna nesigurnost			
	Vreme profilisanja (od-do)	Obračunat protok Q	Referentni profil i vreme (od-do)	Protok Q _{wk}	Sistematska nesigurnost	Nesigurnost usled varijabilnosti protoka	Slučajna (statistička) nesigurnost	Kombinovana nesigurnost
	hh:mm	m ³ /s	-	m ³ /s	%	%	%	%
27.08.2020.	19:39 – 19:48	114.28	7 19:42-19:43	128.31	0.13	1.61	2.28	2.79
27.08.2020.	19:51 – 20:00	108.27	4 19:53-19:54	125.33	0.13	1.07	2.13	2.39
27.08.2020.	20:10 – 20:19	111.92	4 20:12-20:13	121.74	0.13	0.76	2.33	2.45

U tabeli 3 su dati rezultati kontinualnog profilisanja u jednoj radnoj tački turbine A7. Urađena su tri merenja u istoj radnoj tački da bi se proverila ponovljivost. U obradi rezultata sve serije su diskretizovane po visini na segmente od 1,5 m (u 18 profila) i izračunate su srednje vrednosti po segmentima. Nakon toga, sprovedena je analiza kao da je rađeno inkrementalno profilisanje. Iz tabele 3 se vidi da je dobijena značajno veća slučajna merna nesigurnost, jer su periodi osrednjavanja jako kratki.

Prednost kontinualnog snimanja je što se brzo obavi posao snimanja polja brzina, a osnovna mana je što se ne osrednje dobro vrtlozi koji postoje u profilu. Ponavljanjem više merenja (što je i učinjeno na oba merenja), ako se ne menjaju radni uslovi, trebalo bi da se osrednjavanjem snimljenog protoka, dobije tačniji podatak. Na žalost, većim brojem ponavljanja se opet otvara pitanje dugotrajne stabilnosti režima rada agregata.

4 Zaključak

Razvijena metodologija, merna oprema kao i softver za merenja i obradu su uspešno primenjeni na dve turbine HE „Đerdap 2“. Na osnovu dobijenih rezultata, moguće je podesiti ugrađene Winter-Kennedy merače protoka. Održan je i kurs, obuka inženjera sa HE koji mogu dalje da nastave sa merenjima na ostalim turbinama kako bi proveravali i rekalisirali ostale Winter-Kennedy merače protoka. Pored podatka o protoku, korisan je podatak i o izmerenim nivoima, kako bi proverili merenja nivoa i padova na turbinama koje koristi postojeća SCADA. Prilikom narednih korišćenja opreme, neophodno je obavljati periodično pregled EM i ADV sonde, funkcionalno (očitanje nulte brzine) i brzinski, makar na jednu podužnu komponentu brzine ($V_x=1$ m/s).

Tokom primene razvijene metodologije snimanja profila brzina, uočeni su i određeni problemi, koje bi trebalo u narednim merenjima otkloniti:

- Plivajuća trava - Turbine tokom rada privlače dosta plutajuće trave. Ta trava dolazi plutajući u paketima, i na svu sreću, pokazalo se da ne smeta tokom merenja pod vodom, da se „ne kači“ na EM ni ADV sonde. Najugroženije su sonde u gornjim profilima, kada ram svojim dizanjem „pokupi“ travu i iznese je iz profila. Da bi se smanjila opasnost od uticaja trave na merne sonde, potrebno je grajferom pre merenja obaviti detaljno čišćenje rešetke. Redovna procedura podrazumeva samo skidanje i odnošenje krupnijih balvana i grana, dok se trava rasrese i vrati ponovo u vodu! Potrebno je grajferom čišćenje obaviti pri maloj snazi agregata, dok je trava „zalepljena“ za rešetke, i tu travu izneti iz profila. Takođe, uočeno je da rad susednih agregata utiče na kretanje trave u dovodu na agregat gde se meri: ako susedni agregati promene režim rada, „njihova“ trava će preći u profil koji se meri (ako se smanji protok na susednim agregatima) ili će povući travu iz merenog agregata (ako se poveća protok).
- Napajanje sistema – svi merni uređaji (EM sonde, ADV sonde, nivomeri i shaft-enkodori) su „pametni“ uređaji sa svojim akumulatorima i lokalnom memorijom, sa primarnim zadatkom da kontinualno rade svoj posao. Lako se dogodi da korisnik nije svestan ponašanja opreme u svakoj od situacija (posebno po završenom merenju, pri „parkiranju“ sistema) i da pojedini uređaji počnu da troše više ili manje struje. Potrebno je odlično poznavanje sistema da bi se lokalni rad kontrolisao, ali i veći akumulator i ispravljač, kao i jasnija pravila čuvanja opreme preko noći.
- Akvizicija podataka – kao osnova za merenja u realnom vremenu koristi se PC sa Windows operativnim sistemom. Zbog prirode Windows-a paralelni rad DC234, AHV i drugih Win aplikacija je teško sinhronizovati i kontrolisati. Pri merenjima sa $\Delta t=1$ s bilo je relativno dosta „izgubljenih“ podataka (svi logeri u sondama čuvaju te izgubljene podatke), tek sa $\Delta t=2$ s je uspešno sprovedeno merenje, uz uslov da se korisnik „ne igra“ previše na računaru. Bolja bi bila varijanta da se DC234, kao vremenski kritična aplikacija koja komunicira sa mernim sistemom na MODBUS-u, izvršava na odvojenom računaru a da na mrežnom nivou DC234 šalje AHV aplikaciji merene rezultate.

Literatura

1. Bluerobotics (2021) *Ping Sonar Altimeter and Echosounder*, Bluerobotics, USA <https://www.bluerobotics.com/store/sensors-sonars-cameras/sonar/ping-sonar-r2-rp/>
2. IEC 60041 (1999) *International standard: field acceptance tests to determine the hydraulic performance of hydraulic turbines, storage pumps and pump-turbines*. European Equivalent: EN 60041
3. Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“ (2006) *Hidraulički model HE „Đerdap 2“ – Izveštaj ispitivanja na hidrauličkom modelu uslova dostrujavanja na turbine*, Beograd.
4. Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, Građevinski fakultet – Univerziteta u Beogradu, Svet Instrumentata (2020) *Izveštaj o sistemu za merenje protoka na prilazima HE „Đerdap 2“*, Beograd.
5. Ivetić D. (2019) *Određivanje protoka tečnosti u složenim uslovima strujanja primenom ravnih elektromagnetnih senzora*, *Doktorska disertacija*, Građevinski fakultet Beograd.

6. Ivetić D., Prodanović D., Vojt., P (2021a) Novel discharge measurement system at the turbine intakes of Iron Gate 2 hydropower plant: a system description, *8th International Conference Contemporary Achievements in Civil Engineering*, Subotica, Srbija, April.
7. Ivetić D., Prodanović D., Vojt P. (2021b) Određivanje protoka na prilazima cevnih turbina uz pomoć EM senzora brzine: Određivanje nesigurnosti izmerenog protoka. *SDHI i SDH*, Beograd.
8. ISO 1088, (2007) Collection of data for determination of errors in measurement by velocity area methods, *International Standards Organization*, Geneva.
9. ISO 748, (2007) Velocity area methods, *International Standards Organization*, Geneva.
10. Joint committee for Guides in Metrology (2008) Guide to the expression of uncertainty in measurement (GUM), *International Organization for Standardization*.
11. NORTEK (2021) <https://www.nortekgroup.com/products/vector-300-m>
12. Performance Test Code - PTC (2002) Code 18: Hydraulic Turbines and Pump-Turbines, *American Society of Mechanical Engineers*, New York, USA
13. Prodanović D., Pavlović D., Branisavljević N. (2011) Merenje protoka na kratkim objektima u hidraulički neregularnim uslovima na primeru HE „Đerdap 2“, *Vodoprivreda*, 43, broj 252-254, strane 103-115.
14. Staubli T. (2021) Private communication, Hochschule Luzern – Technik & Architektur, thomas.staubli@hslu.ch
15. Svet Instrumenata (2021) <http://www.si.co.rs/>
16. TE CONNECTIVITY (2021) MEAS 86 Series Sensors <https://www.te.com/usa-en/product-CAT-MIPS0020.html>
17. UniMeasure (2021) <https://unimeasure.com/wp-content/uploads/2019/12/HX-EP-SERIES-CATALOG-PAGES-1.pdf>
18. Vodena (2021) <https://vodena.rs/>

Određivanje protoka na prilazima cevni turbina uz pomoć EM senzora brzine: Određivanje nesigurnosti izmerenog protoka

Damjan Ivetić¹
Dušan Prodanović²
Predrag Vojt³

APSTRAKT: Određivanje hidrauličke efikasnosti turbina se zasniva na pouzdanom poznavanju nekoliko osnovnih hidrauličkih, mašinskih i elektro veličina. Iz ove grupe, protok vode kroz turbinu je veličina koju je najteže pouzdano izmeriti. Merna nesigurnost je uobičajeno veća nego kod merenja ostalih osnovnih veličina. Pored toga, i sama procedura određivanja merne nesigurnosti je složenija, prvenstveno usled kompleksnosti samog mernog procesa ali i zbog specifičnosti hidrauličkih uslova na mernim mestima. U okviru plana revitalizacije cevni agregata na HE Đerdap 2, sa ciljem bolje procene hidrauličke efikasnosti turbina, projektovan je i primenjen inovativni sistem za posredno merenje protoka. Merni sistem koristi metodu Brzina – Proticajni presek i može se postaviti na ulazu u turbinu, uzvodno od grube rešetke. Pomoću 15 komada 3D elektromagnetnih senzora brzine, horizontalno postavljenih na čelični ram, koji se podiže po celoj visini proticajnog preseka, snima se polje brzina. Pored EM senzora, na ram su postavljena i dva redundantna akustična Dopler senzora, merači položaja rama i dubine vode. Sva merenja su sinhronizovana sa lokalnim SCADA sistemom, tako da se u konačnom obračunu protoka, koriste i odgovarajući podaci o radu turbine. Imajući u vidu specifičnosti dva moguća režima rada tokom merenja (inkrementalni i kontinualni), samog mernog sistema sa novorazvijenim EM sensorima, kao i hidrauličkih uslova (koso dostrujavanje), razvijena je posebna procedura za procenu nesigurnosti izmerenog protoka. Analizirani su doprinosi svih uticajnih veličina na samo merenje kao i na postupak interpolacije u toku obračuna protoka. U ovom radu je predstavljena navedena procedura i detaljno su opisane komponente merne nesigurnosti koje utiču na konačnu nesigurnost izmerenog protoka. Takođe, prikazani su rezultati primene na delu dosadašnjih merenja na agregatima HE Đerdap 2.

Ključne reči: Merna nesigurnost, Merenja protoka, Merenje brzine tečenja, Merni sistemi, Elektromagnetni senzori, Hidroelektrane

Discharge measurements at the tubular turbine intakes with EM current meters: Assessment of the discharge measurement uncertainty

ABSTRACT: The assessment of the turbine hydraulic efficiency is based upon the reliable information on several hydraulic, mechanical and electric quantities. Out of these, discharge, or the flow rate, is the quantity which is most difficult to accurately measure. Measurement uncertainty is typically higher than in rest of the cases. Furthermore, the procedure for the measurement uncertainty assessment is more complex, mainly due to the complexity of the measurement process and the specific flow conditions at the measurement site. As a part of the tubular turbine revitalization plans for the HPP Iron Gate 2, with a goal of improved assessment of the turbine hydraulic efficiency, a novel discharge measurement system was designed and applied. The system is using the Velocity – Area approach for the discharge measurements, and can be installed at the turbine intakes, upstream of the trash rack. The core of the measurement system are 15 novel 3D electromagnetic velocity meters, mounted on steel frame spanning across the width of the flow area. The steel frame is traversed across the height of the flow area to allow for the velocity field mapping using the EM sensors and 2 redundant acoustic Doppler velocimeters. The position of the frame is monitored via 2 position transducers, while 2 pressure transducers are used for the water depth measurements. The measurements are synchronized with local SCADA system, thus in the post processing – and in the final discharge evaluation, additional turbine data are used. Two operating modes of the system can be used: incremental and continuous. Due to the specifics

¹Dr Damjan Ivetić, Građevinski fakultet Beograd, docent, divetic@grf.bg.ac.rs

²Dr Dušan Prodanović, Građevinski fakultet Beograd, redovni profesor, dprodanovic@grf.bg.ac.rs

³Predrag Vojt, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, samostalni istraživač, predrag.vojt@jcerni.rs

of the operating modes, actual measurement system with novel EM sensors, and hydraulic conditions, a detailed measurement uncertainty assessment was performed. Contributions from each uncertainty component and the procedure for the interpolation of the measured velocities, on the measurement results, are incorporated. In this paper, the above-mentioned procedure is presented, while the components of the final discharge measurement uncertainty are described in detail. Additionally, the results of the procedure application on the conducted measurements, are shown.

Keywords: Measurement uncertainty, Discharge measurements, Velocity measurements, Measurement systems, Electromagnetic sensors, Hydro power plants

1 Uvod

Na deonici reke Dunav, u zoni zajedničkog interesa Republike Srbije i Republike Rumunije, nalaze se dve najveće hidroelektrane (HE) na teritoriji Republike Srbije: HE Đerdap 1 i HE Đerdap 2. Ovi sistemi predstavljaju ključne elemente elektroenergetskog sistema Srbije, kako zbog svojih značajnih doprinosa u ukupnoj proizvodnji električne energije, tako i zbog mogućnosti da se relativno brzo adaptiraju na varijacije u potrošnji. Procenjuje se da hidroenergetski sektor doprinosi sa 30% u ukupnoj proizvodnji električne energije u Srbiji (www.eps.rs).

U sklopu plana revitalizacije cevnih agregata na HE Đerdap 2, sa osnovnim ciljem pouzdane procene trenutne hidrauličke efikasnosti, kao i efikasnosti nakon revitalizacije, projektovan je i primenjen inovativni sistem za posrednje merenje protoka (IJČ, GRF i SI, 2020). Procena hidrauličke efikasnosti agregata, se zasniva na pouzdanom merenju više hidrauličkih, mašinskih i elektro veličina. Upravo merenje protoka je najzahtevniji zadatak, budući da je merna nesigurnost obično veća nego kod ostalih veličina, a i sam proces merenja je složen (Adamkowski i sar., 2019). Takođe, usled složenosti procesa merenja i određivanje same merne nesigurnosti je komplikovan zadatak. U opštem slučaju, za projektovanje mernog sistema za merenje protoka na agregatima HE, i primenu istih za merenja, na raspoložanju su nekoliko pravilnika odnosno standarda (IEC 60041, 1999; PTC 18, 2002). Iako su cevne turbine, ili Kaplanove turbine za male padove, u relativno raspostranjenoj upotrebi, ne postoje jasne preporuke za merenja protoka u ovim slučajevima (Almqvist i sar., 2011). Pored toga, na ulazu u HE Đerdap 2 se javlja fenomen dostrujavanja vode pod značajnim uglom u horizontalnoj ravni (Prodanović i sar., 2011), čime je polje raspoloživih rešenja, za merenje protoka, bilo dodatno suženo.

Kako bi se ispunili standardima zahtevani uslovi, ali i omogućilo pouzdano merenje u specifičnim hidrauličkim uslovima na ulazima u turbine HE Đerdap 2, razvijen je inovativni sistem za merenje protoka koji se zasniva na primeni metode Brzina-Proticajni presek (Ivetić i sar., 2021). Za potrebe ovog sistema, projektovane su nove 3D EM sonde, koje su praktično funkcionisale kao EM (hidrometrijska) krila. Petnaest EM sondi je postavljeno na kruti čelični ram širine 14,5 m i visine 3,1 m, koji se može spuštati i podizati po visini proticajnog preseka. Zajedno sa dva enkodera položaja, dva senzora dubine i dva redundantna ADV senzora brzine (Lohrmann, 1994), prikupljani su podaci pomoću kojih je određena srednja profilaska brzina i površina proticajnog preseka.

Budući da je sistem inovativnog karaktera, posebno je razvijena procedura za procenu merne nesigurnosti protoka, koji se dobija proizvodom srednje profilaske brzine i površine proticajnog preseka. U sklopu ove procedure, obračunavaju se merne nesigurnosti sistematskog i statističkog karaktera, po različitim veličinama, kao i merna nesigurnost usled varijabilnosti protoka tokom trajanja jednog merenja. U ovom radu je detaljno predstavljena novorazvijena procedura. Takođe, prikazani su i rezultati primene ove procedure na izmerenim podacima, sa posebnim osvrtom na poređenje vrednosti merne nesigurnosti prilikom upotrebe dva različita režima rada.

2 Metodologija

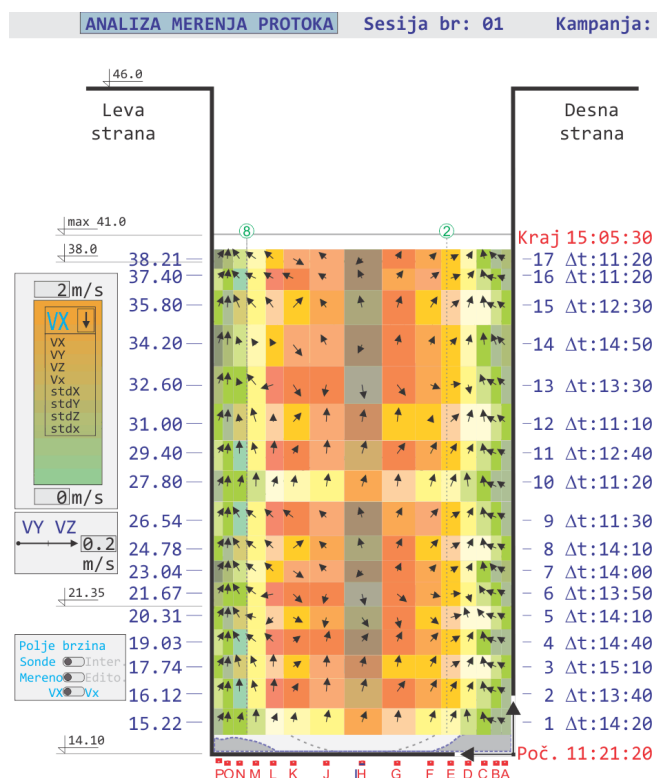
2.1 Određivanje protoka na osnovu izmerenih podataka

Novorazvijeni sistem za merenje protoka je koncipiran tako da se postavlja na prilaze/ulaze u turbine HE Đerdap 2, uzvodno od grube rešetke. Kruti čelični ram, opremljen mernom opremom, se

kranskom dizalicom prvo spušta na dno proticajnog preseka, pa se zatim u okviru jedne merne sesije (merenje jednog protoka) podiže do površine vode. Tokom rada, merna oprema kontinualno radi i može da beleži podatke na svaku sekundu (IJČ, GRF i SI, 2020).

Korišćena su dva režima rada: 1.) Inkrementalni i 2.) Kontinualni. U inkrementalnom režimu rada, čelični ram se podiže po visini preseka između „profila“, na jednakim rastojanjima najčešće od 1-2 m. U svakom profilu, ram miruje barem 10 minuta. Koristeći ovaj režim rada, merenje jednog protoka traje 2 – 4 sata. U kontinualnom režimu, ram se podiže konstantnom, minimalnom brzinom od 5 cm/s po celoj visini proticajnog preseka. U ovom režimu, merenje jednog protoka traje 7 - 10 minuta. Treba napomenuti da je tokom oba režima rada, potrebno obezbediti stabilne hidrauličke uslove na analiziranoj turbini kao i na susednim (Ivetić i sar., 2021).

Kako se merenje protoka zasniva na merenjima brzina u većem broju tačaka i njihovom integracijom po proticajnom preseku, tako i proračun ukupne nesigurnosti izmerenog protoka obuhvata uticaje svakog pojedinog merenja koje učestvuje u konačnoj vrednosti protoka. Uticaj merenja brzina, određenom EM sondom (npr G pozicije) u određenom profilu (npr na koti 14,90 m) je uračunat u mernoj nesigurnosti protoka kroz pripadajuću proticajnu površ $A_{m,n}$. Pripadajuća površ za svaku sondu m , u svakom profilu n , je definisana kao pravougaonik dimenzija $w_m * d_n$, gde je $m = 1:N_V$ (broj elektromagnetnih sonda na ramu = broj mernih vertikala) a $n = 1:N_H$ (broj horizontalnih profila u kojima je vršeno merenje). Svaka m -ta sonda ima pripadajuće w_m definisano susednim uređajima (polovina odstojanja između dve susedne sonde) i/ili susednom granicom (odstojanje do zida za sonde uz Srpsku i Rumunsku stranu). Za svaki n -ti profil definiše se vertikalno d_n ograničeno polovinom odstojanja do prethodnog ili narednog profila i/ili dna odnosno površine vode (za prvi i poslednji profil). Na slici 1 prikazan je primer podele pripadajućih površi.



Slika 1. Prikaz pripadajućih površina $A_{m,n}$ korišćenih u proračunu ukupne merne nesigurnosti.

Figure 1. Probe sub-areas $A_{m,n}$ used in the assessment of the combined measurement uncertainty.

Za potrebe proračuna merne nesigurnosti protoka, pretpostaviće se da se ukupan protok računa kao suma protoka po svim pripadajućim površinama:

$$Q = \sum_{m=1}^{N_V} \sum_{n=1}^{N_H} w_m \cdot d_n \cdot V_{m,n} = \sum_{m=1}^{N_V} \sum_{n=1}^{N_H} A_{m,n} \cdot V_{m,n} \quad (1)$$

Treba napomenuti da srednja profilska brzina $V_{m,n}$, nije izmerena brzina već osrednjena brzina po pripadajućoj površini, nakon izvršene rasterizacije, interpolacije i ekstrapolacije.

Poređenja radi, konačna vrednost izmerenog protoka se zapravo izračunava integracijom dosta detaljnijeg rasterizovanog polja brzina preko proticajnog preseka:

$$Q = \sum_{i=1}^{N_{V,rast}} \sum_{j=1}^{N_{H,rast}} w_i \cdot d_j \cdot V_{i,j} = \sum_{i=1}^{N_{V,rast}} \sum_{j=1}^{N_{H,rast}} A_{i,j} \cdot V_{i,j} \quad (2)$$

gde su w_i i d_j širina i visina elementarnog delića proticajnog preseka, $V_{i,j}$ srednja profilska protokometrijska komponenta brzine po površini $A_{i,j}$ elementarnog delića, a N_{rast} broj elementarnih delića ukupnog proticajnog preseka A . Praktično za svaku površinu $A_{m,n}$, moguće je definisati skup rasterizovanih površina $A_{i,j}$, koje joj pripadaju. Imajući u vidu, da je usvojena uniformna veličina elementarnih delića ($w_i = d_j = 5$ cm), izraz za proračun protoka se može jednostavnije predstaviti:

$$Q = A \frac{\sum_{i=1}^{N_{V,rast}} \sum_{j=1}^{N_{H,rast}} V_{i,j}}{N_{V,rast} N_{H,rast}} \quad (3)$$

2.2 Određivanje ukupne merne nesigurnosti protoka

Jedna od specifičnosti metodologije merenja protoka na HE Đerdap 2, gde se uz pomoć rama sa $N_V = 15$ EM sondi (N_V broj mernih vertikalna koji odgovara broju EM sondi instaliranih na ram), meri brzina u određenom broju horizontalnih profila (broj profila N_H između 15 i 20), se ogleda u činjenici da su 3D EM sonde korišćene praktično kao hidrometrijska krila. Tako su osnovne smernice za definisanje procedure za određivanje merne nesigurnosti su preuzete iz ISO standarda za merenje protoka u rekama pomoću hidrometrijskih krila ISO 748 (ISO, 1997) i ISO 1088 (ISO, 1973). Takođe, nezaobilazna literatura u analizi merne nesigurnosti predstavlja i dokument GUM (2008) (eng. Evaluation of measurement data — Guide to the expression of uncertainty in measurement) izdat od strane međunarodnog organizacije za mere i težine (eng. International Bureau of Weights and Measures).

Budući da se usvojena metodologija za merenje protoka na agregatu ipak razlikuje od standardnih procedura za merenje protoka u otvorenim tokovima, neophodno je bilo nadograditi predloženu metodologiju kako bi se obuhvatile sve specifičnosti ovog kompleksnog zadatka.

Osnovni obrazac za proračun kombinovane merne nesigurnosti protoka $u(Q)$ se koristi u sledećem obliku:

$$u(Q) = \sqrt{u_s(Q)^2 + u_{var}(Q)^2 + u_{stat}(Q)^2} \quad (4)$$

gde je $u_s(Q)$ sistematska nesigurnost u merenju protoka (opisana u poglavlju 2.3.), $u_{var}(Q)$ merna nesigurnost usled varijabilnosti protoka tokom trajanja jedne merne sesije na analiziranom agregatu (poglavlje 2.4.) a $u_{stat}(Q)$ statistička merna nesigurnost u merenju protoka (poglavlje 2.5.)

Statistička merna nesigurnost se dodeljuje svakoj površini $A_{m,n}$ (Herschy, 1995), pa se zapravo osnovni obrazac može predstaviti i na drugačiji način:

$$u(Q) = \sqrt{u_s(Q)^2 + u_{var}(Q)^2 + \frac{\sum_{m=1}^{N_V} \sum_{n=1}^{N_H} [(w_m d_n V_{m,n})^2 \cdot (u(w_m)^2 + u(d_n)^2 + u(V_{m,n})^2)]}{\underbrace{[\sum_{m=1}^{N_V} \sum_{n=1}^{N_H} (w_m d_n V_{m,n})]^2}_{u_{stat}(Q)^2}}}$$
 (5)

gde je sad $u(w_m)$ statistička merna nesigurnost u merenju širine m -te pripadajuće proticajne površine (poglavlje 2.5.1.), $u(d_n)$ statistička merna nesigurnost u merenju visine n -te pripadajuće proticajne površine (poglavlje 2.5.2.) a $u(V_{m,n})$ statistička merna nesigurnost u merenju srednje profilske brzine i -te pripadajuće proticajne površine (poglavlje 2.5.3.)

2.3 Sistematska nesigurnost izmerenog protoka

Sistematska nesigurnost izmerenog protoka, kao posledica sistematskog odstupanja odnosno greške koje ima deterministički karakter, se procenjuje prema sledećem obrazcu:

$$u_s(Q) = \sqrt{u_s(w)^2 + u_s(d)^2 + u_s(V)^2}$$
 (6)

gde je $u_s(w)$ sistematska nesigurnost u merenju širine proticajnog preseka, $u_s(d)$ sistematska nesigurnost u merenju visine proticajnog preseka a $u_s(V)$ sistematska nesigurnost usled uticaja ekstrapolacije rezultata ka površini vode i čvrstim konturama.

2.3.1 Sistematska nesigurnost u merenju širine proticajnog preseka

Sistematska nesigurnost u merenju širine proticajnog preseka se može zanemariti imajući u vidu da se radi o konstatnom i fiksirnom odstojanju između vertikalnih razdelnih zidova sa Srpske i Rumunske strane svakog agregata. Ova pretpostavka se može potvrditi činjenicom da se čelični nosač mernog sistema bez problema kreće duž vertikalnih niša izvedenih unutar razdelnih zidova. Međutim, zbog sigurnosti, usvojena je sistemska nesigurnost od 1 cm (na 14.5 m), koja procentualno iznosi: $u_s(w) = 0,07\%$.

2.3.2 Sistematska nesigurnost u merenju visine proticajnog preseka

Sistematska nesigurnost u merenju visine proticajnog preseka je minimizovana kalibracijom senzora pritiska koji se koriste za merenje dubine, kao i preciznošću izrade enkodera za merenje relativnog, odnosno apsolutnog položaja rama. Uticaj atmosferskog pritiska je anuliran uz pomoć barometra u suvom, dok se može pretpostaviti da će temperaturne razlike uticati na rezultat do 1 cm, odnosno do $u_s(d) = 0,05\%$.

2.3.3 Sistematska nesigurnost usled uticaja ekstrapolacije brzina

Brzine u većem delu poprečnog preseka (oko 89%) se mere kalibrisanim EM sondama. Međutim, brzine u manjem delu preseka, uz dno, zidove i pri površini, brzine nije moguće izmeriti. Imajući u vidu da se raspored brzina u ne-merenim zonama ekstrapoluje teorijskim obrascima koji važe u graničnim zonama proticajnog preseka, očekuje se određen uticaj nepoklapanja teorijskih obrazaca sa stvarnim rasporedom na mernu nesigurnost. U literaturi se predlaže da se u rečnim tokovima pri određivanju protoka merenjem brzina pomoću hidrometrijskih krila u 2 ili 3 tačke u vertikali, u relativno malom broju preseka, usvoji vrednost sistematske nesigurnosti od 0,5% (Sauer & Meyer, 1992). Imajući u vidu da se ovde koristi 5 do 10 puta više tačaka po jednom profilu i veći broj profila po visini, ekstrapolacija protoka se vrši u relativno značajno manjem delu proticajnog preseka (oko 11%) kroz koju protiče još manji deo protoka, usvaja se vrednost od $u_s(V) = 0,1\%$.

2.4 Nesigurnost usled varijabilnosti izmerenog protoka tokom trajanja jedne merne sesije

Prilikom upotrebe inkrementalnog režima rada, usvojeno je trajanje profilisanja (merenja) u svakom od profila od minimum 10 minuta. Imajući u vidu da je prilikom merenja jednog protoka, potrebno izmeriti brzine u barem 15 profila, može se proceniti prosečno vreme trajanje protoka od 3 časa. Iako je procedurom definisano da se protok kroz agregat održava konstantnim tokom merenja, u realnim uslovima će se javiti određene oscilacije protoka. Navedene oscilacije se verodostojno mogu pratiti pomoću pokazivanja protoka Q_{W-K} pomoću Vinter-Kenedi metode, prikupljenih preko lokalnog SKADA sistema. U okviru alata za analizu rezultata merenja, izmerene vrednosti se upravo i normalizuju prema usvojenom referentnom Q_{W-K} , kako bi se minimizovao uticaj varijabilnosti protoka tokom merne sesije. Posredno, ovde je uvedena pretpostavka o linearnosti rasporeda brzina, odnosno linearnoj promeni brzine u zavisnosti od protoka.

U opštem slučaju ova pretpostavka ne može potpuno biti zadovoljena, pa je za očekivati je da će u konačnoj izmerenoj vrednosti protoka, jedan deo merne nesigurnosti poticati od efekta varijabilnosti protoka. U okviru alata za analizu merenja, definišu se pomoćne vrednosti $\overline{Q_{W-K_n}}$ kao protoci osrednjeni po profilima (odnosno tokom merenja u jednom profilu). Da bi se procenio uticaj varijabilnosti protoka, potrebno je definisati referentnu vrednost protoka $\overline{Q_{W-K_{ref}'}}$, tokom merne sesije (Slika 2). Koristeći navedene vrednosti, moguće je definisati meru za varijabilnost protoka pomoću standardne devijacije oko referentne vrednosti protoka:

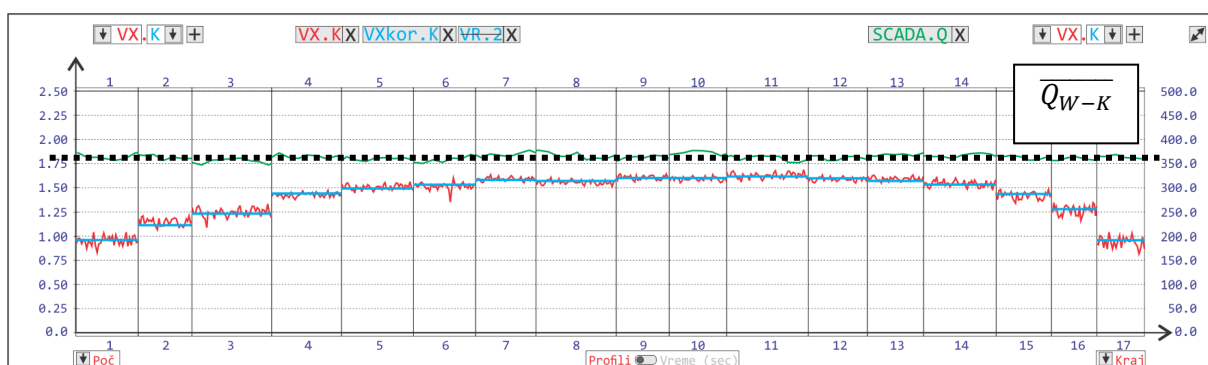
$$\sigma_{Q_{W-K}} = \sqrt{\frac{\sum_{n=1}^{N_H} (\overline{Q_{W-K_n}} - \overline{Q_{W-K_{ref}'}})^2}{N_H - 1}} \quad (7)$$

Takođe, potrebno je odrediti ukupnu srednju vrednost protoka Q_{W-K} , tokom merne sesije, odnosno $\overline{Q_{W-K}}$. Imajući u vidu činjenicu da je postupkom normalizacije vrednosti minimizovan ovaj uticaj, merna nesigurnost usled varijabilnosti protoka se računa pomoću obrazca:

$$u_{var}(Q) = \frac{\sigma_{Q_{W-K}} \cdot p_1}{\overline{Q_{W-K}}} \cdot 100 \quad (8)$$

gde je p_1 koeficijent proporcionalnosti, čija se vrednost usvaja kao: $p_1 = 0,4$.

U slučaju da se za normalizaciju polja brzina, umesto Q_{W-K} , koriste izmerena snaga P ili neto pad H_{neto} , za proračun uticaja varijabilnosti se uzimaju vrednosti usvojene referentne veličine.



Slika 2. Prikaz promene protoka Q_{W-K} , kao i osrednjene vrednosti $\overline{Q_{W-K}}$ tokom merne sesije.

Figure 2. Probe sub-areas $A_{m,n}$ used in the assessment of the combined measurement uncertainty.

2.5 Statistička nesigurnost izmernog protoka

Poslednji element u proračunu kombinovane merne nesigurnosti, predstavljaju statističke nesigurnosti. Statističke nesigurnosti se javljaju uglavnom usled promenljivosti uslova merenja ili nesavršenosti merne opreme, odnosno parametara na koje korisnik ne može da utiče. Iz obrazca (5) se može izvući izraz za statističku mernu nesigurnost protoka:

$$u_{stat}(Q) = \sqrt{\frac{\sum_{m=1}^{N_V} \sum_{n=1}^{N_H} [(w_m d_n V_{m,n})^2 \cdot (u(w_m)^2 + u(d_n)^2 + u(V_{m,n})^2)]}{[\sum_{m=1}^{N_V} \sum_{n=1}^{N_H} (w_m d_n V_{m,n})]^2}} \quad (9)$$

2.5.1 Statistička merna nesigurnost širine pripadajućeg proticajnog preseka

Budući da je ova vrednost konstantna po dubini proticajnog preseka, usvaja se da je statistička merna nesigurnost u određivanju širine pripadajućeg proticajnog preseka zanemarljiva: $u(w_m) \approx 0$.

2.5.2 Statistička merna nesigurnost visine pripadajućeg proticajnog preseka

Za razliku od širine, u slučaju merenja visine pripadajućeg proticajnog preseka, izvedene od ukupne dubine vode, jasno se može identifikovati pojava statističke merne nesigurnosti. Na proračun visine pripadajućeg proticajnog preseka, će pored merenja dubine, uticati i merenje položaja pomoću enkodera sa sajnom. Može se pretpostaviti da će na merenje visine proticajnog preseka poslednjeg profila (najvišeg), dominantan uticaj vršiti merenje dubine H , dok će na sve profile ispod dominantan uticaj vršiti merenje položaja rama preko enkodera.

Stoga će se statistička merna nesigurnost, za poslednji profil ($n = N_H$) računati pomoću srednje vrednosti dubine vode tokom merne sesije H , kao i standardne devijacije σ_H . Međutim, treba napomenuti da je sistem opremljen sa dva nezavisna nivomera, preko kojih se mere dve dubine H_{srb} i H_{rum} (sa Srpske i Rumunske strane polja). Tako se mogu odrediti i dve vrednosti standardne devijacije $\sigma_{H_{srb}}$ i $\sigma_{H_{rum}}$. Integralne vrednosti se dobijaju osrednjavanjem:

$$H = \frac{H_{srb} + H_{rum}}{2} \quad (10)$$

$$\sigma_H = \frac{\sigma_{H_{srb}} + \sigma_{H_{rum}}}{2}$$

Vrednost merne nesigurnosti za poslednji profil ($n = N_H$) se računa preko sledećeg obrazca:

$$u(d_n) = \frac{\sigma_H}{H} \cdot 100 \quad (11)$$

Za sve profile, izuzev poslednjeg $n < N_H$, usvojiće se da je merenje pod dominantnim uticajem statističke greške enkodera od $e_{enk} = 0,001$ m. Vrednost nesigurnosti se dobija na sledeći način:

$$u(d_n) = \frac{e_{enk}}{d_n} \cdot 100 \quad (12)$$

2.5.3 Statistička merna nesigurnost srednje profilske brzine pripadajućeg proticajnog preseka.

Statistička merna nesigurnost u određivanju srednje profilske brzine $V_{m,n}$ pripadajućeg proticajnog preseka $A_{m,n}$, sadrži pet komponenata i računa se prema sledećem obrazcu:

$$u(V_{m,n}) = \sqrt{\frac{u_V(V_{m,n})^2 + u_H(V_{m,n})^2 + u_\alpha(V_{m,n})^2}{1 + \frac{1}{N_V}(u_{EM}(V_{m,n})^2) + \frac{1}{N_V N_H}(u_{pulz}(V_{m,n})^2)}(1 + \bar{p})} \quad (13)$$

Merna nesigurnost usled upotrebe konačnog broja tačaka u vertikali - $u_V(V_{m,n})$. Tokom određivanja konačne vrednosti protoka, raspored protokometrijske komponente brzine između tačaka u kojima su izvršena merenja se dobijaju bilinearnom interpolacijom. Na ovaj način uvodi se merna nesigurnost u određenu srednju profilsku brzinu pripadajuće površine koja se može definisati pomoću sledećeg obrazca (Sauer & Meyer, 1992):

$$u_V(V_{m,n}) = \frac{u_{EM}(V_{m,n})\sqrt{1 + (N_H - 1)\bar{p}}}{\sqrt{N_H}} \quad (14)$$

Gde je \bar{p} prosečni korelacioni koeficijent za proticajni presek. U literaturi (Sauer & Meyer, 1992) se predlaže vrednost $\bar{p} = 0,04$. Međutim, za strujno polje ispred agregata brane Đerdap 2, može se pretpostaviti 2,5 puta veća vrednost korelacionog koeficijenta, prvenstveno zbog činjenice da je sam raspored brzina pod uticajem nizvodne rešetke, bočnih razdeonih zidova kao i specifičnog kosog dostrujavanja $\bar{p} = 0.1$. Treba napomenuti da se negde ova vrednost izdvaja kao zaseban član u proračunu kombinovane merne nesigurnosti (Herschky, 2002).

Za slučaj kontinualnog profilisanja polja brzina, bez zastajkivanja rama, usled relativno velike brzine rama kao i upotrebe filtera sa bazom od 30 s, potrebno je dodatno uvećati vrednost korelacionog koeficijenta na $\bar{p} = 1.0$.

Merna nesigurnost usled upotrebe konačnog broja tačaka u horizontali. Slično kao i za konačan broj tačaka u vertikali, može se definisati i komponenta merne nesigurnosti koja potiče od upotrebe konačnog broja tačaka u horizontali. Za prirodne rečne tokove, u literaturi se (ISO 748, Sauer & Meyer, 1992) preporučuje upotreba empirijskog obrazca. Međutim kako je ovde odnos širine toke w i dubine d veći od 10, a neretko i od 50, dok je ovde taj odnos približan 0,55. Imajući navedeno u vidu, ovde se usvaja obrazac sličan kao u prethodnom poglavlju:

$$u_H(V_{m,n}) = \frac{u_{EM}(V_{m,n})\sqrt{1 + (N_V - 1)\bar{p}}}{\sqrt{N_V}} \quad (15)$$

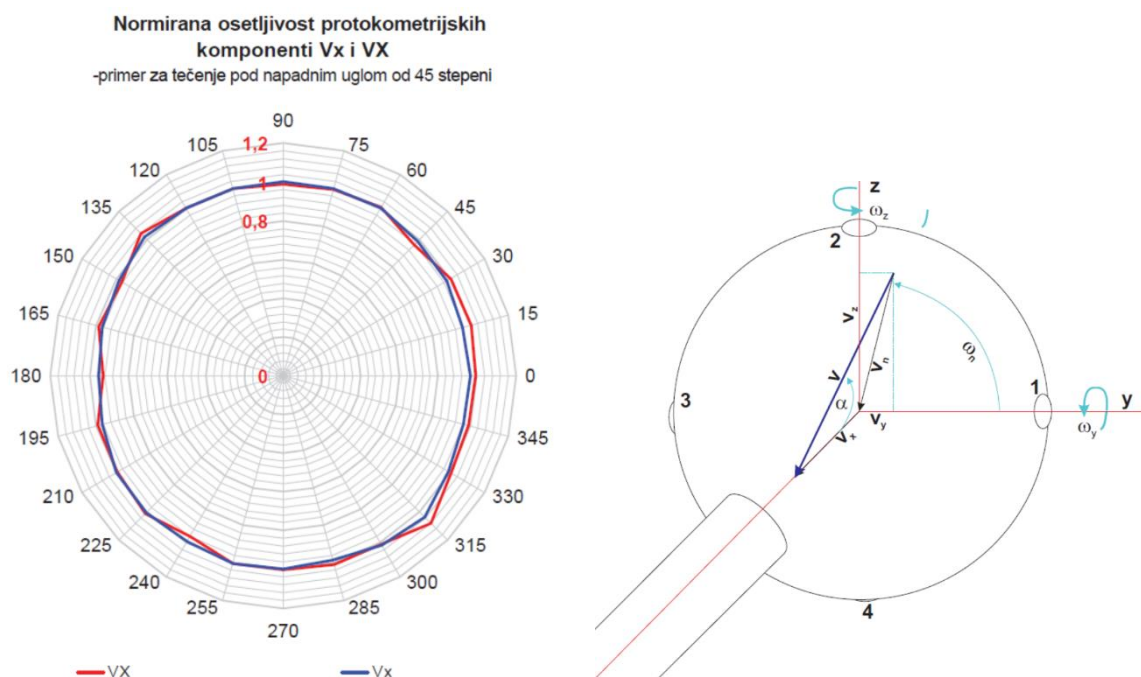
gde \bar{p} ima istu vrednost kao ranije, budući da se stepen korelacije po horizontalnoj osi proticajnog preseka približno isti kao i po vertikalnoj osi, usled uporedivih dimenzija širine i dubine preseka $\bar{p} = 0.1$, odnosno za slučaj kontinualnog profilisanja polja brzina, $\bar{p} = 1.0$.

Merna nesigurnost usled uticaja napadnog ugla vektora brzine. U svakoj mernoj tački, odnosno za svaku pripadajuću površinu, izmerene su sve tri komponente vektora brzine. Pomoću izmerenih vrednosti komponenata brzina, moguće je definisati napadni ugao vektora brzine $\alpha_{m,n}$. Imajući u vidu da je fabrička tačnost EM sonde, odnosno merna nesigurnost, deklarirana za napadne uglove između -15° i 15° , u slučaju da se jave napadni uglovi van ovog opsega, potrebno je uračunati odgovarajuću mernu nesigurnost.

Merna nesigurnost se može dobiti iz rezultata kalibracionih testiranja i tehničke dokumentacije, tokom kojih je ispitana uglovna osetljivost za širi opseg uglova (Slika 3). Aproksimacijom izmerenih odstupanja, kvadratnom funkcijom, vrednost merne nesigurnosti se određuje:

$$u_\alpha(V_{m,n,mer}) = 6 \cdot 10^{-5} \alpha_{m,n}^2 + 0.0133 \cdot \alpha_{m,n} - 0.2121 \quad (15)$$

gde je $V_{m,n,mer}$ izmerena vrednost brzine (ne osrednjena po pripadajućoj površini), a $\alpha_{m,n}$ ugao u stepenima.



Slika 3. Levo) Primer rezultata kalibracionog ispitivanja uglovne osetljivosti VX komponente brzine izmerene pomoću EM sonde, Desno) Shematski prikaz „glave“ EM sonde

Figure 3. Left) An example of angular sensitivity calibration testing results for the VX velocity component measured with EM probe, Right) Scheme of the „head“ of the EM probe

Fabrička merna nesigurnost. Deklarisana tačnost EM sonde se može predstaviti kao fabrička merna nesigurnost uređaja, za potrebe proračuna kombinovane merne nesigurnosti ukupnog protoka. Deklarisana tačnost uređaja je definisana u tehničkoj dokumentaciji i iznosi 1%, odnosno odgovarajuća fabrička merna nesigurnost se definiše na isti način i konstantna je za sve uređaje $u_{EM}(V_{m,n}) = 1\%$.

Imajući u vidu da je pretpostavljen stohastičan karakter ove komponente merne nesigurnosti, svaki uređaj greši „na svoju stranu“, što znači da upotrebom više različitih uređaja sam uticaj greške se smanjuje. Zbog toga se ova komponenta merne nesigurnosti deli sa kvadratnim korenom od ukupnog broja sonde na ramu N_V (13).

Merna nesigurnost usled pulzacija toka. Poseban doprinos mernoj nesigurnosti izmerene srednje profilne brzine za pripadajuću površinu, potiče od turbulentnih pulzacija u toku. Naime tokom merenja u svakom profilu, za svaki uređaj, pod uticajem jednog ili više turbulentnih vrtloga različitih veličina i perioda, dolazi do oscilacija izmerene protokometrijske komponente brzine. Da bi se procenila vrednost merne nesigurnosti, potrebno je kvantifikovati rasipanja merenja tokom perioda profilisanja (od minimum 10 minuta) za svaku od m EM sonde u svakom od n profila. Rasipanja se kvantifikuju preko standardne devijacije:

$$\sigma_{V_{m,n}} = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^{N_{mer,n}} (V_{m,n}^k - V_{m,n})^2}{N_{mer,n} - 1}} \quad (16)$$

gde je $N_{mer,n}$ broj zabeleženih merenja brzina u n -tom profilu, dok je $V_{m,n}^k$ brzina izmerena u k -tom trenutku. Merna nesigurnost usled pulzacija toka se usvaja da je jednaka standardnoj devijaciji:

$$u_{pulz}(V_{m,n}) = \frac{\sigma_{V_{m,n}}}{V} \cdot 100 \quad (17)$$

gde je V ukupna srednja brzina kroz proticajni presek. Budući da su pulzacije većim delom stohastičnog karaktera po prostoru, ukupan doprinos ove komponente merne nesigurnosti se deli sa kvadratnim korenom ukupnog broja mernih tačaka $N_V N_H$ (13). Za potrebe proračuna odgovarajuće merne nesigurnosti, pretpostaviće se da se međusobna korelacija pulzacija opisuje prosečni korelacionom koeficijentom od $\bar{\rho} = 0.1$. Praktično na ovaj način, procenjuje se da je korelisanost po prostoru turbulentnih vrtloga koje izazivaju pulzacije jednaka 10%.

Za slučaj kontinualnog profilisanja polja brzina, bez zastajkivanja rama, usled relativno velike brzine rama kao i upotrebe filtera sa bazom od 30 s, potrebno je dodatno uvećati vrednost korelacionog koeficijenta na $\bar{\rho} = 1.0$.

2.6 Primer određivanja ukupne merne nesigurnosti protoka

Inovativni sistem za merenje protoka na cevima turbinama HE Đerdap 2 je korišćen u okviru dve merne kampanje, koje su realizovane tokom 2020. godine. U okviru prve merne kampanje, merenja su obavljena na agregatu A7 koji je blizu rumunskog dela hidroelektrane, odnosno gde su vrednosti napadnog ugla α relativno male. Druga merna kampanja je sprovedena na agregatu A1, koji je prvi agregat (na glavnoj zgradi HE) sa Srpske strane, gde je izraženo tzv. „koso dostrujavanje“ odnosno vrednosti napadnog ugla α su relativno velike.

Ukupno je sprovedeno 13 merenja protoka, od toga su 6 obavljena na agregatu A7, a 7 na agregatu A1. Takođe, od svih sprovedenih merenja, 7 merenja je obavljeno u inkrementalnom režimu (3 na A7 i 4 na A1) a 6 merenja u kontinualnom režimu rada (po 3 na oba agregata). Na slici 4, dat je vizuelni prikaz obrađenih rezultata merenja u okviru četiri merne sesije sprovedene na agregatu A1. Na slikama 4.1, 4.2 i 4.3 prikazani su rezultati dobijeni u inkrementalnom režimu rada za Q_{max} (Qmax_ink), Q_{sr} (Qsr_ink) i Q_{min} (Qmin_ink) respektivno. Na slici 4.4. dat je prikaz rezultata dobijenih u kontinualnom režimu rada za Q_{min} (Qmin_kont). Slike su eksportovane iz namenski razvijenog softvera za obradu izmerenih podataka, preko novorazvijenog mernog sistema, za HE Đerdap 2. Boje ukazuju na magnitudu protokometrijske komponente vektora brzine (V_x) dok strelice pokazuju pravac i magnitudu preostale dve komponente vektora brzine V_y i V_z . Na prve tri slike, strelice su postavljene na položajima gde su EM sonde merile brzine tokom profilisanja. Na poslednjoj, četvrtoj slici, strelice su postavljane na mestima gde je korisnik izabrao, budući da se tokom merne sesije, ceo ram kontinualno pomerao.

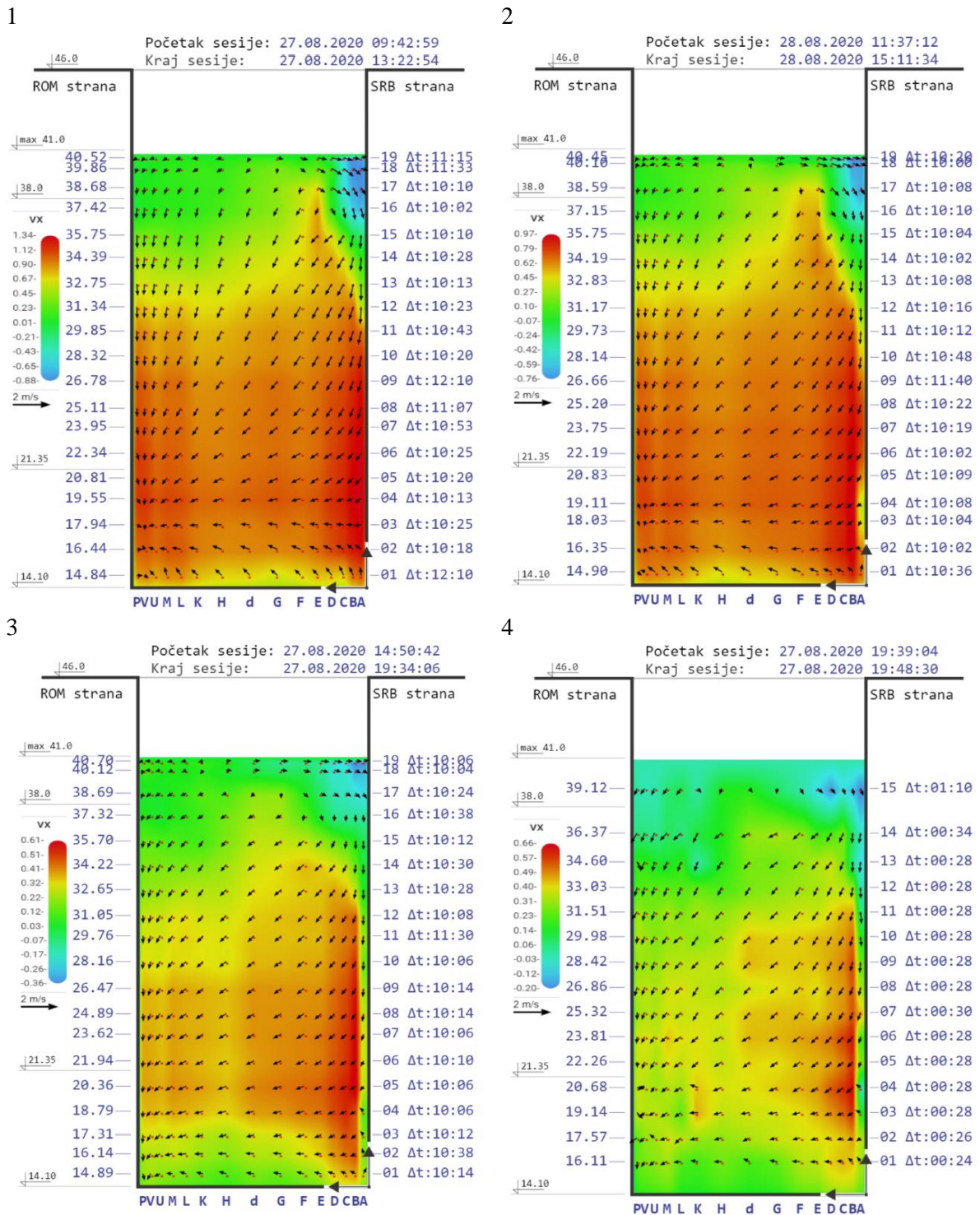
Za izabrane merne sesije, u rezultatima su prikazane vrednosti svih komponenata merne nesigurnosti, uz konačnu ukupnu kombinovanu mernu nesigurnost. Dobijeni rezultati su upotpunjeni diskusijom kojom je dat jedan vid tumačenja na složen postupak merenja protoka i određivanje ukupne merne nesigurnosti.

3 Rezultati i diskusija

Nakon izvršenih merenja, bilo u inkrementalnom ili kontinualnom režimu, prikupljeni podaci su obrađeni u namenski razvijenom softveru. Softver za obradu učitava podatke i sa lokalnog SKADA sistema. Treba napomenuti da korisnik ima mogućnost da u softveru manipuliše prikupljenim podacima, tako da može da ukloni segmente prikupljenih serija za koje se sumnja da su opterećeni nekom greškom merenja (npr kada se zakači rečna trava za sondu), izabere različite modele ekstrapolacije ka površini vode (ili čvrstim konturama) ili na neki treći način. Praktično to implicira da i na sam rezultat merenja, izmereni protok kroz turbinu, korisnik može u određenoj meri da utiče. Slično, treba napomenuti da korisnik ima mogućnost manipulisanja i nad parametrima koji figurišu u proceni merne nesigurnosti (npr prosečni korelacioni koeficijent $\bar{\rho}$). U rezultatima prikazanim u ovom radu, nad izmerenim podacima nisu vršene posebne korekcije, a korišćene su vrednosti parametara za procenu merne nesigurnosti navedene u poglavlju 2.

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021.

Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.



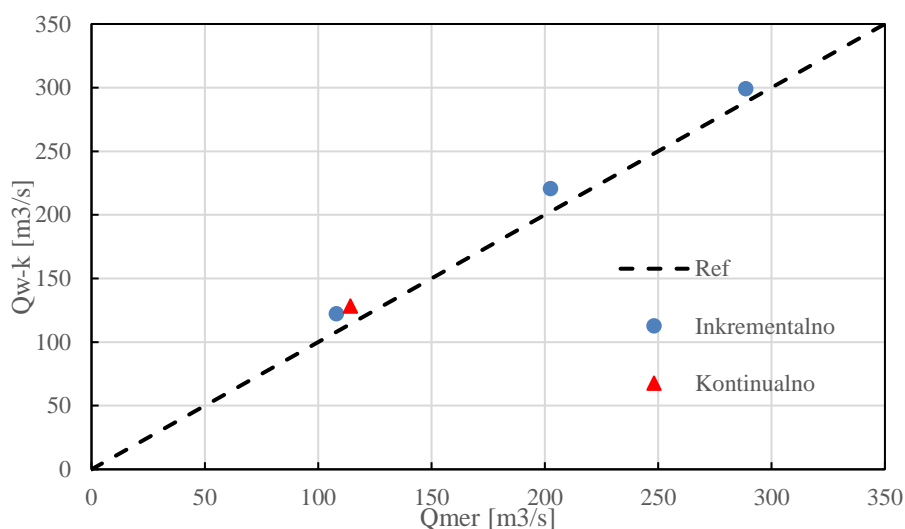
Slika 4. Prikaz konačnih rezultata merenja protoka na agregatu 1 HE Đerdap 2: 1) Q_{max_ink} , 2) Q_{sr_ink} , 3) Q_{min_ink} i 4) Q_{min_kont}

Figure 4. Final results of the flow measurements at turbine 1 of the HPP Đerdap 2: 1) Q_{max_ink} , 2) Q_{sr_ink} , 3) Q_{min_ink} i 4) Q_{min_kont}

Tabela 1. Osnovni podaci o četiri merne sesije na agregatu A7.

Table 1. Basic data regarding four measurement sessions on the turbine A7.

Oznaka	Režim rada	dt [min]	Q_{w-k} [m ³ /s]	Q_{mer} [m ³ /s]	$u(Q)$ [%]
Qmax_ink	Inkrementalni	220	299.3	288.6	1.16
Qmin_ink	Inkrementalni	284	122.4	108.1	1.53
Qsr_ink	Inkrementalni	214	220.8	202.5	1.02
Qmin_kont	Kontinualno	9	128.3	114.3	2.79



Slika 5. Poređenje rezultata merenja protoka na agregatu 1 HE Đerdap 2 između novog sistema i Winter-Kennedy metode: 1) Qmax_ink, 2) Qsr_ink, 3) Qmin_ink i 4) Qmin_kont

Figure 5. Comparison between the novel system and Winter-Kennedy method results of the flow measurements at turbine 1 of the HPP Đerdap 2: 1) Qmax_ink, 2) Qsr_ink, 3) Qmin_ink i 4) Qmin_kont

Za četiri navedene merne sesije, Qmax_ink, Qsr_ink, Qmin_ink i Qmin_kont, osnovni podaci o mernim sesijama, kao i ukupna kombinovana merna nesigurnost su prikazani u okviru Tabele 1. Može se uočiti da se vreme trajanja inkrementalnih mernih sesija kretalo između 214 i 284 minuta, dok je kontinualna merna sesija trajala svega 9 minuta (u proseku oko 26 puta kraće!). Takođe, u sva četiri slučaja, protok izmeren pomoću novog mernog sistema je bio manji nego protok koji je izmeren preko postojećih Winter-Kennedy uređaja. Ukoliko se pogleda Slika 5, gde isprekidana dijagonala predstavlja referentnu liniju savršenog slaganja između Winter-Kennedy uređaja i novog mernog sistema, može se uočiti da su sve izmerene vrednosti sa gornje strane dijagonale na ujednačenom odstojanju. Prikazani podaci ukazuju, da Winter-Kennedy na agregatu A7 precenjuje protok za nekih 14 m³/s u proseku, kao i da se kontinualna merenja dobro poklapaju sa inkrementalnim. Sa stanovišta ukupne merne nesigurnosti, interesantno je uočiti da je opseg mernih nesigurnosti za inkrementalni režim 1,02 do 1,53 %, dok je za kontinualnu sesiju merna nesigurnost bila oko 2 puta veća.

Podaci o vrednostima komponenta merne nesigurnosti su prikazani u okviru Tabela 2 i 3. Tabela 2. prikazuje podatke o sistematskim mernim nesigurnostima kao i o mernoj nesigurnosti usled varijabilnosti protoka tokom trajanja jedne merne sesije. Sistematske merne nesigurnosti su definisane praktično uslovima na mernom mestu, i one su „konstante“ za sve merne sesije, uzimajući vrednosti navedene u poglavlju 2.3. Sa druge strane vrednosti merne nesigurnosti usled varijabilnosti protoka su u proseku tri puta manje za inkrementalna merenja u odnosu na kontinualna. Razlog leži u činjenici da je niz izmerenih podataka kraći u slučaju kontinualnih merenja pa samim tim i standardna devijacija (7)

koja definiše vrednost merne nesigurnosti (8), mora biti veća. Tokom samih merenja, varijabilnost protoka je zapravo bila sličnog inteziteta.

Tabela 2. Sistematska merna nesigurnost protoka, širine, dubine i brzine vode kao i merna nesigurnost usled varijabilnosti protoka.

Table 2. Flow, width, depth and velocity measurement uncertainty along with the measurement uncertainty due to the flow variability.

Oznaka	$u_s(Q)$ [%]	$u_s(w)$ [%]	$u_s(d)$ [%]	$u_s(V)$ [%]	$u_{var}(Q)$ [%]
Qmax_ink					0.71
Qmin_ink					0.42
Qsr_ink	0.13	0.07	0.05	0.10	0.35
Qmin_kont					1.55

U Tabeli 3. su prikazane vrednosti statističkih mernih nesigurnosti protoka i odgovarajućih komponentata. Može se uočiti da su najveće vrednosti statističke merne nesigurnosti protoka zapravo za najmanje izmerene protoke Qmin_ink i Qmin_kont. Ukoliko se detaljnije pogledaju podaci, uočava se da se po komponentama vrednosti nesigurnosti malo razlikuju u većini slučajeva izuzev kod merne nesigurnosti usled pulzacija u toku. Razlog za porast nesigurnosti se može tražiti u hidrauličkim uslovima tečenja kroz merni profil. Može se pretpostaviti da se pri manjim protocima javljaju veće oscilacije u toku, kao posledice nemogućnosti da se tok u potpunosti prilagodi otvorima rešetki i ulazu u agregat. Sa povećanjem protoka, strujnice su stabilnije i tok se lakše prilagođava geometrijskim uslovima.

Tabela 3. Statistička merna nesigurnost protoka i odgovarajućih komponentata.

Table 3. Total flow and corresponding component statistical measurement uncertainty.

Oznaka	$u_{stat}(Q)$ [%]	$u_{stat}(H)$ [%]	$u_{EM}(V)$ [%]	$u_V(V)$ [%]	$u_H(V)$ [%]	$u_\alpha(V)$ [%]	$u_{pulz}(V)$ [%]
Qmax_ink	0.91	0.07		0.38	0.40	0.30	0.59
Qmin_ink	1.47	0.07		0.38	0.40	0.49	1.24
Qsr_ink	0.95	0.07	1.00	0.38	0.40	0.36	0.63
Qmin_kont	1.58	0.06		0.40	0.40	0.50	1.36

Konačno, posmatrajući integralno analizirana merenja, rezultati ukazuju da na mernu nesigurnost izmerenog protoka, pored režima rada uticaj ima i vrednost samog protoka koji se meri. Takođe, jasno je da na postojećem Winter-Kennedy merilu postoji određena sistematska nesigurnost usled koje ova metoda daje veće vrednosti protoka. Konačno, imajući u vidu da se merenje kontinualnim režimom dobro uklapa u trend odstupanja od podataka dobijenih Winter-Kennedy metodom, postavlja se pitanje da li je metodologija previše restriktivna, prvenstveno prema ovom bržem režimu rada.

4 Zaključak

U sklopu plana revitalizacije cevnih agregata na HE Đerdap 2, sa osnovnim ciljem pouzdane procene hidrauličke efikasnosti cevnih agregata, projektovan je i primenjen inovativni sistem za posredno merenje protoka. Iako su cevne turbine decenijama u upotrebi, postojeći referentni standardi za merenje protoka, i odgovarajuću procenu merne nesigurnosti, na hidroelektranama ne obrađuju posebno ovaj tip agregata. Takođe, specifičnost merenja protoka na HE Đerdap 2 se ogleda u pojavi fenomena kosog dostrujavanja vode na ulaze u agregate. Kako bi se ispunili opštim standardima

zahtevani uslovi, ali i omogućilo pouzdano merenje u specifičnim hidrauličkim uslovima na ulazima u turbine HE Đerdap 2, razvijen je inovativni sistem za merenje protoka koji se zasniva na primeni metode Brzina-Proticajni presek. Za potrebe ovog sistema, projektovane su nove 3D EM sonde, praktično EM (hidrometrijska) krila, koja su zajedno sa merilima položaja, nivoa i redundantnim senzorima brzine, korišćena za određivanje protoka u okviru jedne merne sesije.

Kako je sistem inovativnog karaktera, sa novorazvijenim EM sondama i specifičnim režimima rada, razvijena je posebna procedura za određivanje merne nesigurnosti. Navedena procedura je osnovana na standardima koji su u upotrebi za određivanje protoka u rekama hidrometrijskim krilima, kao i za određivanje protoka na ostalim tipovima turbina, takođe upotrebom hidrometrijskih krila. Međutim, budući da EM sonde, imaju značajno veću frekvenciju uzorkovanja, mogućnost merenja tri komponente vektora brzine kao i činjenicu da se hidraulički uslovi tokom merenja mogu menjati, integrisani su dodatni elementi u proceni merne nesigurnosti. U osnovi ukupnu mernu nesigurnost izmerenog protoka čine tri komponente: sistematska nesigurnost, statistička nesigurnost i novo dodata nesigurnost izmerenog protoka usled varijabilnosti uslova na agregatu tokom merenja. Sistematsku nesigurnost definišu odstupanja determinističkog karaktera koja se mogu javiti u proceni protoka kao i osnovnih veličina preko koje se određuje protok, dubina, širina proticajnog preseka i brzina. Statističku nesigurnost definišu uticaji na merni rezultat koji su stohastičkog karaktera, koji se javljaju kao posledice promene mernih uslova kao i nesavršenosti merne opreme. Ovde su se našle nesigurnosti usled konačnog broja mernih tačaka po vertikali i horizontali, nesigurnosti samih merila, nesigurnosti usled veličine napadnog ugla kao i usled turbulენტnih pulzacija u toku. Konačno, budući da merenja, tokom jedne merne sesije, mogu trajati i po nekoliko sati, tokom kojih je teško održati protok konstantnim, uvedena je nesigurnost usled varijabilnosti uslova tokom trajanja merne sesije.

U radu su prikazani i rezultati primene procedure za procenu merne nesigurnosti na četiri merne sesije sprovedene na agregatu A7 HE Đerdap 2. Analizirane su tri merne sesije u inkrementalnom režimu rada (prosečnog trajanja preko 3 sata), i jedne kontinualne merne sesije (trajanja 9 minuta). Uočeno je da su merne nesigurnosti u proseku dvostruko niže u inkrementalnom režimu u odnosu na kontinualni režim. Međutim, svi rezultati pokazuju skoro pa uniformno odstupanje od podatka dobijenih Winter-Kennedy metodom, zbog čega je dovedeno u pitanje da li je predložena metoda previše restriktivna prema kontinualnom režimu rada. Svakako, pokazano je da se inovativni merni sistem može koristiti za kontrolu merenja dobijenih Winter-Kennedy metodom. Dalje analize na preostalim izvršenim merenjima, kao i na budućim merenjima na HE Đerdap 2 bi trebalo da pruže bolji uvid kako u rad novorazvijenog mernog sistema, tako i u pouzdanost postojećih Winter-Kennedy merila. Takođe, uz dodatne podatke omogućiće se i analiza mogućnosti za unapređenje predložene metodologije za procenu merne nesigurnosti.

Literatura

1. Adamkowski, A., Janicki, W., Krzemianowski, Z., & Lewandowski, M. (2019). Flow rate measurements in hydropower plants using the pressure-time method—Experiences and improvements. *Flow Measurement and Instrumentation*, 68, 101584..
2. Almquist, C.W., Taylor, J.W. and Walsh, J.T., (2011). Kootenay Canal Flow Rate Measurement Comparison Test Using Intake Methods. *HydroVision*, Sacramento, CA, July, pp.19-22.
3. Herschy, R. W. (2002). The uncertainty in a current meter measurement. *Flow measurement and instrumentation*, 13(5-6), 281-284.
4. IEC 60041, (1999). *International standard: field acceptance tests to determine the hydraulic performance of hydraulic turbines, storage pumps and pump-turbines*. European Equivalent: EN 60041
5. ISO 1088, (2007) Collection of data for determination of errors in measurement by velocity area methods, *International Standards Organization*, Geneva.
6. ISO 748, (2007) Velocity area methods, *International Standards Organization*, Geneva.
7. Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, Građevinski fakultet – Univerziteta u Beogradu, Svet Instrumenata, (2020) Izveštaj o sistemu za merenje protoka na prilazima HE Đerdap 2. Beograd.

8. Ivetić D., Prodanović D., Vojt., P (2021) Novel discharge measurement system at the turbine intakes of Iron Gate 2 hydropower plant: a system description, *8th International Conference Contemporary Achievements in Civil Engineering*, Subotica, Srbija, April.
9. Lohrmann, A., Cabrera, R., & Kraus, N. C. (1994, August). Acoustic-Doppler velocimeter (ADV) for laboratory use. In *Fundamentals and advancements in hydraulic measurements and experimentation* (pp. 351-365). ASCE.
10. PTC. (2002). Performance Test Code 18: Hydraulic Turbines and Pump-Turbines. *ASME: New York, NY, USA*.
11. Prodanović, D., Pavlović, D., & Branisavljević, N. (2011). Flow measurement at the short structures in hydraulic complex conditions: HE Djerdap 2 case study. *Vodoprivreda*, 43(4-6), 103-115.
12. R.W. Herschy, *Streamflow Measurement*, second ed., Spon,UK, 1995.
13. Sauer, V. B., & Meyer, R. W. (1992). Determination of error in individual discharge measurements (No. 92-144). US Geological Survey; Books and Open-File Reports Section [distributor],.

Rekonstrukcija hidrograma na vodomernim stanicama primenom rezultata asimilacije podataka – preliminarni rezultati

Miloš Milašinović¹
Dušan Prodanović²
Budo Zindović³

APSTRAKT: Održivo upravljanje vodnim resursima zahteva prognoze dostupne količine vode kao pomoć u donošenju upravljačkih odluka. Međutim, te prognoze su često nepouzdana zbog prisustva različitih tipova neodređenosti. Kod primene linijskih (1D) modela tečenja u otvorenim tokovima neki od dominantnijih izvora neodređenosti su nedovoljno dobro poznavanje graničnih uslova (hidrogrami dotoka, krive protoka) i nepouzdana početni uslovi koji su osnova od koje se započinje prognoza. Kontinualna merenja na sistemu (npr. merenja nivoa na reci) predstavljaju relativno pouzdan reprezent njegovog stanja ali pokrivaju samo jedan mali deo domena koji se razmatra. Zbog toga se pribegava postupku asimilacije podataka kojom se usaglašavaju rezultati 1D modela tečenja u reci i merenja nivoa. Ova usaglašavanja se sprovode za već prikupljene podatke, u vremenskom periodu neposredno pre trenutka od koga se želi izvršiti prognoza. Na kraju asimilacionog perioda model bolje oslikava trenutno stanje na celom domenu i može se iskoristiti za prognozu. Međutim, ako se radi kontinualna asimilacija modela, promene u stanju tokom asimilacije ukazuju na stepen greške u ulaznim hidrogramima. Ovo istraživanje prikazuje potencijal nove metode za asimilaciju podataka za rekonstrukciju stvarnih hidrograma na vodomernim stanicama na osnovu zabeleženih nivoa. Ovaj postupak se može koristiti kao alat za rekonstrukciju poplavnih talasa i za procenu krivih protoka na pojedinim lokacijama.

Ključne reči: Rekonstrukcija hidrograma, rekonstrukcija poplavnih talasa, procena krivih protoka, asimilacija podataka

Flow hydrograph reconstruction using data assimilation – preliminary results

ABSTRACT: Sustainable water resources management requires forecasting as a decision support tool. Those forecasts are based on usage of physically based models, which can produce unsatisfactory results due to numerous uncertainties. When 1D open channel flow models are used, unreliable boundary (inflow hydrographs, rating curves) and initial conditions are dominant source of uncertainty. Continuous system monitoring (e.g. water level monitoring) enables good system state representation on narrowed domain. Hence, data assimilation methods are widely used for better estimation of system's state on the whole domain. This process is conducted for historical data (period before the forecasting point) for a period called assimilation window. At the end of assimilation window, initial conditions are better estimated and can be used for more reliable forecasting. However, during continual assimilation, the changes in model's state could be attributed to input hydrographs. This research presents the potential of the novel data assimilation method for flow hydrograph reconstruction using observed stage hydrographs. This tool can be useful for inverse flow routing and for rating curve estimation.

Keywords: flow hydrograph reconstruction, inverse flow routing, rating curve estimation, data assimilation

¹Miloš Milašinović, Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, docent, mmilasnovic@grf.bg.ac.rs

²Dušan Prodanović, Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, profesor, dprodanovic@grf.bg.ac.rs

³Budo Zindović, Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, profesor, bzindovic@grf.bg.ac.rs

1 Uvod

Upravljanje vodoprivrednim sistemima sa različitih aspekata (odbrana od poplava, hidroenergetika, plovidba) zahteva pouzdane prognoze hidroloških veličina u vidu nivoa vode i protoka. Najčešće primenjivani postupci za prognozu ovih veličina zasnivaju se na upotrebi različitih hidrološko-hidrauličkih modela (prognoze vođene modelima).

Rezultati dobijeni primenom modela zavise pre svega od graničnih i početnih uslova koji se koriste. Pošto su oni često nepouzdan dolazi i do nepouzdanosti rezultata koji se dobijaju modelom. Kako bi se poboljšao kvalitet prognoza vođenih modelima koriste se metode asimilacije podataka kojima se pre svega poboljšava procena početnih uslova na čitavom domenu (npr. deonica reke) koji se razmatra. Primena metoda asimilacije podataka podrazumeva da na razmatranom domenu postoji sistem za monitoring, nakon čega se rezultati dobijeni modelima i podaci sa mernih stanica usaglašavaju. Time se dobija bolja procena početnih uslova. Asimilacija podataka se pokreće za neki period unazad od trenutka u kome se želi izvršiti prognoza. Na taj način, daje se određeni period algoritmu da uskladi podatke dobijene iz dva izvora (model i merenja). Taj period u kome se podaci usaglašavaju naziva se asimilacioni period ili prozor (eng. *assimilation window*). Na kraju asimilacionog perioda kao rezultat se dobija bolja procena početnih uslova na čitavom domenu.

U oblasti hidrološko-hidrauličkog modeliranja značajan je broj istraživanja u kojima se koriste metode asimilacije podataka za bolje prognoze dostupnih količina vode. Iako postoje različite metode za asimilaciju podataka, u značajnom broju istraživanja različiti hidrološko-hidraulički modeli kombinovani (upareni) su sa metodom Ensemble Kalman Filter – EnKF (Miller i ostali 1994; Geir Evensen 1994; 2003) čime se ta metoda može smatrati standardom. U istraživanju Madsen i ostali (2003) asimilaciona metoda EnKF je uparena sa hidrauličkim modelom MIKE 11 za prognozu nivoa vode u regionu Piemont u severozapadnom delu Italije, pri čemu je pokazano osetno poboljšanje u prognozi poplava. Istraživanje Romanowicz-a i ostalih (2006) pokazalo je da uparivanje kvazi-distribuiranog hidrološkog modela sa EnKF metodom za prognozu promene nivoa vode na reci Severn u Ujedinjenom Kraljevstvu takođe daje osetno poboljšanje. Slično tome, kombinacija SAC-SMA (SACramento Soil Moisture Accounting) konceptualnog hidrološkog modela i metode EnKF iskorišćena je za potrebe prognoze protoka na vodotocima i za uspostavljanje sistema za najavu poplava (Vrugt i ostali 2006; Weerts i El Serafy 2006; Clark i ostali 2008). J. C. Neal i ostali (2007) su predstavili istraživanje u kome je model zasnovan na Sen-Venanovim jednačima uparen sa EnKF asimilacionom metodom. Ovo istraživanje omogućilo je povećanje tačnosti u prognozi za 50-70%. Dalje, kombinacija HEC-RAS modela tečenja (Brunner, 2010) i EnKF metode, za potrebe procene protoka na neosmotrenom slivu prikazana je u istraživanju J. Neal i ostali (2009). Pored primene asimilacionih metoda za poboljšanje početnih uslova u prognozi poplava, ove metode se često koriste i za potrebe operativnog upravljanja rečnim sistemima. Tako, u slučajevima kada postoji velika nepoznanica u prognozi dotoka u neku sistem, asimilacione metode mogu pomoći korekciji ulaznih veličina (Ricci i ostali 2011; Gragne i ostali 2015), čime se smanjuje nepouzdanost graničnih uslova.

Sva prethodno pomenuta istraživanja u kojima se metode asimilacije podataka uparuju sa hidrološko-hidrauličkim modelima govore o potencijalu asimilacionih metoda da se poboljšaju početni uslovi na osnovu kojih se rade kratkoročne i/ili dugoročne prognoze. To daje na značaju asimilaciji podataka kao alatu za podršku u odlučivanju (za smanjenje rizika od poplava, upravljanje hidroenergetskim sistemima itd). Većina istraživanja bazirana je na primeni standardnih asimilacionih metoda (EnKF) koje su statistički zasnovane. Međutim, u različitim slučajevima primene standardnih metoda, u realnim problemima (stvarni sistemi), u kojima je potrebno simulacije ponavljati više puta za različite scenarije, ovakve metode pokazuju loše rezultate sa stanovišta utroška računarskog vremena. Pored toga, relativno složeni matematički aparat, dovodi do toga da se ovakve metode zaobilaze od strane inženjera u praksi. Zbog dinamičnosti sistema kojima se upravlja, često se postavlja zahtev da alati, kao što je asimilacija podataka, daju rezultate u realnom ili približno realnom vremenu na prosečnim računarskim sistemima (ne superračunarima). Ovo zahteva brze proračune, za šta standardne metode asimilacije podataka nisu upotrebljive ako postoji ograničenje po pitanju računarskih resursa.

Pošto postoji konstantna potreba za relativno brzim i jednostavnim alatima, problemi kod standardnih asimilacionih metoda su sve više pod lupom istraživača, koji teže da razviju pojednostavljene asimilacione metode, specijalizovane namene, ali rešavaju problem utroška vremena. Jedno od prvih istraživanja na ovu temu (Madsen i Skotner 2005) prikazuje vremenski efikasnu metodu za modele tečenja u rekama. U ovoj metodi koristi se generalni postupak koji se nalazi iza metode EnKF. Ušteda računarskog vremena omogućena je tako što se preskače postupak procene neodređenosti modela, koji u standardnim metodama odnosi najviše vremena. Ovde se usvaja unapred procenjena neodređenost modela i takva koristi za ceo proračun. Dobija se značajna ušteda u vremenu, ali glavna mana je u tome što je potrebna detaljna faza preprocesiranja kako bi se procenila neodređenost modela. Ovo istraživanje, koje pokazuje ubrzanje proračuna, i ostala istraživanja koja koriste standardne metode za asimilaciju podataka, koriste tzv. direktan pristup usaglašavanja rezultata modela i merenja. To znači da na svakom vremenskom koraku, sračunate vrednosti iz modela (npr. nivoi vode dobijeni Sen-Venanovim jednačinama) direktno se menjaju prema izmerenim vrednostima. To praktično znači da se vrednost te veličine dobijene modelom zameni nekom vrednošću koja odgovara izmerenom podatku. Ovakav direktan postupak često narušava zakon održanja mase u jednačinama modela tečenja i može da izazove „šokove“ u modelima koji često dovode do nestabilnosti proračuna.

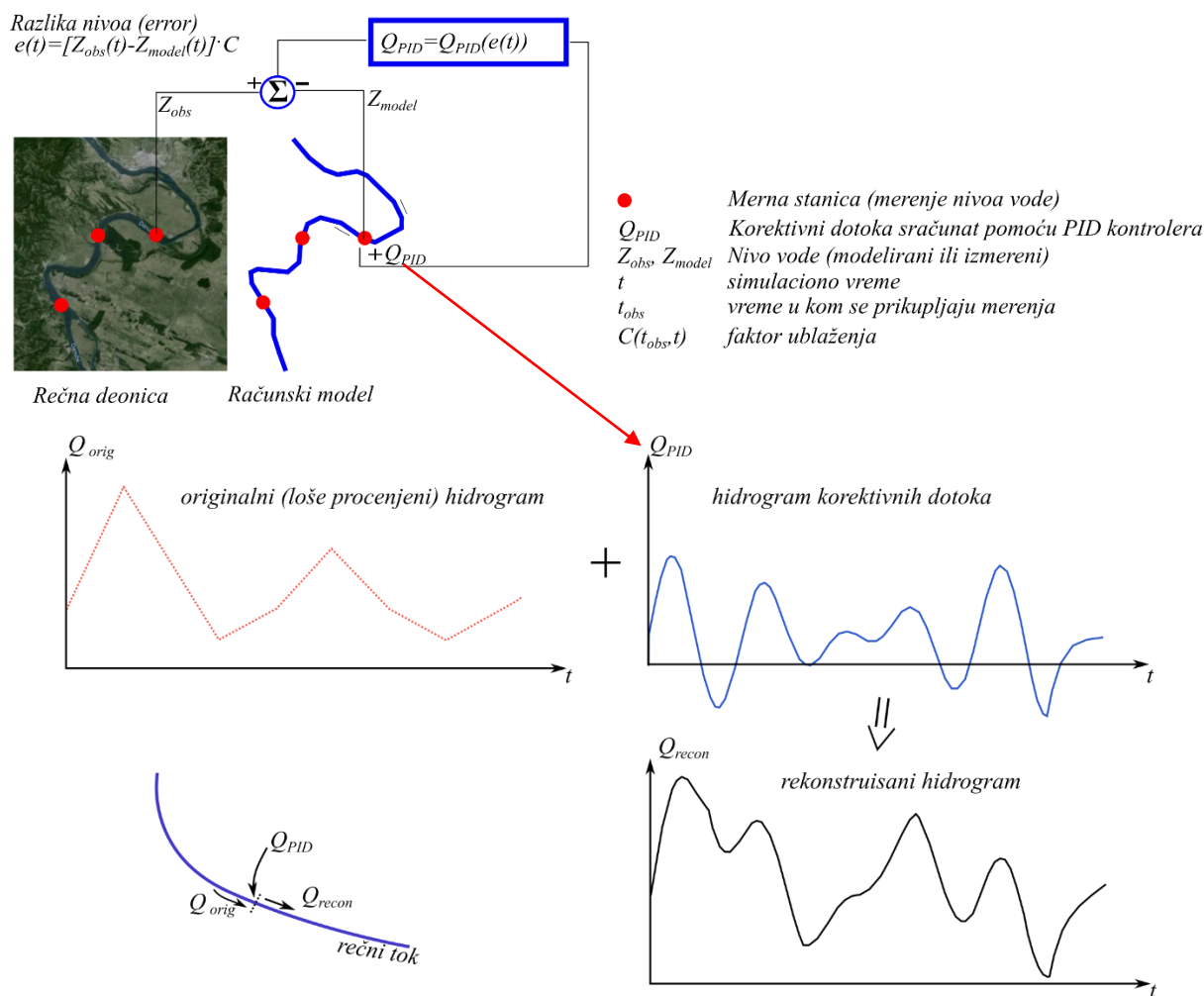
Kako bi se rešio ovaj problem, pojedini istraživači su primenili tzv. indirektni pristup usaglašavanja rezultata modela i merenja. To znači da se rezultati iz modela (nivo vode) koriguje prema merenim podacima menjajući neku drugu veličinu.

Kada su ulazni podaci, odnosno granični uslovi (hidrogrami, nivogrami, bočni dotoci) glavni izvor neodređenosti modela, moguće je koristiti/razviti brze asimilacione metode uz indirektni, fizički zasnovan pristup ažuriranju rezultata modela (Hansen i ostali 2014). U istraživanjima Rosić i ostali, (2017), Milasinović i ostali (2018), (2020) i (2021) prikazana je nova metoda za asimilaciju podataka u modelima otvorenih tokova. Princip rada ove asimilacione metode, gde se nivo vode u modelu usaglašava sa izmerenim nivoima dodavanjem/oduzimanjem korektivnih dotoka otvara mogućnost primene ove asimilacione metode za rekonstrukciju stvarnih hidrograma. Ovaj rad predstavlja preliminarne rezultate na ovu temu.

2 Materijali i metode

2.1 Generalni prikaz metodologije

Metodologija za asimilaciju podataka u modelima otvorenih tokova, zasnovana na primeni teorije upravljanja (Milašinović i ostali 2020, 2021), bazira se dodavanju korektivnih dotoka u model na lokacijama koje odgovaraju stvarnim mernim lokacijama. Na osnovu razlike između nivoa dobijenog modelom i izmerenog nivoa primenom Proporcionalno-Integrativno-Derivativnih (PID) kontrolera računa se protok koji se dodaje u model. Dodavanjem korektivnih dotoka direktno se menja protok (hidrogram) u modelu čime se indirektno menja i nivo, koji se dovodi do onog koje odgovara izmerenom. Na taj način, pored usklađivanja stanja modela (reprezentovanog nivoom vode) sa izmerenim, ova metoda za asimilaciju podataka može se dodatno iskoristiti za bolju procenu hidrograma, odnosno za rekonstrukciju hidrograma, za prethodno snimljene podatke (Slika 1).



Slika 1. Shematski prikaz primene asimilacije podataka za rekonstrukciju hidrograma na vodomernim stanicama

Figure 1. Schematic overview of the flow hydrograph reconstruction using data assimilation

2.2 Implementacija asimilacije podataka u hidrodinamički model

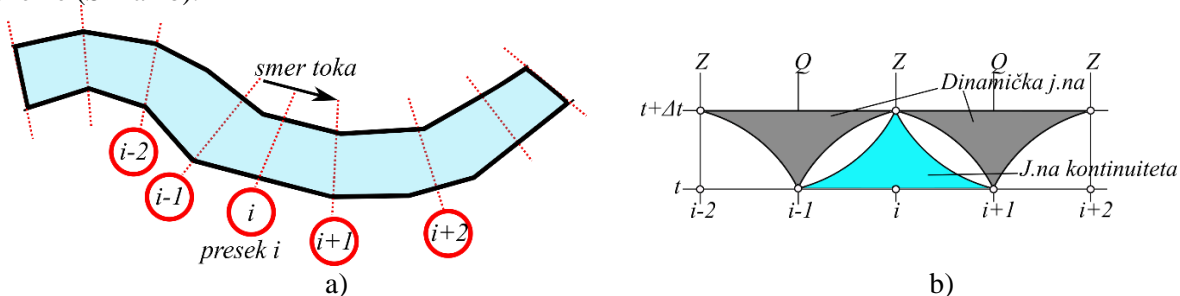
Za rešavanje linijskog tečenja u otvorenim tokovima koriste se Sen-Venanove jednačine, pri čemu je dinamička jednačina (2) delimično uprošćena korišćenjem modela difuzionog talasa (Petrović i ostali 1994):

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial Z}{\partial x} + gA \cdot n^2 \frac{Q|Q|}{A^2 \cdot R^{4/3}} = 0 \quad (2)$$

U jednačinama (1) i (2) x je prostorna koordinata, t vreme, A površina poprečnog preseka, Q protok, q bočni dotok, Z nivo slobodne površine vode (pijezometarska kota), g gravitaciono ubrzanje, R hidraulički radijus, n ekvivalentna Manningova hrapavost. Treba napomenuti da je u dinamičkoj jednačini izostavljen uticaj količine kretanja koja dolazi od bočnih dotoka. Uticaj bočnog dotoka (raspodeljeni bočni dotok q) može se videti samo u bilansnoj jednačini, tj. jednačini kontinuiteta (1). Takođe, uticaj pritoka na ušćima predstavljen je kroz jednačinu kontinuiteta.

Za diskretizaciju jednačina matematičkog modela difuzionog talasa i formiranje numeričkog modela koristi se podela domena na preseke (Slika 2a) uz korišćenje smaknute, eksplicitne numeričke sheme (Slika 2b).



Slika 2. (a) Diskretizacija računskog domena na preseke i (b) smaknuta numerička shema
Figure 2. (a) Domain discretization using cross-sections and (b) staggered numerical scheme

Primenom ove numeričke sheme dobijaju se diskretizovane jednačine numeričkog modela koje se koriste za simulaciju:

$$Z_i^{t+\Delta t} = Z_i^t - \frac{\Delta t}{B_i^t} \cdot \frac{Q_{i+1}^t - Q_{i-1}^t}{2\Delta x} \quad (3)$$

$$Q_{i+1}^{t+\Delta t} = \frac{\frac{Q_{i+1}^t}{g \left(\frac{A_{i+2}^{t+\Delta t} + A_i^{t+\Delta t}}{2} \right) \Delta t} - \frac{Z_{i+2}^{t+\Delta t} - Z_i^{t+\Delta t}}{2\Delta x}}{\frac{1}{g \left(\frac{A_{i+2}^{t+\Delta t} + A_i^{t+\Delta t}}{2} \right) \Delta t} + \frac{n^2}{\left(\frac{A_{i+2}^{t+\Delta t} + A_i^{t+\Delta t}}{2} \right)^2 \left(\frac{R_{i+2}^{t+\Delta t} + R_i^{t+\Delta t}}{2} \right)^{4/3}}}} \cdot |Q_{i+1}^t| \quad (4)$$

gde indeks i predstavlja prostornu lokaciju (i -ti presek), B predstavlja širinu vodenog ogledala u poprečnom preseku, t u eksponentu predstavlja trenutno vreme, Δt vremenski korak (vremenska rezolucija numeričkog modela), pri čemu $t+\Delta t$ predstavlja naredni trenutak, a Δx je prostorni korak (prostorna rezolucija). Primena smaknute numeričke sheme znači da se veličine koje je potrebno sračunati (nivoi Z i protoci Q) računaju u naizmeničnim presecima (na preskoku). Primenom ovog numeričkog modela cilj je da se sračunaju nivoi u svim presecima u kojima su oni definisani i protoci u odgovarajućim presecima u svakom narednom trenutku. Dobijeni rezultati (nivoi) biće usaglašeni sa merenim podacima u skladu sa metodom za asimilaciju podataka koja se koristi.

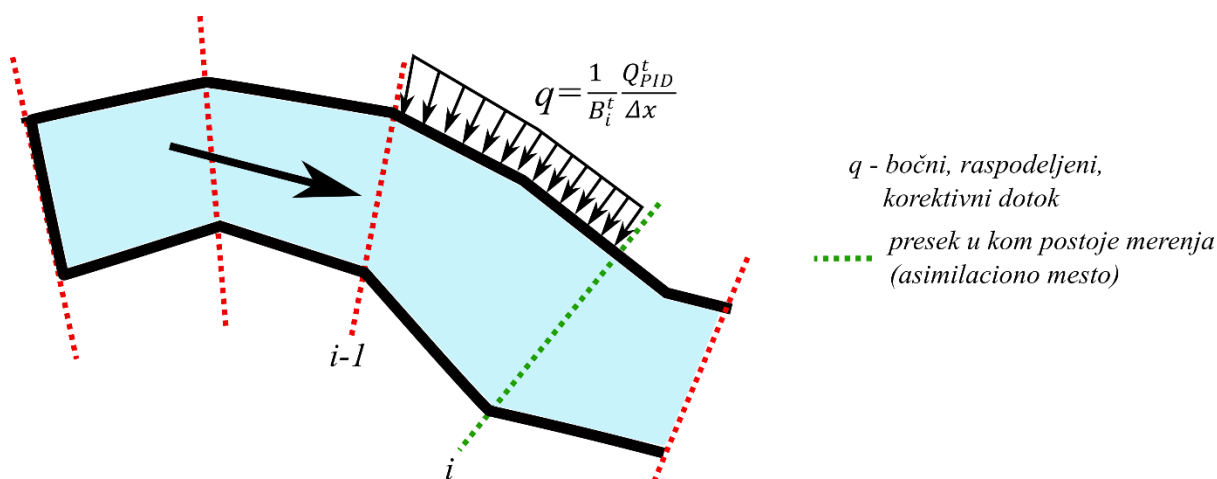
Korektivni dotok Q_{PID} , nakon što je sračunat, u model se uvodi kroz jednačinu kontinuiteta (1) u vidu fiktivnog bočnog dotoka raspodeljenog na deonicu između dva susedna preseka (Slika 3). Zbog toga, jednačina kontinuiteta se modifikuje i dobija sledeći oblik:

$$Z_i^{t+\Delta t} = Z_i^t - \frac{\Delta t}{B_i^t} \cdot \frac{Q_{i+1}^t - Q_{i-1}^t}{2\Delta x} + \frac{\Delta t}{B_i^t} \cdot \frac{Q_{PID}^t}{\Delta x} \quad (5)$$

Korektivni dotok se računa na osnovu razlike između nivoa dobijenog modelom i izmerenog nivoa, uvodeći promenljivu *error* – $e(t)$, koristeći teoriju PID kontrolera (za detalje metode pogledati Milašinović i ostali 2020, 2021):

$$Q_{PID}(t) = Q_{PID}^t = K_p \cdot e(t) + K_i \cdot \int_{t_0}^t e(t) dt + K_d \frac{de}{dt} \quad (6)$$

$$e(t) = Z_{obs}(t) - Z_{model}(t) \quad (7)$$

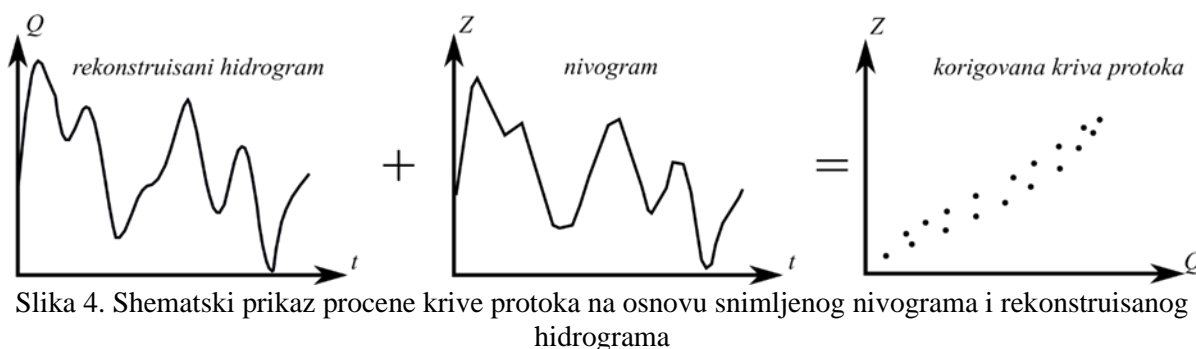


Slika 3. Detalj implementacije korektivnog dotoka u linijski model tečenja
 Figure 3. Detail of correction flow implementation into the hydraulic model

2.3 Procena krive protoka nakon rekonstrukcije

Procedura rekonstrukcije hidrograma na mernim lokacijama sastoji se od sabiranja originalno (loše) procenjenog hidrograma (na osnovu nivoa i krive protoka) i korektivnog dotoka na asimilacionoj lokaciji (Slika 1 i jednačina 8). Na taj način jednačinom (8) dobija se rekonstruisani hidrogram (koji je bliži stvarnom hidrogramu) na mestu (i neposredno nizvodno) gde se vrši usaglašavanje nivoa u modelu.

Uz pretpostavku da je model dobro kalibrisan, na mestu rekonstruisanog dotoka i merenog nivoa moguće je izvršiti procenu krive protoka (Slika 4). Procenjena kriva protoka može poslužiti za neke buduće procene protoka uz izmerene nivoe (smatraju se pouzdanijim podatkom zbog lakšeg načina merenja). U tom slučaju nepouzdanost tih protoka će biti umanjena zbog bolje procene krive protoka. Dodatno, ovaj postupak može poslužiti i u rekonstrukciji poplavnih talasa na osnovu snimljenih nivoa.



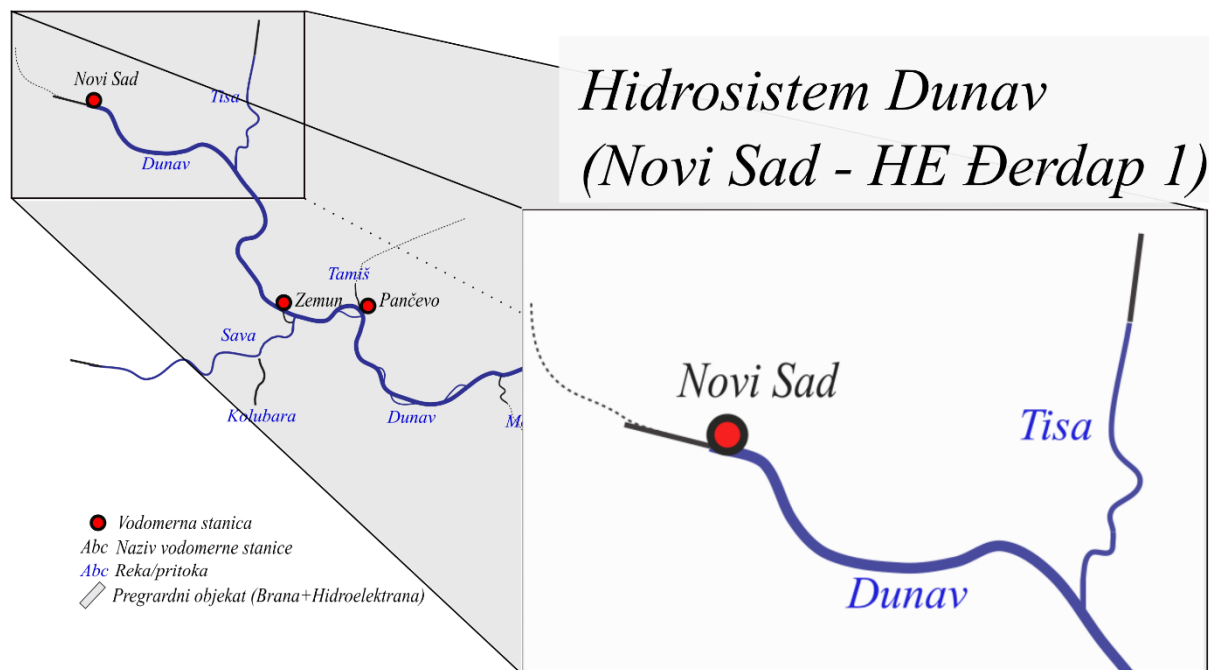
Slika 4. Shematski prikaz procene krive protoka na osnovu snimljenog nivograma i rekonstruisanog hidrograma

Figure 5. Schematic overview of rating curve estimation based on observed stage hydrograph and reconstructed flow hydrograph

2.4 Test primer

Metodologija za rekonstrukciju hidrograma i procenu krive protoka testirana je za podatke prikupljene na mernoj stanici Novi Sad, za period od 25.03.2019. do 01.07.2019. Ova stanica je deo hidrodinamičkog modela reke Dunav (model pokriva deonicu od Novog Sada do HE Đerdap 1, slika 5) u dužini od oko 300 km. Na ovoj stanici su dostupni podaci za krivu protoka (Slika 6) i nivoe vode za pomenuti period (Slika 7). Kao ulaz u model koristi se procenjeni ulazni hidrogram (Slika 7) na osnovu krive protoka. Ovaj hidrogram služi kao uzvodni granični uslov u modelu. Na lokaciju u modelu koja odgovara mernoj stanici Novi Sad dodat je PID kontroler ($Kp=10, Ki=1, Kd=0$) kojim će

se korigovati ulazni hidrogram dodavanjem/oduzimanjem korektivnih dotoka u cilju usklađivanja nivoa po modelu i izmerenih nivoa.

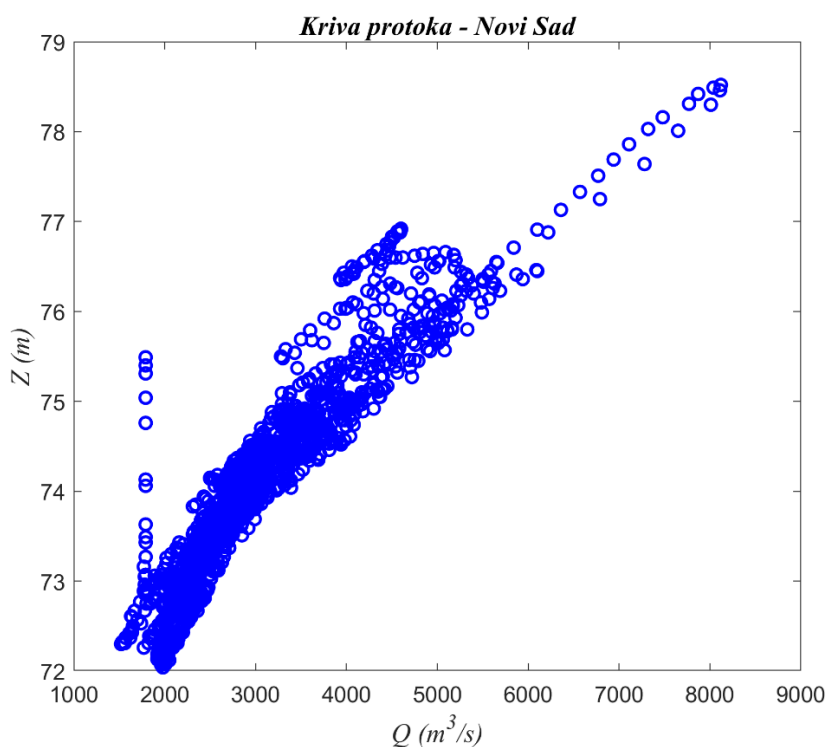


Slika 5. Deonica Dunava od Novog Sada do HE Đerdap 1
Figure 5. Danube section from Novi Sad to HPP Djerdap 1

3 Rezultati i diskusija

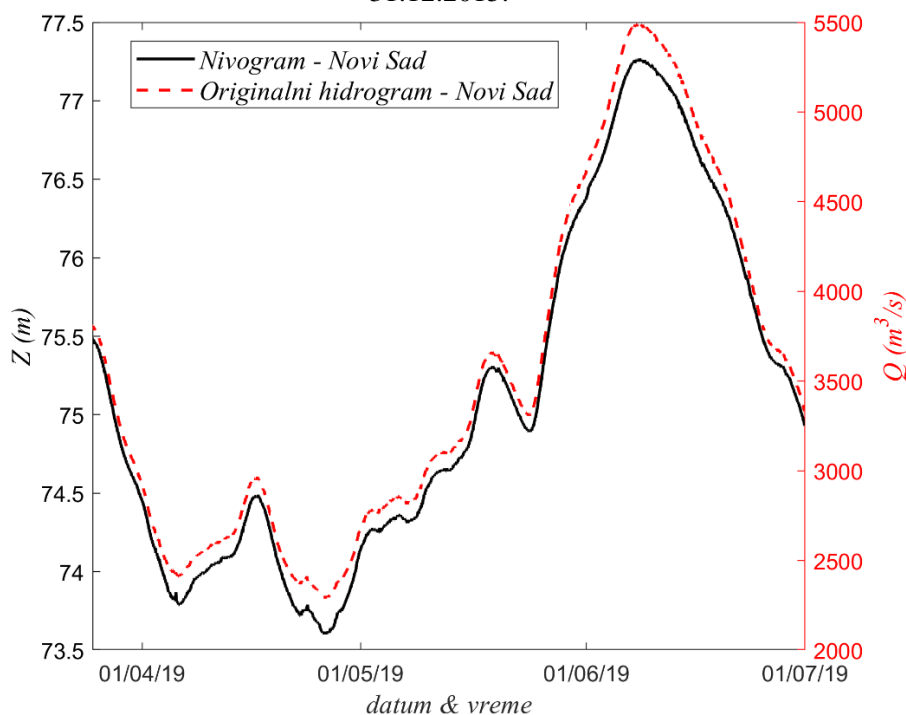
Za testiranje metodologije za smanjivanje nepouzdanosti postojećih krivih protoka koristiće se za deo hidrosistema Dunav na najzuvodnijem kraju, u okolini vodomerne stanice Novi Sad (Slika 5), na kojoj postoji procenjena kriva protoka (Slika 6). Za ovu stanicu raspolaže se izmerenim nivoima i procenjenim protocima za period 25.03.2019 – 01.07.2019. (Slika 7). Za procenu originalnog hidrograma na stanici Novi Sad korišćena je kriva protoka za tu stanicu koja ima širok opseg vrednosti protoka za iste vrednosti nivoa vode. To je dovelo do procene hidrograma koji, kada je implementiran u hidraulički model, generiše nivoe na istoj stanici koji su manji od zabeleženih (Slika 8). To je indikator (pod pretpostavkom da je model dobro kalibrisan) da je ulazni hidrogram podcenjen. Dodavanjem PID kontrolera na stanicu Novi Sad dobijen je hidrogram korektivnih dotoka (crna linija, leva y osa na slici 9). Dodavanjem na originalno procenjeni hidrogram (crvena linija, desna y osa na slici 9) dobija se rekonstruisani hidrogram (plava linija, desna y osa na slici 9). Primenom asimilacije podataka pomoću PID kontrolera dodaje se određena količina vode u model čime se nivo iz modela usklađuje sa izmerenim i dobija se bolja procena ulaznog hidrograma (Slika 8).

Kada se upare tako rekonstruisani hidrogram i zabeleženi nivogram na istoj stanici, moguće je bolje proceniti krivu protoka za razmatrani period (Slika 10), čime se sužava opseg mogućih protoka za zabeležene nivoe. Preliminarne analize koje su sprovedene u ovom poglavlju pokazuju dodatni potencijal indirektnog postupka asimilacije podataka. Međutim, mora se napomenuti da je celokupan postupak poboljšanja i/ili procene krivih protoka na osnovu rekonstruisanih hidrograma asimilacijom podataka potrebno dodatno testirati, što će i biti predmet jednog od budućih istraživanja iz ove oblasti.



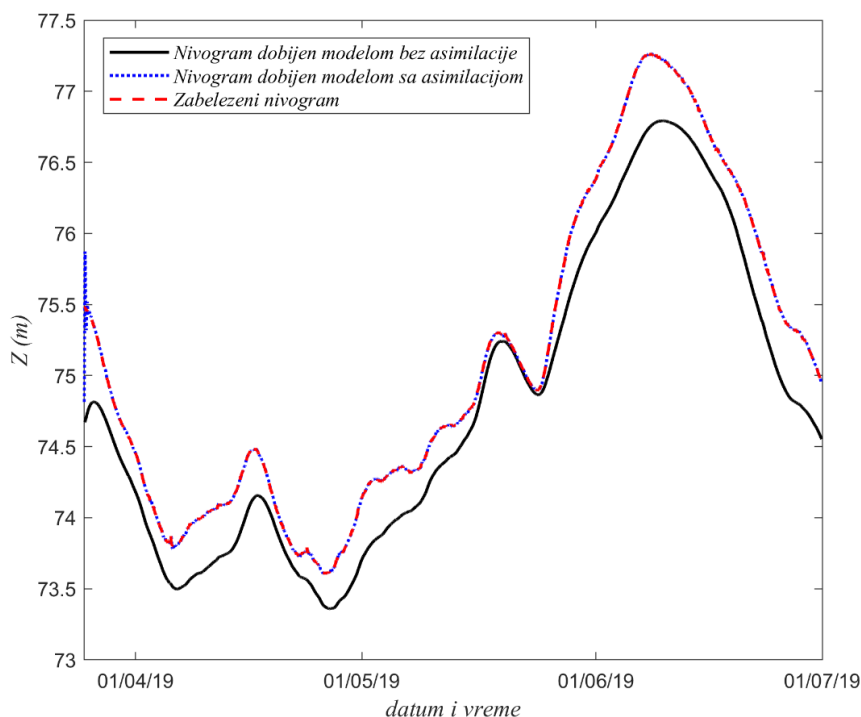
Slika 6. Kriva protoka na vodomernoj stanici Novi Sad formirana na osnovu dnevnih osmatranja nivoa i protoka (zabeleženi uzorci) u periodu od 01.01.2012. do 31.12.2015.

Figure 6. Rating curve at Novi Sad station based on daily observations – from 01.01.2012. to 31.12.2015.

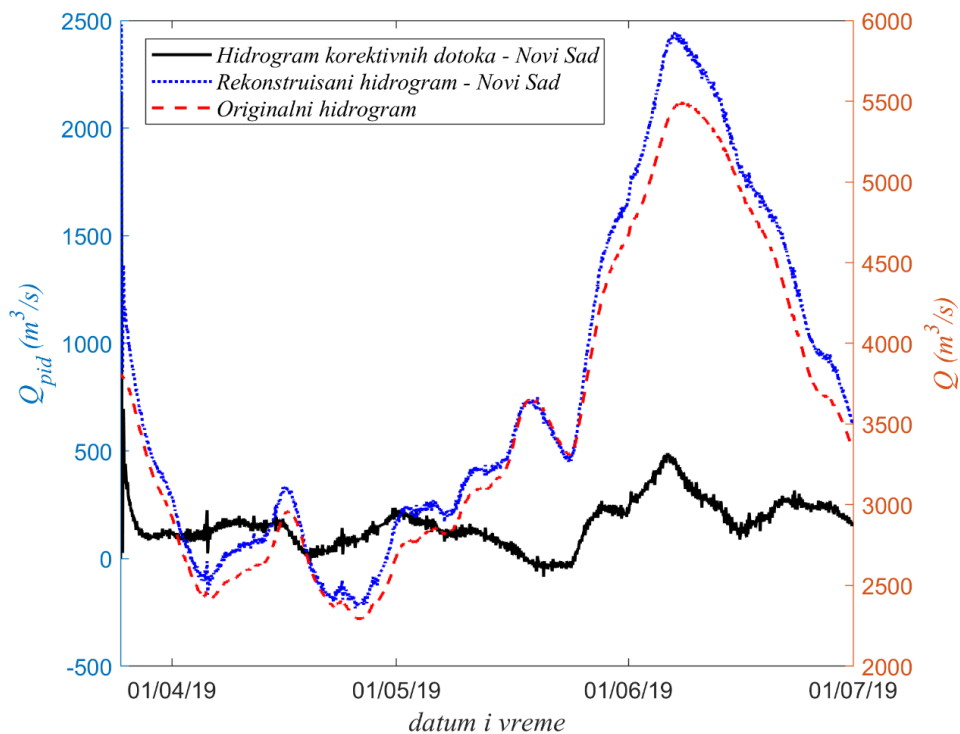


Slika 7. Vremenske serije nivoa na vodomernoj stanici Novi Sad i procenjenog dotoka na osnovu krive protoka za period od 25.03.2019. do 01.07.2019.

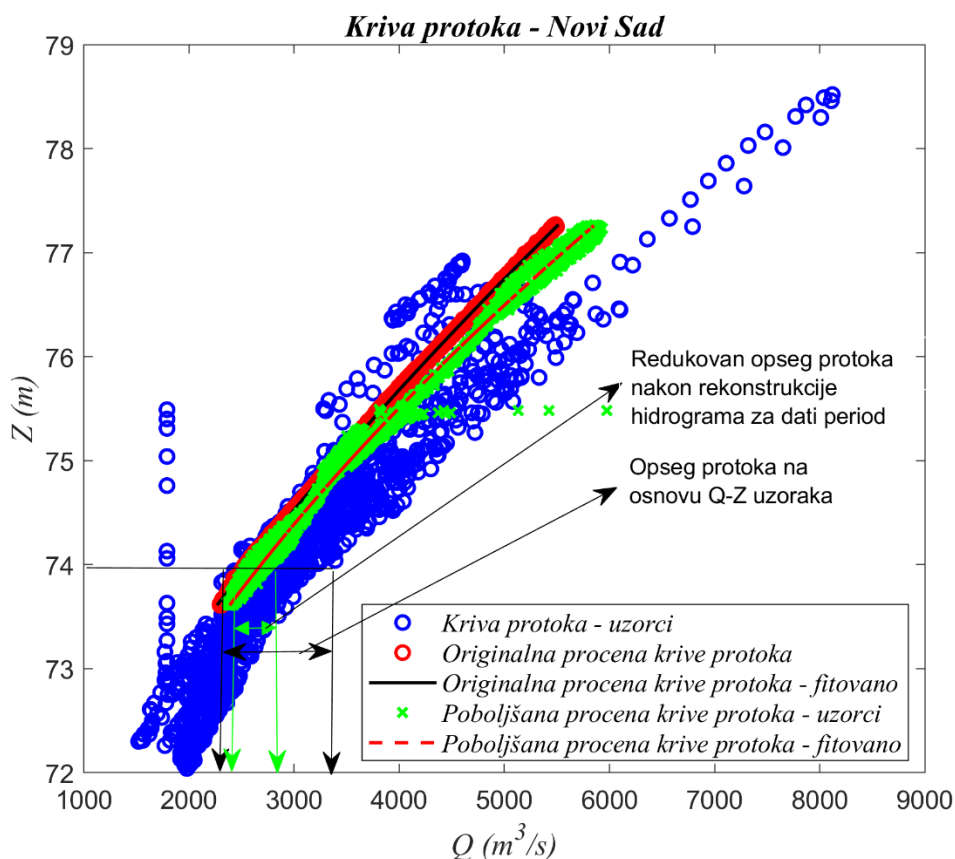
Figure 7. Stage and flow hydrographs at Novi Sad station (25.03.2019. - 01.07.2019.) using available rating curve



Slika 8. Nivoi na stanici Novi Sad: 1) dobijeni modelom bez asimilacije podataka, 2) dobijeni modelom sa asimilacijom podataka i 3) izmereni nivoi
 Figure 8. Stage hydrograph at Novi Sad station: 1) using model w/o data assimilation, 2) using model with data assimilation and 3) observed



Slika 9. Hidrogram korektivnih dotoka (leva osa) i rekonstruisani hidrogram (desna osa) na mernoj stanici Novi Sad za period od 25.03.2019. do 01.07.2019.
 Figure 9. Correction flow hydrograph (left axis) and reconstructed flow hydrograph (right axis) at Novi Sad station from 25.03.2019. to 01.07.2019.



Slika 10. Smanjenje neodređenosti krive protoka za razmatrani period na mernoj stanici Novi Sad
 Figure 10. Reduction of rating curve uncertainty at the Novi Sad station for the analyzed period

4 Zaključak

U ovom radu prikazana je mogućnost korišćenja metode asimilacije podataka zasnovane na teoriji upravljanja za potrebe rekonstrukcije hidrograma na osnovu zabeleženih nivoa vode. Postupak rekonstrukcije se zasniva na dodatnoj obradi rezultata koji se dobijaju dodavanjem/oduzimanjem korektivnih dotoka u model u cilju usklađivanja podataka o nivou dobijenih modelom i merenjima.

Analizom preliminarnih rezultata koji su prikazani u ovom radu može se videti potencijal nove asimilacione metode za rekonstrukciju hidrograma. Može se zapaziti da PID kontroleri kojima se dodaje/oduzima voda iz modela dobro usaglašavaju izmerene nivoe vode i nivoe dobijene dodavajući/oduzimajući korektivne dotoke. Uz pretpostavku da je hidraulički model koji se koristi dobro kalibrisan dobijaju se rekonstruisani hidrogrami koji više odgovoraju stvarnom stanju u odnosu na prvobitno procenjene hidrograme. Pored rekonstrukcije hidrograma, moguće je, za razmatrani period, bolje proceniti krivu protoka.

Uzimajući u obzir početnu fazu ovog istraživanja, neophodno je definisati pravce budućeg istraživanja. Glavni problem primene ove metode za rekonstrukciju hidrograma je što se u trenutnoj fazi može koristiti samo na lokalnom nivou. Drugim rečima, hidrogram je moguće rekonstruisati samo na lokaciji za koju postoje mereni nivoi. Zbog toga će dalje istraživanje ići u pravcu razvoja metode rekonstrukcije hidrograma na nekom delu uzvodno od merne stanice i u još složenijem slučaju hidrografske mreže, kada se uzvodno od merne lokacije nalazi ušće neke pritoke.

Literatura

- Brunner, G. W. (2010). HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Report for US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center (HEC).
- Clark, M. P., Rupp, D. E., Woods, R. A., Zheng, X., Ibbitt, R. P., Slater, A. G., ... Uddstrom, M. J. (2008). Hydrological data assimilation with the ensemble Kalman filter: Use of streamflow observations to update states in a distributed hydrological model. *Advances in Water Resources*, 31(10), 1309–1324. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2008.06.005>
- Evensen, G. (1994). Sequential data assimilation with a nonlinear quasi-geostrophic model using Monte Carlo methods to forecast error statistics. *Journal of Geophysical Research*. <https://doi.org/10.1029/94JC00572>
- Evensen, G. (2003). The Ensemble Kalman Filter: Theoretical formulation and practical implementation. *Ocean Dynamics*, 53(4), 343–367. <https://doi.org/10.1007/s10236-003-0036-9>
- Gragne, A. S., Alfredsen, K., Sharma, A., & Mehrotra, R. (2015). Recursively updating the error forecasting scheme of a complementary modelling framework for improved reservoir inflow forecasts. *Journal of Hydrology*, 527, 967–977. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.05.039>
- Hansen, L. S., Borup, M., Møller, A., & Mikkelsen, P. S. (2014). Flow forecasting using deterministic updating of water levels in distributed hydrodynamic urban drainage models. *Water (Switzerland)*, 6(8), 2195–2211. <https://doi.org/10.3390/w6082195>
- Madsen, H., Rosbjerg, D., Damgård, J., Frands, &, & Hansen, S. (2003). Data assimilation in the MIKE 11 Flood Forecasting system using Kalman filtering. *Water Resources Systems— Hydrological Risk, Management and Development*, (281), 75–81.
- Madsen, H., & Skotner, C. (2005). Adaptive state updating in real-time river flow forecasting - A combined filtering and error forecasting procedure. *Journal of Hydrology*, 308(1–4), 302–312. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2004.10.030>
- Milašinović, M., Prodanović, D., Zindović, B., Rosić, N., & Milivojević, N. (2020). Fast data assimilation for open channel hydrodynamic models using control theory approach. *Journal of Hydrology*, 124661. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2020.124661>
- Milašinović, M., Prodanović, D., Zindović, B., Stojanović, B., & Milivojević, N. (2021). Control theory-based data assimilation for hydraulic models as a decision support tool for hydropower systems: sequential, multi-metric tuning of the controllers. *Journal of Hydroinformatics*, 23(3), 500–516. <https://doi.org/10.2166/hydro.2021.078>
- Milasinovic, M., Zindovic, B., Rosic, N. i Prodanovic, D. (2018). Analiza uticaja kompleksnosti 1d modela tečenja na postupak asimilacije podataka zasnovane na primeni pid regulatora – preliminarni rezultati. *Vodoprivreda*, 50, 245–254.
- Miller, R. N., Ghil, M., & Gauthiez, F. (1994). Advanced Data Assimilation in Strongly Nonlinear Dynamical-Systems. *Journal of the Atmospheric Sciences*. [https://doi.org/10.1175/1520-0469\(1994\)051<1037:Adaisn>2.0.Co;2](https://doi.org/10.1175/1520-0469(1994)051<1037:Adaisn>2.0.Co;2)
- Neal, J. C., Atkinson, P. M., & Hutton, C. W. (2007). Flood inundation model updating using an ensemble Kalman filter and spatially distributed measurements. *Journal of Hydrology*, 336(3–4), 401–415. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2007.01.012>
- Neal, J., Schumann, G., Bates, P., Buytaert, W., Matgen, P., & Pappenberger, F. (2009). A data assimilation approach to discharge estimation from space. *Hydrological Processes*, 23, 3641–3649. <https://doi.org/10.1002/hyp>
- Petrovic, J., Palmar, B., & Ivetic, M. (1994). Transformacija poplavnog talasa metodom razdvajanja operatora: In Serbian. *Y Zbornik radova 11. savetovanja JDHI i JDH* (crp. 145–150). Belgrade.
- Ricci, S., Piacentini, A., Thual, O., Le Pape, E., & Jonville, G. (2011). Correction of upstream flow and hydraulic state with data assimilation in the context of flood forecasting. *Hydrology and Earth System Sciences*, 15(11), 3555–3575. <https://doi.org/10.5194/hess-15-3555-2011>
- Romanowicz, R. J., Young, P. C., & Beven, K. J. (2006). Data assimilation and adaptive forecasting of water levels in the river Severn catchment, United Kingdom. *Water Resources Research*, 42(6), 1–12. <https://doi.org/10.1029/2005WR004373>
- Rosić, N., Prodanović, D., Stojanović, B. i Obradović, D. (2017). Asimilacija računskog modela dunava od novog sada do he „đerđap 1“ u približno realnom vremenu – rezultati testiranja. *Vodoprivreda*, 49(288), 253–261.
- Vrugt, J. A., Gupta, H. V., Nualláin, B., & Bouten, W. (2006). Real-Time Data Assimilation for Operational Ensemble Streamflow Forecasting. *Journal of Hydrometeorology*, 7(3), 548–565. <https://doi.org/10.1175/JHM504.1>
- Weerts, A. H., & El Serafy, G. Y. H. (2006). Particle filtering and ensemble Kalman filtering for state updating with hydrological conceptual rainfall-runoff models. *Water Resources Research*, 42(9), 1–17. <https://doi.org/10.1029/2005WR004093>

Merenje kvaliteta vode u aluvijalnim vodotocima

Mirjana Horvat¹
Zoltan Horvat²
Ognjen Gabrić³

APSTRAKT: Zagađenje životne sredine, kao i pojedinih vodotoka je postao jedan od dominantnih problema u hidrotehničkoj praksi. Tipovi zagađenja u rekama su raznoliki i mogu biti organskog, hemijskog ili drugog tipa. U ovom radu su dati predlozi vezani za metodologiju merenja i naknadne analize prikupljenih podataka, koje se mogu primeniti pri oceni kvaliteta vode u aluvijalnim vodotocima. Pored teorijskog izlaganja vezanog za merenje prisustva različitih materija u vodi, prikazana su neka od sprovedenih merenja parametara kvaliteta vode koja su vršena na Dunavu i podrazumevaju fizičke (temperatura, mutoća, itd.), hemijske (pH vrednost, nitritni azot, nitratni azot, itd.) i biloške parametre (petodnevna potrošnja kiseonika, hlorofil-a, itd.). Ovi parametri su mereni u sedam poprečnih preseka, pri čemu je u svakom preseku bilo pet mernih vertikala sa pet tačaka raspoređenih po dubini toka. Na ovaj način su prikupljeni podaci koji oslikavaju stanje unutar poprečnog preseka, kao i po dubini vodenog stuba. Naknadna analiza merenih vrednosti je podrazumevala određivanje međusobnih korelacionih zavisnosti, kao i utvrđivanje prostornih tendencija. Metoda glavnih komponenti je korišćena da bi se identifikovalo grupisanje mernih tačaka sa sličnim karakteristikama po dubini i unutar pojedinog poprečnog preseka. Predložena metodologija merenja, kao i analize za naknadnu obradu merenih podataka formiraju osnovu za dalja istraživanja i analize vezane za kvalitet vode u aluvijalnim vodotocima.

Ključne reči: aluvijalni vodotoci, kvalitet vode, metoda glavnih komponenti

Water quality measurements in alluvial watercourses

ABSTRACT: The pollution of the environment and alluvial watercourses became one of the most pressing issues in the hydraulic engineering practice. Pollution types in rivers vary widely and can be of organic, chemical, and other origins. In this paper, a measurement methodology and subsequent analysis are offered that can be used to assess the water quality in alluvial watercourses. A theoretical background is presented concerning measurements of various materials present in the water. The paper also shows some of the conducted water quality measurements on the Danube River that include physical (temperature, turbidity, etc.), chemical (pH, nitrite nitrogen, nitrate nitrogen, etc.), and biological parameters (biological oxygen demand, chlorophyll-a, etc.). These parameters were measured in seven cross-sections, while every single cross-section contained five verticals with five sampling points distributed evenly. In this way, the gathered data gave a good representation of the tendencies both within one cross-section and within the water column. The subsequent analysis of the measured values included correlation computations and the identification of spatial trends. The principal component analysis was employed to identify the potential clustering of sampling points, both within one vertical and within a cross-section. The described measurements methodology and the subsequent analysis give a sound basis for future research and analysis concerning water quality in alluvial watercourses.

Keywords: alluvial watercourses, water quality, principal component analysis

¹ Dr Mirjana Horvat, Građevinski fakultet Subotica, vanredni profesor, isicm@gf.uns.ac.rs

² Dr Zoltan Horvat, Građevinski fakultet Subotica, vanredni profesor, horvatz@gf.uns.ac.rs

³ Dr Ognjen Gabrić, Građevinski fakultet Subotica, docent, ogabric@gf.uns.ac.rs

1 Uvod

Napori usmereni ka očuvanju životne sredine su postali jedan od dominantnih izazova današnjice. Kvalitet voda je takođe postala tema sa kojom se bave istraživači iz različitih oblasti, pošto se radi o resursu koji se koristi u gotovu svakom aspektu ljudskog života. Dakle, principi vezani za praćenje stanja kvaliteta vode su od presudnog značaja, jer se preko ovih aktivnosti dobijaju informacije na osnovu kojih se mogu preduzeti mere usmerene ka smanjivanju zagađenja ili ka efikasnijem upravljanju vodnim resursima.

Na obalama rečnih tokova je uvek bilo intenzivne ljudske aktivnosti. Kao posledica toga, veliki gradovi, industrijski kompleksi i drugi potencijalni izvori zagađenja se nalaze u neposrednoj blizini reka. Zbog ovoga u reke dospeva značajna količina zagađujuće materije. Zagađenje može biti relativno benigno (npr. termičko zagađenje koje potiče od elektrana) ili znatno ozbiljnije (npr. petrohemijska industrija). Međutim, svakako je korisno analizirati i samo osnovne parametre kvaliteta vode, jer oni daju generalnu informaciju o stanju vodotoka. Naravno, postoje zagađujuće materije, kao što su teški metali, koji se mogu adsorbovati na čestice nanosa (Horvat i Horvat, 2016). Ovo ih čini prilično složenim za praćenje, jer se njihov transport može vršiti i preko suspendovanog i vučenog nanosa, ili se mogu naći u vodi usled erozije račnog dna i oslobađanja teških metala adsorbovanim na ranije istaloženom nanosu. Takođe je pri analizi zagađenosti vodotokova bitno uzeti u obzir i materije čije je prisustvo i štetno dejstvo identifikovano ne u tako davnoj prošlosti, kao što je mikroplastika. Liedermann i sar. (2018) su dali predlog metodologije za merenje mikroplastike u rekama. Autori su konstatovali da se većina transporta mikroplastike javlja u srednjem delu poprečnog preseka, ali da mikroplastika može i da se istaloži u nanosu na rečnom dnu.

Mnogi istraživači su se bavili procenom stanja rečnih slivova. Mohamed i sar. (2014) su proučavali 20 lokacija uzorkovanja vode u basenu reke Klang i uspeali su da identifikuju glavne uzroke detektovanog zagađenja. Yilma i sar. (2019) su primenili set statističkih metoda da bi analizirali kvalitet vode u reci Little Akaki. Svakako, ne treba zanemariti ni rad istraživača vezan za monitoring kvaliteta voda u jezerima. Kumari i Sharma (2019) su koristili statističku analizu da bi opisali kvalitet vode u jezeru Prashar u Indiji, dok su Horvat i Horvat (2020) dali predlog za monitoring parametara kvaliteta vode u jezeru Palic u Srbiji.

Primena metode glavnih komponenti (MGK) za interpretaciju podataka vezanih za kvalitet vode se može naći u objavljenim radovima znatnog broja istraživača. Njenom primenom se mogu identifikovati prostorni i vremenski trendovi podataka, pa zaključci vezani za analizu istih postaju sigurniji (Satheeshkumar i Khan, 2012). Li i sar. (2014) su primenili MGK u cilju smanjenja dimenzionalnosti podataka pri izučavanju kvaliteta vode jezera Taihu u Kini, dok su Horvat i sar. (2021) koristili MGK za analizu kvaliteta vode u jezeru Palic u Srbiji.

Ovaj rad predstavlja merene vrednosti parametara kvaliteta vode na Dunavu i njihovu analizu primenom metode glavnih komponenti u cilju identifikacije prostornih i vremenskih tendencija.

2 Merenja

Merenja koja su korišćena u ovom radu su sprovedena od 23. do 27. Maja 2011. godine na deonici Dunava između Mohača u Mađarskoj i Bezdana u Srbiji (Tamas i sar., 2012; Horvat i sar., 2015; Horvat i Horvat, 2016; Horvat i sar., 2021). Načelno, set podataka pored ovde analiziranih parametara kvaliteta vode, sadrži i merenja vezana za hidauličke parametre, batimetriju i nanos, što nije predmet ovog rada, a detaljno je predstavljeno od strane autora Horvat i sar. (2021).

Izučavano je sedam poprečnih preseka, na međusobnom približnom rastojanju od 1km. Uzodni presek jebio na RKM 1438 (nizvodno od naselja Mohács u Mađarskoj), a nizvodni na RKM 1432 (uzvodno od naselja Bezdán u Srbiji). U svakom od odabranih preseka se nalazilo pet vertikala, na kojima su uzimani uzorci sa pet različitih dubina približno jednako raspoređenih po visini vodenog stuba. Na ovaj način, sakupljeni podaci omogućavaju analizu paramterara po dubini toka, unutar poprečnog preseka i unutar odabrane rečne deonice. Usled organizacije merne kampanje, nije bilo

moгуće izvršiti merenje svih poprečnih preseka simultano. Dakle, setovi podataka vezani za pojedini poprečni presek su smaknuti i prostorno i vremenski, što se svakako mora uzeti u obzir pri njihovoj analizi. Nazivi poprečnih preseka, rečna kilometraža, kao i vreme vršenja sprovedenih merenja je dato u Tabeli 1.

Tabela 1. Lista merenih poprečnih preseka
Table 1. Measured cross sections

Opis	Skraćenica	RKM	Vreme merenja
Poprečni presek 1	S1	1438	23 Maj 2011, 15h-16h
Poprečni presek 2	S2	1437	24 Maj 2011, 9h-12h
Poprečni presek 3	S3	1436	24 Maj 2011, 13h-14h
Poprečni presek 4	S4	1435	24 Maj 2011, 16h-18h
Poprečni presek 5	S5	1434	25 Maj 2011, 9h-11h
Poprečni presek 6	S6	1433	27 Maj 2011, 19h-12h
Poprečni presek 7	S7	1432	27 Maj 2011, 13h-15h

Analizirano je jedanaest parametara koji opisuju kvalitet vode, dati u Tabeli 2. Temperatura je merena kao jedan od osnovnih parametara kvaliteta, jer razni biološki i hemijski procesi zavise od temperature vode. Aktivnost vodonikovih jona daje informaciju o kiselosti ili bazičnosti vode. Električna provodljivost je određivana kao pokazatelj prisustva rastvorenih soli i drugih neorganskih materija (hloridi, sulfidi i sl.). Rastvoreni kiseonik je neophodan za život raličitih organizama u vodi, pa je takođe određivan u toku sprovedenih merenja. Različiti oblici azota i forfora su mereni kao pokazatelj prisustva makronutrijenata. Nitritni azot, nitratni azot i amonijačni azot su tri oblika azota koji se mogu naći u vodi, uz napomenu da oksidacijom amonijačni azot prelazi u nitratni azot, a nitratni azot oksidacijom prelazi u nitritni azot. Ortofosfati su mereni kao jedan od najčešće prisutnih oblika fosfora u vodi. Kao pokazatelj prisustva organskih materije su uzeti hemijska potrošnja kiseonika i petodnevna biološka potrošnja kiseonika. Količina fotosintetičkih organizama (algi) u vodi je određivana preko hlorofila-a.

Tabela 2. Lista merenih parametara kvaliteta vode
Table 2. Measured water quality parameters

Opis	Skraćenica	Jedinica mere
Temperatura vode	Water T.	°C
Aktivnost vodonikovih jona	pH	-
Električna provodljivost	Cond.	µS/cm
Rastvoreni kiseonik	DO	mg/L
Nitritni azot	NO ₂ -N	mg/L
Nitratni azot	NO ₃ -N	mg/L
Amonijačni azot	NH ₄ -N	mg/L
Otrofosfati	PO ₄ -P	mg/L
Hemijska potrošnja kiseonika	COD	mg/L
Hlorofil-a	Chl-a	µg/L
Biološka potrošnja kiseonika	BOD ₅	mg/L

3 Metode

3.1 Pearson-ov koeficijent korelacije

U cilju uspostavljanja korelacione zavisnosti između dubine uzorkovanja i pojedinih parametara kvaliteta vode, odnosno radi utvrđivanja korelacione zavisnosti između merenih parametara kvaliteta vode, korišćen je Pearson-ov koeficijent korelacije. Vrednost ovog koeficijenta varira između -1 i 1,

pri čemu vrednosti bliske 1 ukazuju na snažnu pozitivnu korelisanost, vrednosti bliske -1 ukazuju na snažnu negativnu korelisanost, dok vrednosti bliske 0 ukazuju da ne postoji korelisanost između analiziranih parametara. Predmetni koeficijent korelacije se računa po obrazcu

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (1)$$

gde je r Pearson-ov koeficijent korelacije, x_i i y_i su merene vrednosti dva parametra za koje se traži korelacioni koeficijent, \bar{x} i \bar{y} su srednje vrednosti dva parametra za koje se traži korelacioni koeficijent, dok n predstavlja broj parova podataka x i y .

3.2 Metoda glavnih komponenti

Da bi se varijacije u vrednostima merenih parametara kvaliteta vode vezane za različite tačke uzorkovanja predstavile na efikasan način, korišćena je metoda glavnih komponenti (Horvat i Horvat, 2021). Princip ove metode se ogleda u mogućnosti prikaza višedimenzionalnog niza podataka u dve dimenzije, uz najviše moguće zadržavanje originalne varijacije (rasipanja) podataka. Ovo se postiže pronalazanjem takozvanih glavnih komponenti, pri čemu prva glavna komponenta sadrži najveći udeo originalne varijacije podataka, dok druga glavna komponenta nije korelisana sa prvom i sadrži najveći deo preostale varijacije podataka, itd. Ovako definisane glavne komponente zapravo predstavljaju linearnu kombinaciju nezavisnih promenljivih, tj. u ovom slučaju linearnu kombinaciju parametara kvaliteta vode.

Matematički gledano, prvi korak pri određivanju glavnih komponenti seta podataka je zamena nezavisnih promenljivih (tj. parametara kvaliteta vode) sa veličinama „stavljenim u istu razmeru“ koje doprinose varijaciji celog seta podataka istim intenzitetom. Na ovaj način se promenljive „normalizuju“, tj. eliminišu se razlike koje potiču iz različitih dijapazona merenih parametara. Ovo se postiže uvođenjem novih promenljivih po obrazcu

$$Z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (2)$$

gde je Z „normalizovana“ promenljiva, x je originalna promenljiva, μ je srednja vrednost originalne promenljive, dok je σ standardna devijacije originalne promenljive. Nakon ovoga, potrebo je odrediti matricu kovarijance novog seta podataka A . Primera radi, kovarijansa između dve „normalizovane“ promenljive, x i y , je

$$cov(x, y) = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}) \cdot (y_i - \bar{y}) \quad (3)$$

gde n označava broj podataka, dok \bar{x} i \bar{y} predstavljaju aritmetičku sredinu promenljivih x i y . Nakon ovoga se sračunaju sopstveni vektori i sopstvene vrednosti matrice A , koji redom predstavljaju pravac glavnih komponenti i „količinu“ sadržane varijacije u toj glavnoj komponenti. Po definiciji, sopstveni vektori \vec{v} matrice kovarijance A su vektori koji zadovoljavaju jednačinu

$$A \cdot \vec{v} = \lambda \vec{v} \quad (4)$$

gde λ predstavlja sopstvenu vrednost matrice kovarijansi. Prethodna jednačina se može preurediti u oblik

$$\vec{v} \cdot (A - \lambda I) = 0 \quad (5)$$

pri čemu I označava jediničnu matricu. Jedinične vrednosti se određuju rešavajući jednačinu

$$det(A - \lambda I) = 0 \quad (6)$$

Nakon sprovedenog proračuna se jedinični vektori (tj. glavne komponente) poređaju u opadajućem redosledu, uzimajući odgovarajuće jedinične vrednosti kao kriterijum rangiranja (jer jedinična vrednost kvantifikuje „količinu“ rasipanja koje ta glavna komponenta opisuje). U cilju analize merenja u ovom radu izabrane su prve dve glavne komponente. Ovo je urađeno da bi se set podataka mogao

prikazati u dvodimenzionalnom prostoru, tj. pomoću grafika. Na ovaj način je moguće vizualno identifikovati grupisanje podataka, što u ovom radu zapravo znači grupisanje tačaka uzorkovanja.

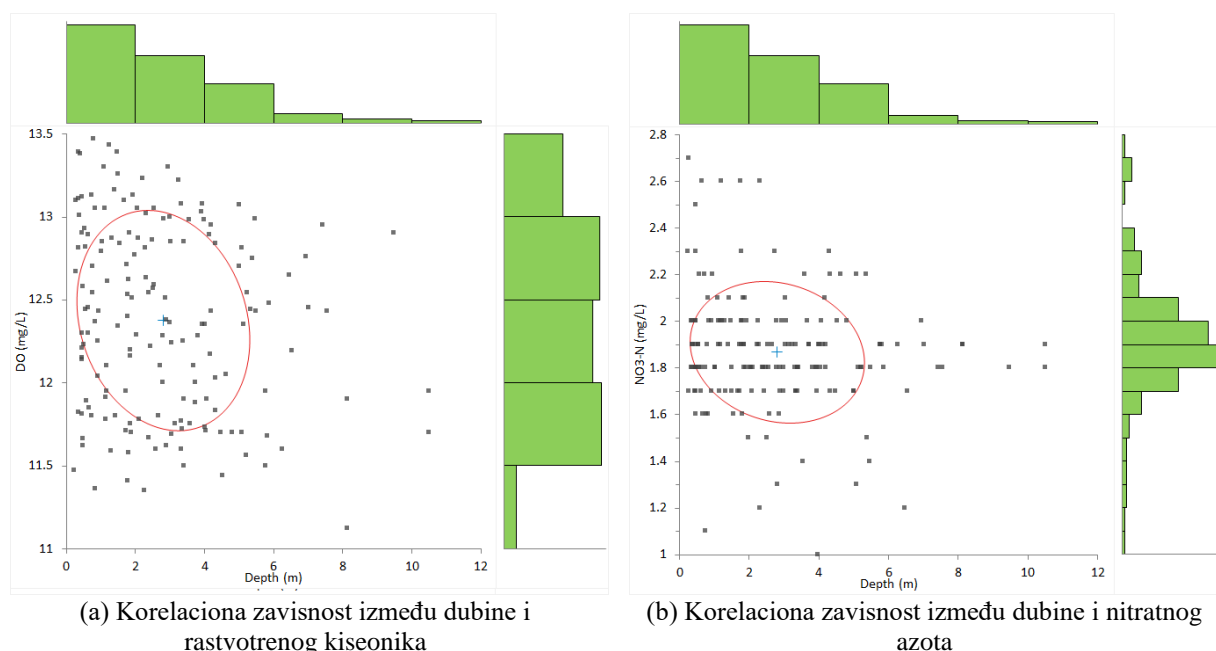
4 Analiza

Pre svega je utvrđeno da li postoji korelacija između dubine sa koje je uzorak uzet i vrednosti parametara kvaliteta vode. Radi utvrđivanja postojanja ovakve zavisnosti, korišćen je Pearson-ov koeficijent korelacije. Rezultati proračuna su dati u Tabeli 3, iz kojih se vidi na ne postoji zavisnost dubine vode i merenih parametara. Ovo se najverovstnije može pripisati mešanju vode usled izuzetno razvijene turbulencije u rečnom toku.

Tabela 3. Korelaciona zavisnost između dubine i parametara kvaliteta vode
 Table 3. Correlation between depth and the water quality parameters

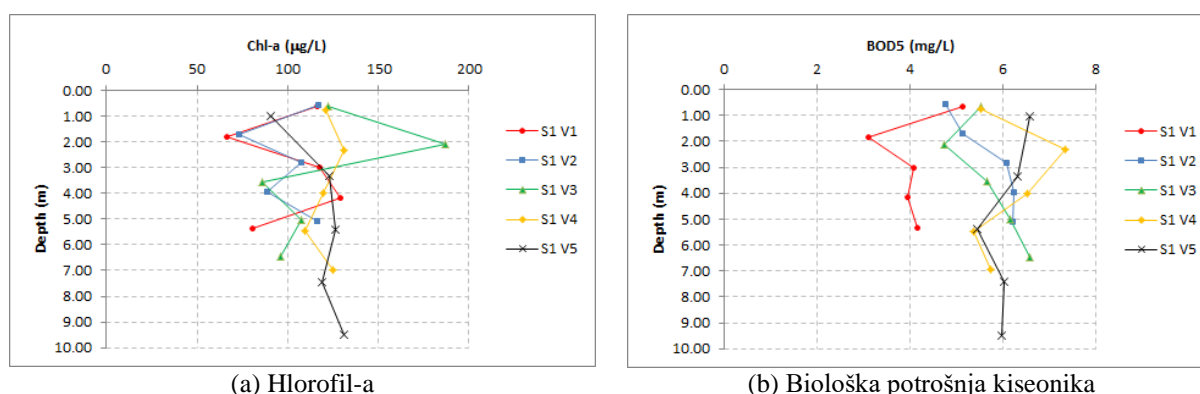
Koef. kor.	Water T.	pH	Cond.	DO	NO ₂ -N	NO ₃ -N	NH ₄ -N	PO ₄ -P	COD	Chl-a	BOD ₅
Dubina	-0.008	-0.006	0.071	-0.17	-0.11	-0.14	0.059	-0.067	-0.12	0.069	-0.11

Najveća korelaciona zavisnost je utvrđena za rastvoreni kiseonik i nitratni azot, zbog čega su na Slici 1 prikazane zavisnosti između dubine i ovih parametara. Histogrami predstavljaju učestalost vrednosti iz odgovarajućih dijapazona, dok elipsa crvene boje obuhvata 50% podataka. Što je elipsa spljoštenija, to je veća korelacija između dve promenljive. Dakle, konstatuje se da se čak ni za koeficijente korelacije od -0.17 (između dubine i rastvornog kiseonika) i -0.14 (između dubine i nitratnog azota) ne može identifikovati jednoznačna zavisnost. Na osnovu ove analize se može tvrditi da je mešanje po vertikali toliko izraženo da ne dolazi do bilo kakve stratifikacije, niti se na različitim dubinama javljaju uslovi koji bi omogućili odvijanje bioloških i/ili hemijskih procesa različitih od onih koji se odigravaju u preostalom delu vodenog stuba.



Slika 1. Grafički prikaz korelacionih zavisnosti
 Figure 1. Scatter plots

Primeru radi, na Slici 2 su prikazane merene vrednosti hlorofila-a i biološke potrošnje kiseonika po dubini toka za poprečni presek 1.



Slika 2. Raspored hlorofila-a i biološke potrošnje kiseonika po dubini toka za poprečni presek 1
 Figure 2. Chlorophyll-a and biological oxygen demand distribution for cross section 1

Analiza glavnih komponenti je sprovedena za svaki poprečni presek posebno, uzimajući u obzir sve merene parametre kvaliteta vode (11 parametara ukupno) i svaku mernu tačku unutar tog preseka. Rezultati proračuna su grafički prikazani na Slikama 3 i 4. Načelno, na dijagramima se vide tačke uzorkovanja u kojima su mereni parametri kvaliteta vode. Obojeni simboli predstavljaju merne vertikale, dok oznake (D1, D2, D3, itd.) predstavljaju različite dubine uzorkovanja, pri čemu D1 predstavlja najveću dubinu u posmatranoj mernoj vertikali. Horizontalna i vertikalna osa su prve dve glavne komponente. Kao što je to ranije rečeno, glavne komponente su linearna kombinacija nezavisnih promenljivih, te se ne mogu interpretirati kao fizička veličina. Kose ose na Slikama 3 i 4 su oni parametri kvaliteta vode, kod kojih je više od 50% originalne varijacije sadržano u prezentovanom grafičkom prikazu. Dakle, što su tačke na dijagramima bliže, to su mereni podaci kvaliteta vode u dve tačke sličniji, pa se ovako mogu identifikovati grupisanja u setu analiziranih podataka. Procenat sadržane varijacije originalnih podataka u prve dve glavne komponente nakon primenjene analize je dat u Tabeli 4. Ove vredosti variraju od 42.6% do 51.6%. Dakle, smanjivanjem „dimenzionalnosti“ podataka sa 11 (broj merenih parametara u svakoj tački uzorkovanja) na 2, se zadržalo 42-52% originalne varijacije, što se smatra dovoljnim za vizuelnu identifikaciju grupisanja podataka.

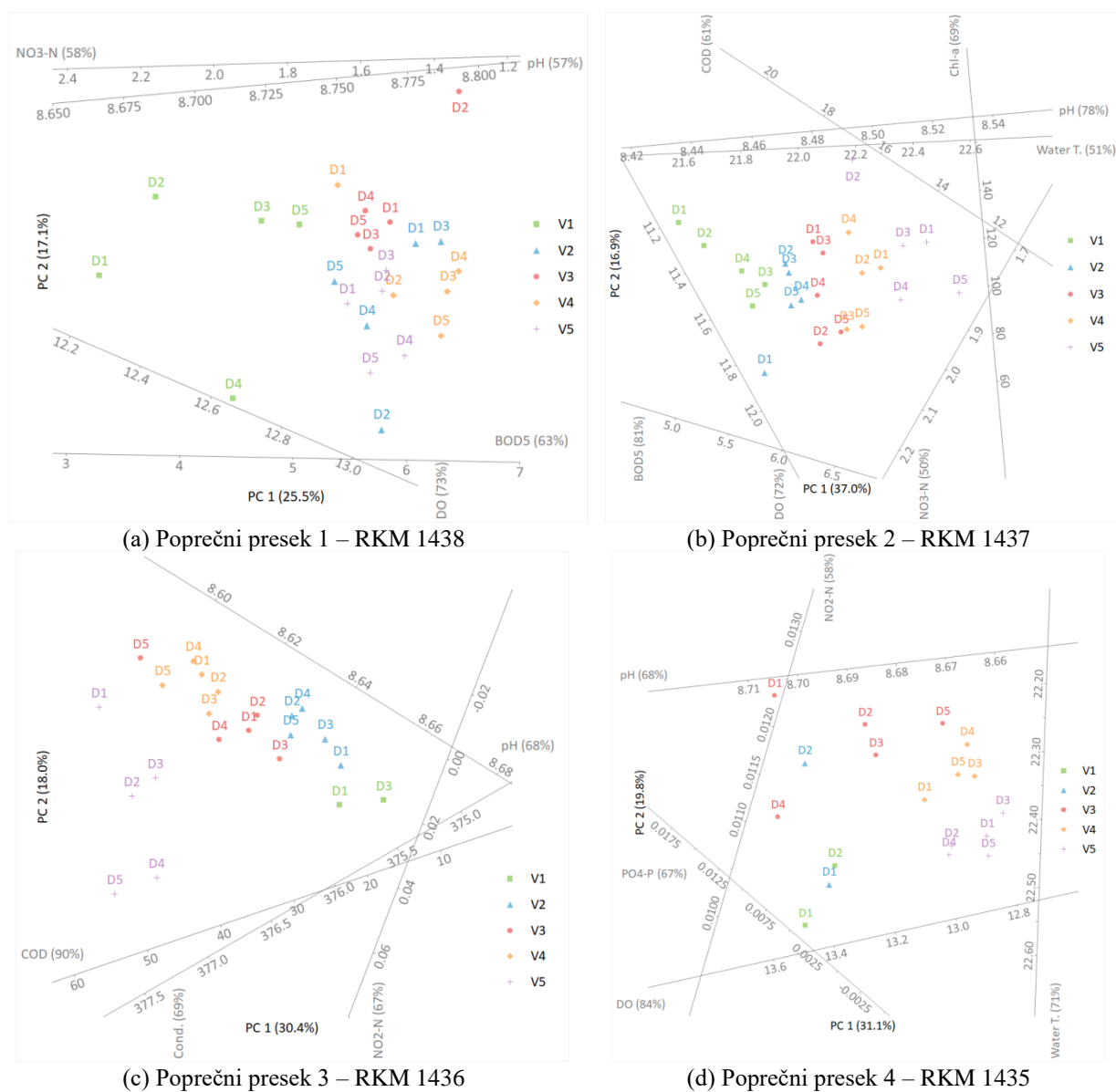
Tabela 4. Sadržaj varijacije podataka u prve dve glavne komponente
 Table 4. Amount of variance presented by the first two principal components

Poprečni presek	1	2	3	4	5	6	7
Procenat varijacije	42.6%	53.9%	48.4%	50.9%	50.6%	43.8%	51.6%

Dakle, na Slikama 3 i 4 su predstavljena sprovedena merenja kvaliteta vode nakon analize glavnih komponenti, za svaki poprečni presek posebno. Grupisanje tačaka je posledica sličnosti merenih parametara kvaliteta vode u tačkama uzorkovanja koje su predstavljene u dvodimenzionalnom koordinatnom sistemu. Primera radi, na Slici 3(b) se vidi da tačke sa svake merne vertikale formiraju posebnu grupu, tj. da su tačke unutar svake merne vertikale više slične jedna drugoj nego tačkama sa neke druge vertikale. Ovo znači da u poprečnom preseku 2 postoji neki raspored parametara kvaliteta vode po širini toka. Na Slici 4(a) i 4(b) je jasno da vertikala 1 odstupa u odnosu na ostale, dok se na Slici 4(c) ne vidi gotovo nikakvo grupisanje mernih tačaka. Iako se na nekim od analiziranih poprečnih preseka može identifikovati neki vid posebnosti pojedinih mernih vertikala (što ukazuje na heterogenost po širini poprečnog preseka), ne može se identifikovati nikakva različitost mernih tačaka po visini vodenog stuba. Zadnja konstatacija je u saglasnosti sa sračunatim koeficijentima korelacije, prikazanim u Tabeli 3, koji ukazuju da ne postoji zavisnost između dubine vode i merenih parametara kvaliteta vode.

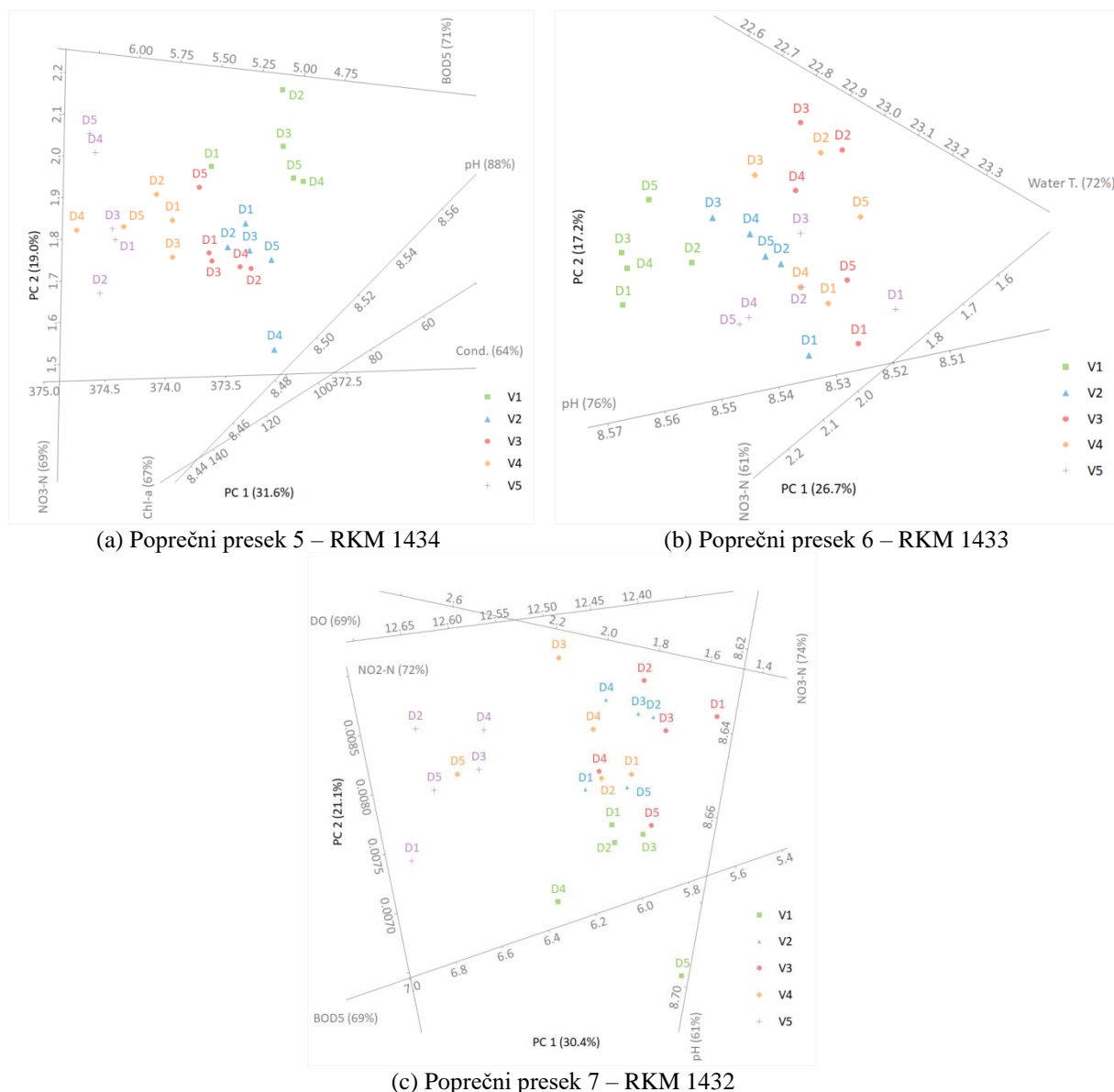
Nakon sprovedene analize merenih parametara kvaliteta vode u sedam poprečnih preseka, može se konstatovati da u pojedinim presecima postoje grupisanja mernih tačaka pojedinih vertikala, dok se

u drugim presecima ne može identifikovati nikakvo grupisanje. Iako mereni parametri kvaliteta vode čine veoma složeni, međuzavisni skup, mešanje vode usled turbulencije ima značajan uticaj. Kao posledica hidrodinamike, ne postoji nikakva tendencija po visini vodenog stuba (što je potvrđeno i sračunatim koeficijentima korelacije i sprovedenom analizom glavnih komponenti), dok je unutar pojedinih poprečnih preseka moguća pojava vertikalne koje imaju zasebne karakteristike i mogu se identifikovati kao posebna grupa nakon sprovedene analize glavnih komponenti. Dakle, ako bi se želelo izvršiti uzorkovanje radi određivanja kvaliteta vode reprezentativnog za taj poprečni presek, dubina uzorkovanja nema gotovo nikakav značaj. Sa druge strane mesto uzorkovanja u smislu poprečne pozicije unutar preseka nosi sa sobom neki rizik u pogledu „reprezentativnosti“ lokacije. Primera radi, u slučaju poprečnog preseka 2 (Slika 3(b)) parametri kvaliteta uzeti iz merne vertikale 1 i 5 se značajno razlikuju, dok je u poprečnom preseku 6 (Slika 4(b)) različitost izmerenih vrednosti u vertikalama 1 i 5 znatno manja.



Slika 3. Analiza glavnih komponenti za poprečne preseke, deo 1
Figure 3. Principal component analysis for cross-sections, part 1

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.



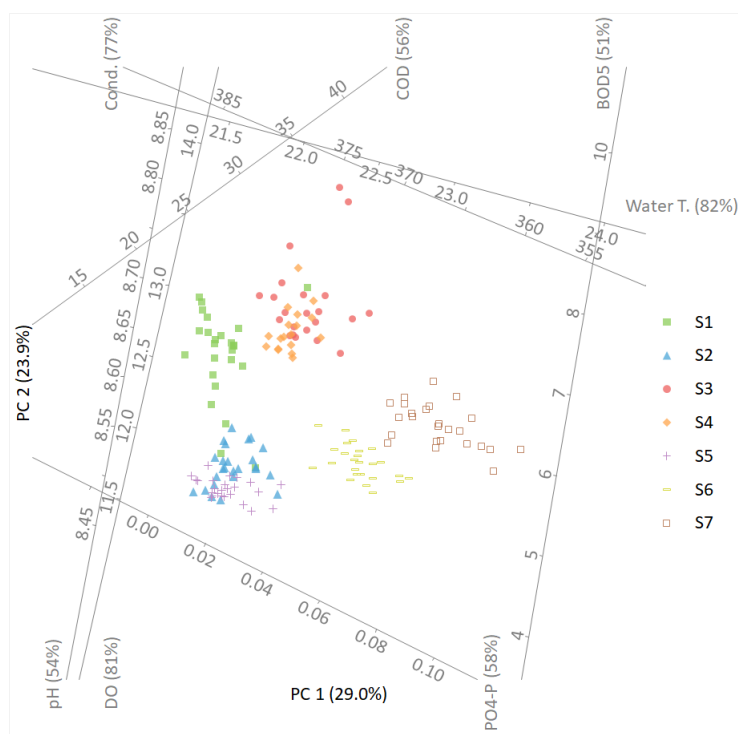
Slika 4. Analiza glavnih komponenti za poprečne preseke, deo 2
Figure 4. Principal component analysis for cross-sections, part 2

Nakon ovoga je sprovedena i analiza glavnih komponenti na setu podataka za celu izučavanu deonicu Dunava (tj. za svih sedam poprečnih preseka zajedno). Cilj ove analize je bio da se ustanovi da li se podaci za pojedine poprečne preseke grupišu u pogledu sličnosti izmerenih parametara kvaliteta vode ili se ne može identifikovati ovakva tendencija. Na slici 5 je dat grafički prikaz sprovedene analize, pri čemu se konstatuje da dijagram sadrži 53% originalnog rasipanja podataka. Pre svega, može se jasno zaključiti da svaki izučavani poprečni presek čini jednu određenu grupu podataka. Zanimljivo je primetiti da pojedini poprečni preseki (presek 1, 6 i 7) čine jedinstvene zasebne grupe, dok se drugi poprečni preseki međusobno preklapaju (presek 2 sa presekom 5 i presek 3 sa presekom 4).

Međutim, interpretacija ove konstatacije je malo složenija nego što se to na prvi pogled čini. Naime, analizirani poprečni preseki su načelno mereni u različitim trenutcima, tačnije, neki poprečni preseki su mereni isti dan, a neki različitim danima (Tabela 1). Ovo znači da merenja ne obuhvataju samo prostornu, nego i vremensku smaknutost. Dakle, opažanje da svaki poprečni presek na Slici 5 čini zasebnu grupu se može pripisati činjenici da usled neustaljenosti tečenja dolazi do takvih promena

u kvalitetu vode, da se to može identifikovati nakon primene metode glavnih komponenti u vidu zasebnih grupa podataka. Ovakvo razmišljanje bi prilično lako objasnilo zašto se podaci iz poprečnog preseka 3 i 4 preklapaju: mereni su istog dana, kada je došlo do približno ustaljenog strujanja, te su i merene vrednosti slične i ne mogu se rastaviti u dve nezavisne grupe. Međutim, istog dana je meren i poprečni presek 2, koji čini potpuno nezavisnu grupu u odnosu na tačke iz preseka 3 i 4. Štaviše, ne može se primetiti postepena „migracija“ tačaka iz grupe koju čini presek 2 u grupu koje čine preseki 3 i 4. Ako se dalje analiziraju grupe mernih tačaka sa Slike 5, opaža se preklapanje tačke poprečnog preseka 2 i 5. Ovo ukazuje da i prostorna razmaknutost analiziranih preseka ima uticaj na merene vrednosti, jer je vreme merenja poprečnog preseka 2 i 5 pomereno za jedan ceo dan. Iako je načelno moguće da je usled neustaljenosti sistema na različite lokacije (preseki 2 i 5) dospela voda sa sličnim karakteristikama u pogledu njenog kvaliteta, ovakva sličnost najverovatnije ima veze i sa samom lokacijom dva poprečna preseka.

Takođe je bitno napomenuti, da su grupisanja podataka po poprečnim presecima (Slika 5) daleko jednoznačnija nego grupisanja pojedinih mernih vertikalna (Slika 3 i 4). Dakle, može se slobodno zaključiti da je prostorno-vremenska smaknutost merenih vrednosti između pojedinih poprečnih preseka daleko izraženija nego razlike unutar bilo kog poprečnog preseka. Jednoznačne tendencije ili razlike unutar pojedinačnog vodenog stuba su gotovo nepostojeće.



Slika 5. Analiza glavnih komponenti za rečnu deonicu
Figure 5. Principal component analysis for the river reach

5 Zaključci

Na deonici Dunava između RKM 1438 i RKM 1432 su od 23. do 27. Maja 2011. godine sprovedena merenja kvaliteta vode. Uzorci su uzeti iz sedam poprečnih preseka, od kojih je svaki imao po pet vertikalna sa pet tačaka raspoređenih po dubini toka. Mereno je jedanaest parametara kvaliteta vode, koji su obuhvatali temperaturu, rastvoren kiseonik, različite oblike azota i fosfora, prisustvo organskih materija i prisustvo fotosintetičnih organizama (algi). Za analizu prikupljenih podataka je korišćen Pearson-ov koeficijent korelacije i analiza glavnih komponenti.

Nakon sprovedenih analiza se može zaključiti da se nije našla značajna korelacija između izmerenih parametara kvaliteta vode i dubine sa kojih su uzorci uzeti. Dakle, vertikalno mešanje usled turbulentne difuzije je dovoljno intenzivno da spreči bilo kakvu stratifikaciju, odnosno da spreči stvaranje posebnih uslova za odvijanje hemijskih i/ili bioloških procesa koji bi kao rezultat dali različite vrednosti parametara kvaliteta vode na različitim dubinama. Stoga se zaključuje da je dubina uzorkovanja gotovo nebitna pri određivanju kvaliteta vode reprezentativnog za posmatrani poprečni presek.

Što se tiče „posebnosti“ izmerenih parametara u različitim vertikalama istog poprečnog preseka, analiza glavnih komponenti nije dala zadovoljavajuće jednoznačan zaključak. Načelno, u pojedinim poprečnim presecima su se tačke sa neke merne vertikale grupisale posebno u odnosu na ostale tačke preseka, dok u nekim presecima nije moglo da se identifikuje bilo kakvo grupisanje mernih tačaka. Međutim, na osnovu ovde sprovedene analize, najbezbednije je uzorkovati iz „središnjeg“ dela toka u blizini talvega. Na ovaj način će uzorci za određivanje kvaliteta vode biti dovoljno reprezentativni za posmatrani poprečni presek.

Konačno, analiza glavnih komponenti za celu deonicu reke je za rezultat dala veoma jasno grupisanje mernih tačaka po poprečnim presecima. Načelno, ova pojava može biti posledica neustaljenosti strujanja. Međutim, dodatna analiza sprovedena u radu ukazuje na mogućnost da sama lokacija analiziranog poprečnog preseka može imati snažan uticaj na vrednosti parametara kvaliteta vode.

Predložena metodologija merenja, kao i analize za naknadnu obradu merenih podataka formiraju osnovu za dalja istraživanja i analize vezane za kvalitet vode u aluvijalnim vodotocima.

Zahvalnica

Autori se zahvaljuju Ministarstvu prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Republike Srbije (program br. 451-03-9/2021-14/200093).

Literatura

1. Horvat M., Horvat Z., Pastor K. (2021) Multivariate analysis of water quality parameters in Lake Palic, Serbia, *Environmental Monitoring and Assessment*, 193: 410.
2. Horvat M., Horvat, Z. (2020) Implementation of a monitoring approach: The Palic-Ludas lake system in the Republic of Serbia, *Environmental Monitoring and Assessment*, 192: 150.
3. Horvat Z., Isic M., Spasojevic M. (2015) Two dimensional river flow and sediment transport model, *Environmental Fluid Mechanics*, 15: 595-625.
4. Horvat Z., Horvat M. (2016) Two dimensional heavy metal transport model for natural watercourses, *River Research and Applications*, 32: 1327-1341.
5. Horvat Z., Horvat M., Koch D., Majer, F. (2021) Field measurements on alluvial watercourses in light of numerical modeling: case studies on the Danube River, *Environmental Monitoring and Assessment*, 193: 6.
6. Kumari R., Sharma R. C. (2019) Assessment of water quality index and multivariate analysis of high altitude sacred Lake Prashar, Himachal Pradesh, India, *International Journal of Environmental Science and Technology*, 16: 6125–6134.
7. Li Y. P., Tang C. Y., Yu Z. B., Acharya, K. (2014) Correlations between algae and water quality: Factors driving eutrophication in Lake Taihu, China, *International Journal of Environmental Science and Technology*, 11: 169–182.
8. Liedermann M., Gmeiner P., Pessenlehner S., Haimann M., Hohenblum P., Habersack H. (2018) A Methodology for Measuring Microplastic Transport in Large or Medium Rivers. *Water*, 10: 414.
9. Mohamed I., Othman F. N., Ibrahim A. I., Alaa-Eldin, M. E., Yunus, R. M. (2014) Assessment of water quality parameters using multivariate analysis for Klang River basin. Malaysia, *Environmental Monitoring and Assessment*, 187: 4182.
10. Satheskumar P., Khan A. B. (2012) Identification of mangrove water quality by multivariate statistical analysis methods in Pondicherry coast, India, *Environmental Monitoring and Assessment*, 184: 3761–3774.

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia

11. Tamas E. A., Varga A., Szibert J., Lengyel Varga A., Spasojevic M. (2012) The Danube River simultaneous bathymetric, flow, sediment and water quality data collection, *16th Conference of Serbian Society for Hydraulic Research and Serbian Society for Hydrology*.
12. Yilma M., Kiflie Z., Gessese, N. (2019) Assessment and interpretation of river water quality in Little Akaki River using multivariate statistical techniques. *International Journal of Environmental Science and Technology*, 16: 3707–3720.

Metoda za kvantitativnu procenu mikrobiološkog rizika (QMRA) sa primenom u hidrotehnici

Dušan Jovanović¹

APSTRAKT: Osiguravanje adekvatnog mikrobiološkog kvaliteta vode, je jedan od osnovnih ciljeva upravljanja vodnim resursima, naročito u oblastima hidrotehnike gde se ostvaruje direktan kontakt čoveka i vode, kao što je vodosnabdevanje i vodena rekreacija. Postizanje adekvatnog mikrobiološkog kvaliteta vode je još važnije ako se voda obezbeđuje iz alternativnih resursa kao što su kišnica, urbani površinski oticaj ili čak reciklirana otpadna voda. U svim ovim slučajevima, postavlja se pitanje koliki je rizik po javno zdravlje usled mogućeg prisustva patogenih mikroorganizama u vodi? Da li je rizik iznad određene granice prihvatljivosti? Ako jeste, koji je nivo prečišćavanja potreban (u slučaju vodosnabdevanja) ili koje nivo smanjenja zagađenja treba postići (u slučaju vodne rekreacije) da bi rizik po javno zdravlje postao prihvatljiv? Odgovori na ova pitanja se mogu dobiti primenom metode za kvantitativnu procenu mikrobiološkog rizika (QMRA) koja je namenski prilagođena predviđanju zdravstvenih rizika usled izloženosti patogenim mikroorganizmima. QMRA metoda sadrži sledeće korake: 1) formulacija problema; 2) procenu izloženosti; 3) procenu uticaja na zdravlje; i 4) karakterizaciju rizika. Metoda dozvoljava integraciju sa modelima transporta i dinamike fekalnih mikroorganizama kroz različite sredine, uključujući površinske i podzemne vode. Ovakav integrisani model rizika, predstavlja moćan alat za analizu i komuniciranje rizika kao i za pronalaženje optimalne strategije poboljšanja mikrobiološkog kvaliteta vode/smanjenja rizika. U radu se daje pregled QMRA metode, svaki od koraka se posebno obrazlaže i daje se pregled ulaznih podataka potrebnih za proračun. Potom se daje primer primene metode pri analizi mikrobiološkog standarda za vode za rekreaciju.

Ključne reči: QMRA, kvalitet vode, patogeni, rizik, javno zdravlje.

Quantitative Microbial Risk Assessment (QMRA) framework with application in water engineering

ABSTRACT: Ensuring adequate microbial water quality is one of the main goals in water resources management, especially in areas of water engineering where direct contact between humans and water exist, such as water supply and aquatic recreation. This is even more important when considering alternative water resources, such as rainwater, stormwater or even recycled wastewater. In all of the mentioned cases, a question may be asked about the level of health risk involved due to a potential presence of waterborne pathogens. Is a magnitude of the risk involved above a defined threshold of tolerable risk? If so, what treatment level needs to be applied (in case of water supply), or what level of pollution reduction needs to be achieved (in case of water-based recreation) so that the public health risk is below defined threshold? Answers to these questions can be obtained through a Quantitative Microbial Risk Assessment (QMRA) framework, which is specifically adapted to detail potential human-health risks from exposure to pathogens. The QMRA consists of the following steps: 1) Problem formulation; 2) Exposure assessment; 3) Health effects assessment; and 4) Risk characterisation. The framework allows integration with pathogen fate and transport models for various media, including surface water and groundwater. Such an integrated risk model is a powerful tool for analysing and communicating risk as well as finding the optimal water quality improvement/risk management strategy. This paper gives an overview of the QMRA framework, individual explanation of each of the calculation steps as well as the required input data. An example of application of the QMRA framework for analysis of recreational water quality standards is presented.

Keywords: QMRA, water quality, pathogens, risk, public health.

¹Dr Dušan Jovanović, Građevinski fakultet Subotica, docent, dušan.jovanovic@gf.uns.ac.rs

1 Uvod

Gazdovanje vodnim resursima podrazumeva osiguravanje odgovarajućih količina i adekvatnog kvaliteta vode za planirane namene. Kvalitet vodnih resursa je naročito bitan u slučajevima direktnog izlaganja vodnom resursu. U slučaju neadekvatnog kvaliteta može doći do negativnih posledica po čoveka, najčešće u pogledu narušavanja zdravlja i komplikacija koje mogu proizaći iz toga (Pond, 2005).

Direktan kontakt čoveka i vode se primarno odvija pri korišćenju vode za piće ili pri kontaktu sa vodom tokom rekreacionih aktivnosti. Pri ovim aktivnostima dolazi do namernog (gutanje vode za piće) ili nenamernog (gutanje vode ili udisanje i gutanje aerosola pri rekreaciji) unosa određene količine vode koja potencijalno može sadržati patogene mikroorganizme. Najveći broj patogenih mikroorganizama od interesa potiču iz fekalnih izvora, mada postoji i određeni manji broj koji autohtono živi u akvatičnoj sredini porekla (Pond, 2005). Stoga je focus pri analizi mikrobiološkog kvaliteta vode na izvorima fekalnog zagađenja voda. Prema procenama Svetske Zdravstvene Organizacije (SZO), skoro 850 000 smrtnih slučajeva godišnje su direktno povezani sa neadekvatnim kvalitetom vode za piće u zemljama sa srednjim i niskim prihodima (WHO, 2014). Izbijanje zaraza povezanih sa vodosnabdevanjem nastavlja da se događa kako u zemljama u razvoju tako i u razvijenim zemljama koje rezultira u gubljenju života, značajnom opterećenju bolešću i ekonomskim gubicima za pojedince i za društvo u celini (Craun i sar., 2010). U pogledu akvatične rekreacije, na globalnom nivou je zabeležen rast rekreacionog korišćenja vodnih resursa, što nije iznenađujuće obzirom da akvatična rekreacija donosi mnogobrojne zdravstvene dobrobiti, kao što su odmor, relaksacija i fizička vežba (Shuval, 2003). Shodno, postoji tendencija porasta populacije izložene mikrobiološkim hazardima tokom rekreacionih aktivnosti. Procena i monitoring oboljevanja usled rekreacionih aktivnosti je komplikovan jer su bolesti koje nastaju usled izlaganja patogenim mikroorganizmima često blage i samoograničavajuće (na primer dijareja) (Pond, 2005). Ipak, procenjuje se da ekonomski gubitak na globalnom novou od bolesti izazvanih akvatičnom rekreacijom iznosi oko 12 milijardi USD (Shuval, 2003).

Pri upotrebi vodnih resursa za namene gde ima direktnog kontakta čoveka i vode potrebno je proceniti koliki je rizik po zdravlje usled prisustva patogenih mikroorganizama. Ako je ovaj rizik ispod granice podnošljivosti voda se smatra ispravnom za upotrebu. Procena rizika podrazumeva merenje koncentracije patogenih mikroorganizama, koje otežano faktorima kao što su veliki broj različitih patogenih mikroorganizama, niske koncentracije i povremena prisutnost ovih organizama u akvatičnoj sredini (Moe, 2002; Savichtcheva i Okabe, 2006). Dodatno, postoje problemi sa laboratorijskim procedurama za utvrđivanje koncentracije koje su najčešće vrlo skupe, radno-naporne, zahtevaju visokoobučeno osoblje i aparaturu. Treba napomenuti da neke patogene mikroorganizme još nije moguće uzgajati u laboratoriji. Zbog navedenih razloga, mikrobiološki kvalitet vode se najčešće utvrđuje merenjem fekalnih indikatorskih mikroorganizama (CWP, 2000). Najčešće su korišćeni mikroorganizmi iz grupe koliformnih bakterija, kao što su ukupni koliformi, fekalni koliformi ili u današnje vreme *Escherichia coli* (*E. coli*). Ovi organizmi su uvek prisutni u digestivnom traktu čoveka i životinja, nisu patogeni za čoveka i mere se pomoću relativno jednostavnih i jeftinih metoda (Yan i Sadowsky, 2007). Razvoj mikrobiološkog standarda kvaliteta vode za fekalne idikatorske organizme zahteva obimne epidemiološke studije koje bi dovele u vezu koncentracije FIO sa stopama oboljevanja. Ove studije su sprovedene u prošlosti (npr. (Dorevitch i sar., 2012; Kay i sar., 1994; Prüss, 1998)) i mnogi mikrobiološki standardi kvaliteta su bazirani na njima (npr. (NHMCR, 2008)). Ipak, treba napomenuti da u zavisnosti od izvora zagađenja, odnos koncentracije FIO i patogena varira, što može uticati na primenljivost izvedenog standarda na lokacijama gde su izvori zagađenja drugačiji (Soller i sar., 2010). Takođe, pri merenju idikatora pretpostavlja se da patogeni mikroorganizmi imaju sličan režim preživljavanja u spoljnoj sredini ili sličanu efikasnost odstranjivanja nekim od tretmana za prečišćavanje vode, što ne mora biti slučaj (Helmer i Finch, 1993). Iz toga sledi da odsustvo ili smanjena koncentracija indikatora ne mora da znači i odsustvo patogena, odnosno da uprkos koncentraciji indikatora koja zadovoljava standard, rizik po ljudsko zdravlje i dalje postoji.

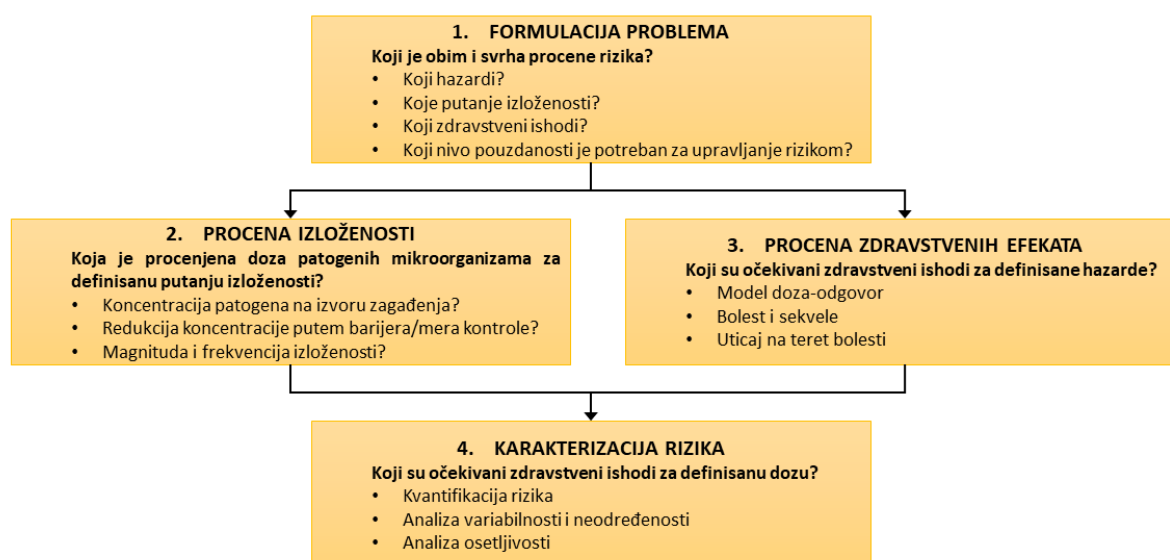
Sa pomacima u razvoju metoda za detekciju i kvantifikaciju patogena, kako kulturabilnih tako i molekularnih (npr. PRC metoda) ili njihovoj kombinaciji, merenje koncentracije patogenih mikroorganizama postaje sve lakše i dostupnije (Haas i sar., 2014). Način za korišćenje ovih podataka

za procenu stvarnog mikrobiološkog rizika po ljudsko zdravlje u zavisnosti od načina korišćenja vodnog resursa predstavlja metoda za kvantitativnu procenu mikrobiološkog rizika - Quantitative Microbial Risk Assessment (QMRA) (Haas i sar., 2014). QMRA procenjuje rizik po ljudsko zdravlje preko predviđanja stope infekcije ili oboljevanja pri određenim koncentracijama patogena i pretpostavljenim stopama unosa preko gutanja ili udisanja. U odnosu na epidemiološke studije koje razmatraju pojavu bolesti koristeći opservacije i merenja stvarnog oboljevanja subjekata u studiji, QMRA metoda predstavlja više teorijski/računski pristup određivanju rizika od bolesti. Metoda zahteva unošenje mnogi pretpostavki naročito u domenu izloženosti patogenima ali je sa njom moguća analiza sistema i uticaja različitih komponenti na ishod procene rizika. U radu se daje pregled QMRA metode, svaki od koraka se posebno obrazlaže i daje se pregled ulaznih podataka potrebnih za proračun. Potom se daje primer primene metode za analizu mikrobiološkog standarda za rekreacione vode u SAD.

2 QMRA metoda

QMRA metoda predstavlja sistematski način korišćenja informacija u svrhu podrške donošenja odluka vezanih za upravljanje mikrobiološkim kvalitetom vode, prioriterizaciji akcija popravljanja kvaliteta ili organizovanja istraživačkih poduhvata (WHO, 2016). Drugim rečima, QMRA metoda je okvir koji dopušta da se kvantitativni naučni podaci interpretiraju u kontekstu procene zdravstvenih ishoda radi podrške upravljanju mikrobiološkim kvalitetom vode.

Najranije studije u oblasti procene mikrobiološkog rizika su se oslanjale na strukturu metoda za procenu hemijskog rizika, a potom je razvijena metoda posebno namenjena proceni mikrobiološkog rizika (Haas i sar., 2014). QMRA metoda formalno sadrži četiri koraka u procesu procene rizika: 1) formulacija problema, 2) procena izloženosti, 3) procena zdravstvenih efekata i 4) karakterizacija rizika (Slika 1).



Slika 1. Shematski prikaz QMRA metode pri primeni u hidrotehnici.

Figure 1. Scheme of water-related QMRA method.

2.1 Formulacija problema (Hazard ID)

Pri formulaciji problema definišu se obim i svrha kvantitativne mikrobiološke procene rizika. U ovom koraku se formuliše problem kroz odgovore na pitanja koja uključuju: Kakve odluke treba da se donose na bazi procene rizika? Koji nivo detaljanosti i koji podaci su adekvatni za podršku donošenja odluke? Koji hazardi i koji zdravstveni ishodi treba da se uključe u razmatranje? Koje putanje izloženosti hazardu treba razmotriti i do koje detaljnosti?

Nije moguće razmatrati sve vodne patogene pri sprovođenju procene rizika. Zbog toga se uvode referentni patogeni mikroorganizmi. Izbor referentnih patogenih mikroorganizama treba sprovesti tako da ukoliko se osigura kontrola rizika od izabranih referentnih patogena postoji i kontrola ostalih patogena koji su od značaja u datom slučaju. Faktori koji utiču na izbor referentnih patogena su izvori fekalnog zagađenja na razmatranoj lokaciji, relevantnost patogena u odnosu na putanju izloženosti, lokalni uslovi i učestalost i ozbiljnost pojave bolesti koje se prenose vodnim putem.

Definisanje putanja izloženosti od izvora patogena do mesta izlaganja će utvrditi obim studije procene rizika. Ovde se definišu specifični hazardni događaji ili različiti scenariji izlaganja koje je potrebno razmotriti da bi se postigli ciljevi analize rizika.

Potrebno je i definisati koji zdravstveni ishodi će se razmatrati u konkretnoj studiji. Zdravstveni ishodi mogu uključivati pojavu infekcije, bolesti ili sekvele ili možda neku od mera opterećenja bolesti koja može useti u obzir sve prethodno nabrojane ishode.

U zavisnosti od odgovora na pitanja iznad, QMRA može biti različitog obima i kompleksnosti od takozvanih „screening“ procena rizika do opširnih detaljnih procena rizika. Povećanje obima i detaljnosti procene rizika sa sobom nosi i povećanje cene koštanja i angažovanosti resursa. Međutim, suštinske razlike u samom postupku procene rizika nema, već je razlika na nivou kvantifikacije podataka i matematičke sofisticiranosti pri proračunu rizika kao i u vremenu, ekspertizi i ulaznim podacima potrebnim za proračun. Shodno tome, QMRA se može primenjivati u slojevima. Na primer, pri proceni rizika za izvorišta vodosnabdevanja, „screening“ QMRA se može uraditi na svim izvorištima, a prema dobijenim rezultatima detaljnija procena rizika se može raditi samo na onim lokacijama za koje je prva procena ukazala na postojanje značajnijeg rizika.

2.2 Procena izloženosti

Cilj procene izloženosti je da utvrdi frekvenciju i magnitudu izloženosti patogenima pri putanjama izloženosti i hazardnim događajima identifikovanim pri formulaciji problema. Dostupnost podataka i svrha procene rizika će određivati kako se definiše putanja izloženosti. Uopšteno, putanja izloženosti se definiše u pogledu izvora zagađenja (patogena), kontrolnih mera (barijera) i mehanizma izloženosti (unos).

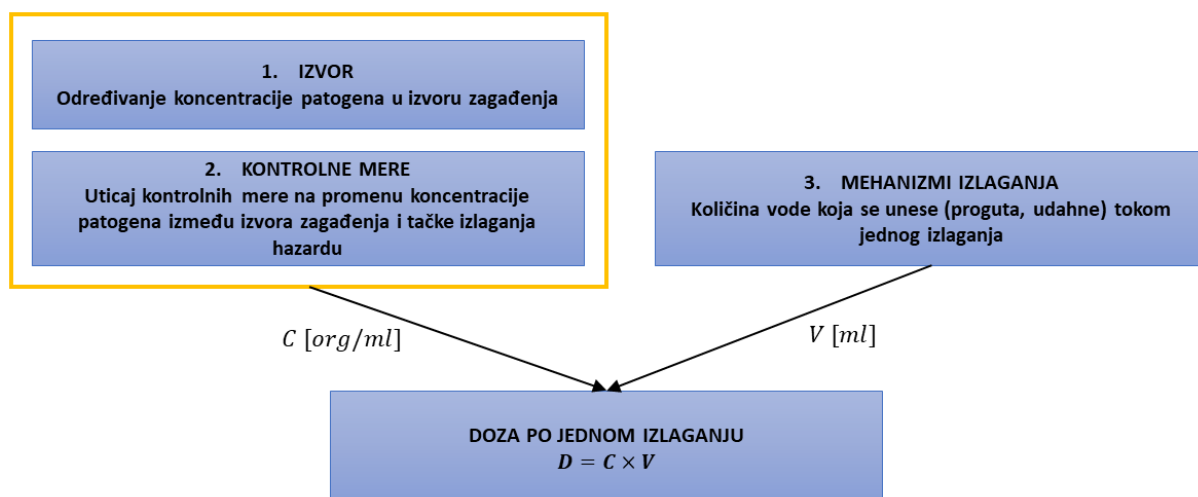
Izvori zagađenja predstavljaju inicijalnu tačku kvantifikacije patogena, odnosno njihove koncentracije u izvoru zagađenja. Neki od najčešće analiziranih izvora zagađenja su: prečišćenja/neprečišćenja voda za piće, prečišćenja/neprečišćenja otpadna voda, recikliranja otpadna voda koja se koristi za navodnjavanje, oticaj sa urbanih površina, ili čak izvori patogenih mikroorganizama na slivu - ekskreti domaćih ili divljih životinja koji putem površinskog oticaja dospevaju u vodna tela.

Kontrolne mere (barijere) su bilo koji faktori sredine (vreme zadržavanja, insolacija, transport po površini sliva), inženjerske mere (bilo kakvi tretmani vode) ili regulatorne (zakonske) mere koje mogu uticati na smanjivanje koncentracije ili inaktivaciju patogena od izvora zagađenja do mesta izlaganja hazardu. U okviru procene izloženosti potrebno je razmotriti sve kontrolne mere na putanji izloženosti i kvantifikovati njihov uticaj na koncentracije izabranih referentnih patogena.

Mehanizmi izlaganja hazardu (unos) predstavljaju način kako dolazi do izlaganja patogenim mikroorganizmima u akvatičnoj sredini. U zavisnosti od konteksta to može biti namerni unos vode (npr. pijenje vode za piće), nenamerno gutanje vode (npr. tokom rekreativnih aktivnosti na vodi), gutanje ili udisanje aerosola.

Na Slici 2 su konceptualno prikazani koraci u proceni izloženosti. Cilj procene izloženosti je određivanje doze patogena pri jednom izlaganju (D – Slika 2). Doza patogena se dobija kombinovanje

koncentracije referentnog patogena na mestu izlaganja sa utvrđenom zapreminom vode za konkretni mehanizam izlaganja hazardu. Ukoliko je moguće merenje koncentracije referentnih patogena na mestu izlaganja doza patogena se može direktno odrediti. Međutim, direktno merenje patogenih mikroorganizama na mestu izlaganja može biti otežano zbog ograničenja resursa (finansijskih ili ljudskih), ili zbog samih teškoća u uzorkovanju vode. Takođe, merene koncentracije patogenih mikroorganizama mogu često biti ispod granice detekcije za određenu metodu, ali da ipak predstavljaju rizik po javno zdravlje (kao što je često slučaj u analizama kvaliteta pijaće vode). U tom slučaju, potrebno je primeniti neke od načina predviđanja koncentracije na mestu izloženosti. Modeliranje koncentracije patogenih mikroorganizama na mestu izlaganja se može iskoristiti za prevazilaženje nedostataka u merenje (kao što su velike fluktuacije merenih koncentracija patogenih mikroorganizama i mali broj merenih koncentracija) a istovremeno dati mogućnost za analizu sistema kroz modeliranje izvora zagađenja i kontrolnih mera na putanji izloženosti hazardu. To je naročito važno ako je cilj procene rizika da se dobije uvid u procese koji diktiraju krajnju magnitudu rizika. Zbog izraženih neodređenosti u određivanju parametara modela QMRA, najveća vrednost ove metode možda i nije u krajnoj kvantifikaciji rizika, već pre u mogućnosti istraživanja sistema i određivanja glavnih komponenti sa najvećim uticajem na rezultat proračuna, odnosno kao alat za podršku upravljanjem mikrobiološkim kvalitetom vode.



Slika 2. Konceptualno diskretizacija komponentata pri proceni izloženosti vodnim patogenim mikroorganizmima.

Figure 2. Conceptual components for assessing exposure to waterborne pathogens.

2.3 Procena zdravstvenih efekata

Pri proceni zdravstvenih uticaja, vrši se prikupljanje podataka o zdravstvenim efektima izloženosti definisanim hazardima (odnosno patogenim mikroorganizmima). U ovom koraku se procenjuju uticaj na zdravlje ljudi određenog hazarda. Moguće je posvetiti pažnju specijalnim podgrupama populacije (npr. deca, stari, imunokompromitovani) ako za ove grupe postoje odgovarajući podaci. Glavne komponente procene zdravstvenih efekata su: model doza-odgovor, verovatnoća oboljevanja, verovatnoća pojave sekvela, i analiza opterećenja bolesti.

Model doza-odgovor. Primena ovog modela je ključna veza između procenjene doze patogenih mikroorganizama koja se unosi i zdravstvenih efekata koje ta doza izaziva. Ovi modeli su napravljeni na osnovu epidemioloških studija i najčešće se preuzimaju iz objavljene literature. Svaki od dostupnih modela doza-odgovor sadrži različite izvore neodređenosti u zavisnosti od podataka koji su korišćeni za njihov razvoj (različite doze, različite jedinice mere za doze, različita populacija kojoj je doza administrirana kao i veličina uzorka populacije u studiji) i razne pretpostavke uvedene tokom razvoja

modela da bi se dobilo adekvatno slaganje sa podacima. Zbog toga treba posvetiti pažnju pri izboru modela doza-odgovor za konkretnu QMRA studiju.

Verovatnoća oboljevanja. Neće svi inficirani pojedinci razviti simptome bolesti, odnosno oboleti. Prema tome, ukoliko je krajnji ishod procene rizika rizik od bolesti, onda je potrebno pronaći odgovarajuće odnose morbidnosti, odnosno verovatnoću pojave bolesti zavisno od inficiranosti.

Verovatnoća pojave sekvela. Većina referentnih patogenih mikroorganizama koji se razmatraju pri bezbednosti upotrebe vodnih resursa izazivaju primarno gastrointestinalne zdravstvene probleme (npr. dijareju, mučninu/povraćanje, abdominalne bolove). Kao posledica primerne bolesti mogu se javiti teška, sekundarna i/ili hronična zdravstvena stanja koja se nazivaju sekvele (*sequelae*). Na primer, *Salmonella* spp. *Shigella* i *Giardia* mogu izazvati različite podvrste artritisa, dok se Gilan-Bareov sindrom može javiti kao posledica infekcije *Campylobacter* spp. a hemolitično-uremični sindrom kao posledica infekcije *E. coli* O157:H7 (Pond, 2005). Ukoliko razmatranje zdravstvenih efekata uključuje i određivanje opterećenja bolesti, potrebno je razmotriti i uticaj sekvela na ukupno opterećenje bolesti u populaciji.

Opterećenje bolesti. Disability adjusted life years (DALY) je mera koja se koristi za sveukupno opterećenje zajednice bolešću i ima jedinice vremena (godine). DALY predstavlja zbir dve komponente. Prvo, izgubljene godina života usled prerane smrti (years of life lost – YLL) u odnosu na očekivano trajanje života, koje su posledica određene bolesti. Drugo, godine života koje će osoba provesti živeći sa nekom vrstom invaliditeta koji je posledica istog oboljenja (years lost due to disability – YLD). Prednost DALY je u tome što u jednoj veličini kombinuje efekte i mortaliteta (kvantiteta) i morbiditeta (kvaliteta) života. Nedostatak merenja opterećenja bolesti preko DALY je u tome što proračun zavisi od uslova pomoći koja se može pružiti obolelom u konkretnom sistemu. Obično razvijeni zemlje imaju manje koeficijente za procenu uticaja bolesti na DALY i suprotno.

2.4 Karakterizacija rizika

Pri karakterizaciji rizika, vrše se proračuni koji kombinuju informacije procene izloženosti i procene zdravstvenih efekata tako da se izvrši kvantifikacija rizika za definisani scenario (Slika 2). Sadržaj ovog koraka će zavisiti od više faktora.

Cilj i svrha procene rizika koji su definisani pri formulaciji problema će određivati koji uslovi modela rizika će se razmatrati kao i na koji način će se vršiti proračuni. Pri jednostavnim procenama rizika, model može biti deterministički i konceptualno jednostavan. Kod kompleksnijih situacija moguće je vršiti proračune rizika za određene scenarije i uslove koji treba da su ispunjeni da bi postigli ciljeve i svrhu procene rizika.

Rizik se može kvantifikovati na više načina, u zavisnosti od prikupljenih podataka pri proceni izloženosti i proceni zdravstvenih efekata, a mogu uključivati verovatnoću pojave infekcije, verovatnoću pojave bolesti, očekivan broj slučajeva bolesti ili DALY. Vremenska skala za procenu rizika može biti za pojedinačno izlaganje hazardu, za seriju nezavisnih izlaganja ili za izlaganja za jednu godinu. U pogledu populacije rizik se može proračunati za ukupnu populaciju ili za deo populacije koji je izložen riziku.

Način na koji se proračun vrši zavisi će od obima i ciljeva procene rizika, ali uopšteno rizik se može okarakterisati deterministički kao jedna vrednost (na primer, srednja vrednost, minimum ili najgori slučaj) ili stohastički kao raspodela verovatnoće. Kada eksplicitno kvantifikujemo neodređenosti i varijabilnosti parametara modela, karakterizacija rizika će obuhvatiti i određivanje raspodele rizika za definisani slučaj.

Treba pomenuti da je vrlo korisno sprovesti i analizu osetljivosti, odnosno ispitati kako varijabilnost i neodređenost parametara modela rizika utiču na varijabilnost i neodređenost ishoda proračuna. Analiza osetljivosti se može iskoristiti za utvrđivanje interakcije komponenata modela, tj. koncentracije patogenih mikroorganizama, efikasnost mera kontrole, parametara model doza-odgovor, odnos morbidnosti, itd., kao i za utvrđivanje komponente modela sa najvećim uticajem na ishod proračuna. Određivanje najvećeg izvora varijabilnosti i neodređenosti se može iskoristiti za fokusiranje kontrolnih mera pri upravljanju rizikom kao i fokusiranje dodatnih napora pri prikupljanju podataka.

3 Primer primene QMRA metode u slucaju kvaliteta vode za rekreaciju

Kao primer proračuna navodimo studiju koji su objavili (Soller i sar., 2010). Motiv za ovu studiju je bila analiza rizika po ljudsko zdravlje pri rekreativnom korišćenju plaža za kupanje koje su imale koncentracije fekalnih idikatorskih mikroorganizama na propisanim granicama za zabranu korišćenja plaža za kupanje.

3.1 Formulacija problema

Već je napomenuto da se rutinski monitoring mikrobiološkog kvaliteta vode kao i upravljanje bezbednošću korišćenja vode za rekreaciju sprovodi merenjem FIO. Za merenje mikrobiološkog kvaliteta obalnih voda se najčešće koriste fekalne bakterije *E. coli* i enterococci, koje se nalaze u digestivnom traktu svih toplokrvnih životinja i ljudi. 97% koliformnih bakterija u digestivnom traktu kod čoveka i 94% kod životinja su zapravo *E. coli*, pa je stoga njihova koncentracija u fecesu jako velika -10⁹ org/g. Koncentracije enterococci su 10 to 1000 puta manje u poređenju sa *E. coli*, ali su enterococci znatno rezistentniji na salinitet i alkalne pH vrednosti što ih čini posebno zgodnim za monitoring mikrobiološkog kvaliteta morske vode.

Granične vrednosti koncentracije ovih bakterija propisane u SAD su 126 cfu/100ml za *E. coli* i 35 cfu/100ml enterococci. Ove vrednosti su određene na bazi epidemioloških studija koje su tražile vezu između koncentracije fekalnih idikatora i oboljevanja u populaciji plivača na određenim plažama. Ove lokacije su bile pod uticajem ljudskog fekalnog zagađenja. Glavno istraživačko pitanje je bilo da li se ove granične vrednosti treba primenjivati i na lokacijama koje nisu pod uticajem ljudskog fekalnog zagađenja? Odgovor na ovo pitanje dat je primenom metode za kvantitativnu procenu mikrobiološkog rizika tako što je proračunat rizik od infekcije i bolesti usled gutanja vode koja je bila zagađena izmetom iz niza primarnih izvora zagađenja: netretirana otpadna voda, sekundarni efluent, krupna stoka, svinje, kokoške i galebovi. Iako se neprečišćena otpadna voda retko ispušta u recipijente u SAD, analiza rizika ovog izvora može se koristiti za procenu uticaja slabo tretiranih efluenata, procurivanja iz mreže fekalne kanalizacije ili neispravnih septičkih sistema.

Pomenuto je da izbor referentnih patogena treba izvršiti tako da izabrani patogeni predstavljaju najveći rizik po zdravlje u svakom od razmatranih izvora zagađenja. Takođe, ovi patogeni treba da adekvatno predstavljaju sudbinu i transport ostalih članova svoje mikrobiološke grupe (bakteriju, virusi i protozoe) u razmatranoj sredini. U svojoj studiji, (Soller i sar., 2010) su analizirali bakterijske patogene *Campylobacter jejuni*, *Salmonella enterica* i *E. coli* O157:H7, patogene protozoe *Cryptosporidium* spp. i *Giardia lamblia* i *Norovirus* od virusnih patogena.

Individualni rizik je računat za pojedinačnog plivača iz opšte populacije. Rizik za decu bi moguće bio drugačiji zbog različitog vremena kontakta, količine progutane vode i različite podložnosti infekciji. Takođe, rizik bi bio drugačiji i za imunokompromitovane osobe. Međutim, diferenciranje za navede grupe nije bilo moguće zbog nedostatka podataka koji bi omogućili karakteriziranje opisanih razlika izloženosti i podložnosti infekciji ovih podgrupa.

3.2 Procena izloženosti

Primarni cilj procene izloženosti je određivanje doze referentnih patogena kojoj je osoba izložena. U konkretnoj studiji procena izloženosti svakom od referentnih patogena je obavljena na sledeći način. Proračun doze kojoj je izložen plivač (μ_{rp}^S) je izvršen kao u jednačini 1:

$$\mu_{rp}^S = \frac{C_{FIB}}{F_{FIB}^S \times 100} \times R_{rp}^S \times p_{rp}^S \times I_{rp}^S \times V \quad (1)$$

gde je: S – izvor fekalnog zagađenja; C_{FIB} – koncentracija *E. coli* ili enterococci u vodnom telu (cfu/100ml); F_{FIB}^S – koncentracija fekalnih idikatora u izmetu (cfu/g) ili efluentu (cfu/l); R_{rp}^S – koncentracija referentnog patogena u izmetu (org/g) ili efluentu (org/l); p_{rp}^S – frakcija infektivnih sojeva referentnog patogena u izvoru fekalnog zagađenja; I_{rp}^S – rasprostranjenost infekcije u životinjskim

izvorima zagađenja (proporcija životinja koji izbacuju patogen u svom izmetu); i V - zapremina progutane vode tokom plivanja (ml).

Opseg vrednosti za svaki od parametara je dobijen pregledom objavljene naučne literature.

3.3 Procena zdravstvenih efekata

Primarni zdravstveni ishod je bila infekcija razmatranim patogenom posle gutanja određene količine vode. Takođe, razmatrana je i gastrointestinalna bolest kao posledica infekcije. Ostali zdravstveni ishodi usled inhalacije ili dermalnih abrazija nisu razmatrani, kao ni sekvele koje mogu nastati usled infekcije referentnim patogenima.

Verovatnoća infekcije i posledične gastrointestinalne bolesti za plivača je izračunata korišćenjem objavljenih veza doza-odgovor i podataka o morbidnosti za svaki od analiziranih patogenih mikroorganizama za doze dobijene proračunom pri analizi izloženosti.

3.4 Karakterizacija rizika

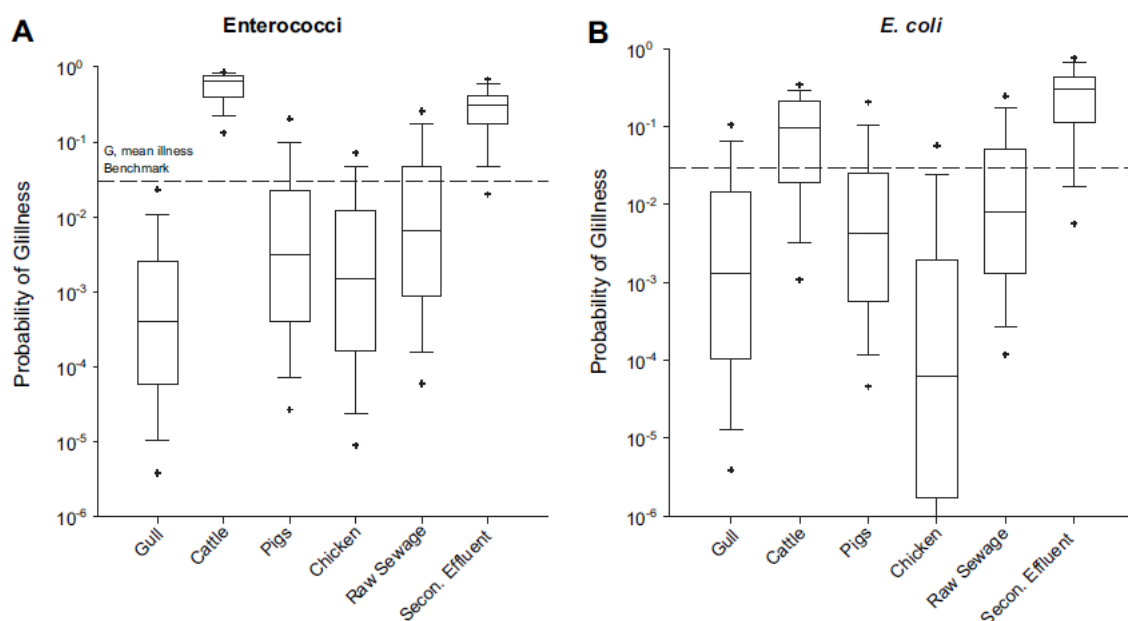
Kako mnogi od parametara u razvijenom modelu rizika imaju prorodnu variabilnost, proces proračuna rizika je obavljen korišćenjem Monte Carlo pristupa, pri čemu je svaki proračun imao 10 000 iteracija. Za svaki od parametara modela je primenjena log-normalna raspodela na definisanom opsegu vrednosti. Krajnji rezultat proračuna je distribucija rizika od bolesti za svaki od razmatranih patogenih mikroorganizama za svaki od izvora zagađenja. Ukupni rizik od bolesti za svaki izvor zagađenja je sračunat kao:

$$P^S = 1 - \prod_{rp}(1 - P_{rp}^S) \quad (2)$$

gde je: P^S – rizik od bolesti za određeni izvor zagađenja a P_{rp}^S – rizik od bolesti usled infekcije referentnim patogenom iz određenog izvora zagađenja.

3.5 Rezultati

Proračunata verovatnoća od gastrointestinalne bolesti pri graničnim vrednostima koncentracija fekalnih idikatora, 35 cfu/100ml enterococci i 126 cfu/100ml *E. coli*, pri pretpostavci da su svi sojevi referentnih patogena infektivni za ljude, prikazana je na Slici 3. (Soller i sar., 2010) su pokazali da sekundarni efluent iz postrojenja za prečišćavanje otpadne vode predstavlja daleko veći rizik nego ne tretirana otpadna voda pri definisanim koncentracijama fekalnih indikatora. Ovaj rezultat je posledica odnosa fekalnih indikatora i patogenih mikroorganizama u ova dva izvora zagađenja. Naime, pri tretmanu otpadnih voda, odstranjivanje fekalnih indikatora je znatno efikasnije od ostranjivanja patogena, naročito protozoa koje formiraju spore i virusa. Is toga sledi da je koncentracija patogena pri definisanim graničnim vrednostima fekalnih indikatora za sekundarni efluent znatno viša nego za netretiranu otpadnu vodu. Zanimljivo je primetiti da se rizik proračunat usled zagađenja fekalnim materijalom od krupne stoke ne razlikuje puno od zagađenja otpadnom vodom. Sa druge strane, zagađenje fekalnim materijalom od živine, svinja i galebova predstavlja mnogo manji rizik pri datim graničnim vrednostima. Glavni zaključak ove studije je bio da je potrebno razmotriti pristup upravljanu mikrobiološkim kvalitetom vode za vodna tela koja se koriste za rekreaciju a nisu pod uticajem komunalnih otpadnih voda.



Slika 3. Verovatnoća pojave gastrointestinalne bolesti usled gutanja vode zagađene svežim fekalnim zagađenjem pri koncentraciji od 35 cfu/100ml enterococci (A) i 126 cfu/100ml *E. coli* (B). Proračunati rizik za sveži feces od galebova, kupne stoke, svinja i kokoški, kao i netretirane otpadne komunalne vode i sekundarno dezinfikovanog efluenta sa PPOV. Prag rizika bolesti predstavlja geometrijsku srednju vrednost verovatnoće pojave bolesti od 0.03. Preuzeto od (Soller i sar., 2010).

Figure 3. Probability of GI illness from ingestion of water containing fresh faecal pollution at densities of 35 cfu/100ml enterococci (A) and 126 cfu/100ml *E. coli* (B). Predicted risk for fresh gull, cattle and pig faeces, and chicken litter and raw sewage and secondary disinfected effluent. The illness benchmark represents a geometric mean probability of illness of 0.03. Adopted from (Soller i sar., 2010)

4 Zaključak

U radu je opisana metoda za kvantitativnu procenu mikrobiološkog rizika (QMRA). QMRA metoda je alat kojim se može obezbediti razumevanje rizika za ljudsko zdravlje od mikrobioloških hazarda i time obezbediti važan uvid neophodan za efikasno upravljanje rizikom. Prednost ove metode je što se može koristiti ne samo za procenu rizika po zdravlje, već i za analizu kontrole/upravljanja rizikom u hidrotehničkim sistemima. Fleksibilna je u pogledu detaljnosti opisa sistema, tako da pristup može biti holistički, odnosno analizirati sistem od izvora zagađenja do korisnika vodnog resursa. Ovakav pristup pruža vredan uvid u uticaj pojedinačnih komponenti na ishod procene rizika po ljudsko zdravlje usled izlaganja patogenima u vodenoj sredini. Rezultati proračuna predstavljaju naučni osnov donošenja odluka pri upravljanju mikrobiološkim kvalitetom vode i povezanim rizikom kao i primenjivanjem mera za kontrolu rizika. QMRA metoda se može koristiti i za razvijanje mikrobioloških standarda za vodne resurse ili zahtevanih performansi nekog tehnološkog postupka za tretman voda, koji se mogu koristiti pri kontroli kvaliteta.

Glavno ograničenje QMRA metode je ograničena dostupnost podataka o koncentraciji patogena, njihovoj sudbini i transportu u spoljnoj sredini kao i odstranjivanju pri različitim tehnološkim tretmanima vode. Iako metode za detekciju i kvantifikaciju patogena postaju sve više dostupne, još uvek zahtevaju značajan nivo ekspertize da bi se pouzdano odredile koncentracije patogena. U odsustvu podataka, QMRA metoda se može primeniti pod određenim pretpostavkama. Ovo povećava nivo neodređenosti proračuna što može uticati na korisnost samog ishoda proračuna za praktične primene. U ovakvim slučajevima se može pristupiti analizi „najgoreg slučaja“ tako da su proračunati rizici u stvarnosti verovatno manji.

Literatura

1. Craun, G.F., Brunkard, J.M., Yoder, J.S., Roberts, V.A., Carpenter, J., Wade, T., Calderon, R.L., Roberts, J.M., Beach, M.J., Roy, S.L., 2010. Causes of outbreaks associated with drinking water in the United States from 1971 to 2006. *Clinical Microbiology Reviews* 23, 507–528.
2. CWP, 2000. Microbes and Urban Watersheds: Concentrations, Sources and Pathways, in: Schueler, T.R., Holland, H.K. (Eds.), *The Practice of Watershed Protection*. Center for Watershed Protection, Ellicott City, MD, pp. 74–84.
3. Dorevitch, S., Pratap, P., Wroblewski, M., Hryhorczuk, D.O., Li, H., Liu, L.C., Scheff, P.A., 2012. Health Risks of Limited-Contact Water Recreation. *Environmental Health Perspectives* 120, 193.
4. Haas, C.N., Rose, J.B., Gerba, C.P., 2014. *Quantitative Microbial Risk Assessment: Second Edition*, Quant. Microb. Risk Assess.: Second Ed., *Quantitative Microbial Risk Assessment: Second Edition*. Wiley Blackwell.
5. Helmer, R.D., Finch, G.R., 1993. Use of MS2 Coliphage as a Surrogate for Enteric Viruses in Surface Waters Disinfected with Ozone. *Ozone: Science & Engineering* 15, 279–293.
6. Kay, D., Jones, F., Wyer, M.D., Fleisher, J.M., Salmon, R.L., Godfree, A.F., Zelenauch-Jacquotte, A., Shore, R., 1994. Predicting likelihood of gastroenteritis from sea bathing: results from randomised exposure. *The Lancet* 344, 905–909.
7. Moe, C.L., 2002. Waterborne Transmission of Infectious Agents, in: Hurst, C.J. (Ed.), *Manual of Environmental Microbiology*. ASM Press, Washington, D.C.
8. NHMCR, 2008. *Guidelines for Managing Risks in Recreational Water*. National Health and Medical Research Council, Australia.
9. Pond, K., 2005. Water recreation and disease. Plausibility of Associated Infections: Acute Effects, Sequelae and Mortality. World Health Organization, Padstow, Cornwall, UK.
10. Prüss, A., 1998. Review of epidemiological studies on health effects from exposure to recreational water. *International journal of epidemiology* 27, 1–9.
11. Savichtcheva, O., Okabe, S., 2006. Alternative indicators of fecal pollution: Relations with pathogens and conventional indicators, current methodologies for direct pathogen monitoring and future application perspectives. *Water Research* 40, 2463–2476.
12. Shuval, H., 2003. Estimating the global burden of thalassogenic diseases: Human infectious diseases caused by wastewater pollution of the marine environment. *Journal of Water and Health* 1, 53–64.
13. Soller, J.A., Schoen, M.E., Bartrand, T., Ravenscroft, J.E., Ashbolt, N.J., 2010. Estimated human health risks from exposure to recreational waters impacted by human and non-human sources of faecal contamination. *Water Res.* 44, 4674–4691.
14. WHO, 2016. *Quantitative Microbial Risk Assessment: Application for Water Safety Management*. World Health Organisation, Geneva, Switzerland.
15. WHO, 2014. *Preventing diarrhoea through better water, sanitation and hygiene. Exposures and impacts in low- and middle-income countries*. World Health Organisation, Geneva, Switzerland.
16. Yan, T., Sadowsky, M.J., 2007. Determining sources of fecal bacteria in waterways. *Environmental Monitoring and Assessment* 129, 97–106.

Dimenzionisanje instalacija vodovoda za sanitarne potrebe u objektima primenom standarda SRPS EN 806-3

Matija Stipić¹
Marijana Milić²
Slobodan Tašin³
Srđan Kolaković⁴

APSTRAKT: Dimenzionisanje unutrašnjih instalacija vodovoda u objektima u našoj praksi se najčešće radi primenom standarda, obrazaca i tabela iz 60-tih godina prošlog veka. Određivanje protoka i gubitka pritiska u cevima se vrši primenom Brixovog obrasca i tablica. U Srbiji je tokom 2011.g. prihvaćen evropski standard EN 806-3 za određivanje dimenzija vodovodnih cevi za piće u objektima. Standard utvrđuje protoke na točecim mestima kao i projektovani protok po deonicama. U radu je dat osvrt na dimenzionisanje cevi u današnjoj inženjerskoj praksi i pregled osnovnih principa u prihvaćenom standardu, koji kod nas nije uzео veću primenu u praksi. Pored utvrđivanja protoka prikazan je proračun gubitka pritiska u cevima i primena gotovih tabela. Rad obuhvata i dimenzionisanje vodomera za stambene objekte.

Ključne reči: unutrašnji vodovod, dimenzionisanje cevi

Pipe sizing for sanitary installations inside buildings through the application of the standard SRPS EN 806-3

ABSTRACT: Installations inside buildings conveying water for human consumption are commonly sized by applying standards, forms and charts dating from the 1960s. Flow rate and pressure losses in the installations are determined from the Brix scale and charts. The European Standard EN 806-3 Specification for installations inside buildings conveying water for human consumption was given a status of a national standard in Serbia in 2011. The Standard specifies flow rates at draw-off points and design flow rates for sections of installations. The paper addresses pipe sizing in today's engineering practice and a review of basic principles in the adopted Standard which still has not been widely used in practice. In addition to determination of flow rates, calculation of pressure losses in pipes and application of ready-to-use charts are included. Water meter sizing for residential buildings is also included in the paper.

Key words: installations inside buildings, pipe sizing

¹ Doc dr Matija Stipić, dipl. inž. građ., Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad
matija@vojvodinaprojekt.rs

² aps Marijana Milić, dipl. inž. građ., Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

³ Doc dr Slobodana Tašin, dipl. inž. maš., Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad
tasholi@uns.ac.rs

⁴ Prof dr Srđan Kolaković, dipl. inž. građ., Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad,
kolak@uns.ac.rs

1 Uvod

Dimenzionisanje unutrašnjih instalacija vodovoda za sanitarne potrebe u objektima u Srbiji se vrši na osnovu „Smernica za proračun vodovoda u kućama“ uveden u Nemačkoj putem normi DVGW W 308, a koji propisuje DIN 1988 (iz 1962 g.) [1]. Protok u deonici se određuje primenom sledećeg obrasca:

$$Q = 0,25B^{0.25} \quad (1)$$

gde je: Q - protok u deonici (L/s), B - broj izlivnih jedinica (IJ).

Izlivna jedinica (IJ) ili jedinica opterećenja (JO) predstavlja protok vode na izlivnom mestu koji daje ispusnica prečnika 10 mm, pri punom mlazu, a pri izlivnom pritisku od 5 mVS, odnosno 1 IJ=0,25 L/s. U Tabeli 1. su date vrednosti IJ (JO) za standardna izlivna mesta kao i potreban minimalni pritisak.

Tabela 1. Standardna izlivna mesta

Table 1. Typical draw off points

Vrsta izlivnog mesta	Q (L/s)	IJ -	Minimalni pritisak vode (mVS)
Izlivni ventil			
DN10	0,25	1,00	5
DN15	0,40	2,50	5
DN29	1,00	16,00	5
DN25	1,50	36,00	5
Umivaonik	0,18	0,50	10
Sudopera	0,25	1,00	10
Mašina za pranje sudova	0,18	0,50	10
Mašina za veš	0,18	0,50	10
Tuš	0,18	0,50	10
Vodokotlić	0,13	0,25	5
Pisoar (bide)	0,13	0,25	10
Kada	0,30	1,50	10

Gubitak pritiska (energije) na deonici određuje se primenom opšte prihvaćenog Keltingovog obrasca [5]:

$$h = lBaD^{-b} \quad (2)$$

gde je: h - gubitak pritiska na deonici (mVS), l - dužina deonice (m), B - broj izlivnih jedinica (IJ), D - unutrašnji-stvarni prečnik cevi (cm), a - koeficijent: za čelične navojne (pocinkovane) cevi 7,10, za cevi od plastičnih masa i bakra 3,74; b - koeficijent: za čelične navojne (pocinkovane) cevi 5,436, za cevi od plastičnih masa i bakra 5,412.

Keltingovim obrascem su pored linijskih gubitaka obuhvaćeni i lokalni gubici (sa učešćem od oko 50%) a uračunat je i dodatak za inkustraciju cevi (kod čeličnih cevi od 0,5 do 1,5 mm). U inženjerskoj praksi, u našoj zemlji i regionu, se za utvrđivanje gubitka pritiska (energije) u cevima koriste gotove tablice, koje veoma često nose naziv po inženjeru Brixu. Tablice su dobijene primenom Keltingovog obrasca pri čemu su za proračun u obrascu, u većini primenjenih tablica, korišćeni nominalni prečnici cevi (DN) a ne stvarni unutrašnji prečnici cevi (ID). Zbog toga se u tablicama prikazuju veći gubici pritiska duž deonica i unosi netačnost u proračunu u odnosu na unutrašnji-stvarni prečnik cevi [4], [5], [8]. Sračunati povećani gubici utiču na predimenzionisanje buster crpnih postrojenja unutar stambenih objekata, što za posledicu ima značajno povećanu potrošnju energije, troškove pumpanja, nepotrebno veće pritiske u cevima, gubitke vode.

2 Primena SRPS EN 806-3

Evropski standard, EN 806-3, pod nazivom: „Specifikacije za instalacije u objektima za sprovođenje vode za ljudsku upotrebu-Deo 3: Određivanje veličine cevi-uprošćeni postupak“ odobren je 2006.g. od strane CEN-a. Tokom 2011.g. od strane Instituta za standardizaciju Srbije prihvaćen je ovaj standard bez ikakvih modifikacija kao srpski standard SRPS EN 806-3 na engleskom jeziku, [7]. Standard se odnosi na sisteme vode za piće u objektima i u njemu je opisana računaska metoda za dimenzionisanje standardnih vodovodnih instalacija u objektima. Standard ne obuhvata protivpožarnu unutrašnju hidrantsku mrežu. Standard uvodi određene nazive i definicije (Tabela 2.).

Tabela 2.Simboli i definicija
 Table 2. Symbols and definitions

Naziv	Simbol	Jedinica	Definicija
Minimalni protok na točjećem mestu	Q_{min}	L/s	Protok na točjećem mestu koja je potreban za funkcionisanje uređaja
Protok na točjećem mestu	Q_A	L/s	Računski protok na uređaju koja se uzima u proračunima
Ukupni protok	Q_T	L/s	ΣQ_A , zbir svih protoka na točjećim mestima - svih uređaja koji se snabdevaju vodom
Projektovani protok	Q_D	L/s	Protok za hidraulički proračun za dimenzionisanje cevi, uzimajući u obzir eventualnu istovremenu potrošnju
Minimalni pritisak pri protoku vode	P_{min}	Pa	Manometarski pritisak potreban na priključku sa točjećim mestom
Jedinica opterećenja	LU	1	Faktor koji obuhvata protok potreban na nekom uređaju, dužinu trajanja korišćenja uređaja i učestalost korišćenja. Jedna jedinica opterećenja (1 LU) jednaka je vrednosti protoka na točjećem mestu od $Q_A = 0,1$ L/s.

Pod standardnom instalacijom se podrazumeva:

- protok na točjećem mestu nije veći od vrednosti iz Tabele 3.,
- potrošnja ne premašuje projektovani protok sa Slike 1.,
- nije projektovan za kontinuirano korišćenje vode (ne duže od 15 minuta),
- maksimalni statički pritisak na točjećem mestu je 5 bar,
- minimalni pritisak na točjećem mestu je 1 bar,
- brzina vode u razvodnim cevima ne prelazi 2 m/s.

Jedna jedinica opterećenja, 1 LU, jednaka je protoku na točjećem mestu od $Q_A=0,1$ L/s. Vrednosti protoka na točjećem mestu, Q_A , minimalne vrednosti protoka na točjećem mestu, Q_{min} , i jedinice opterećenja, LU, za točćea mesta date su u Tabeli 3.

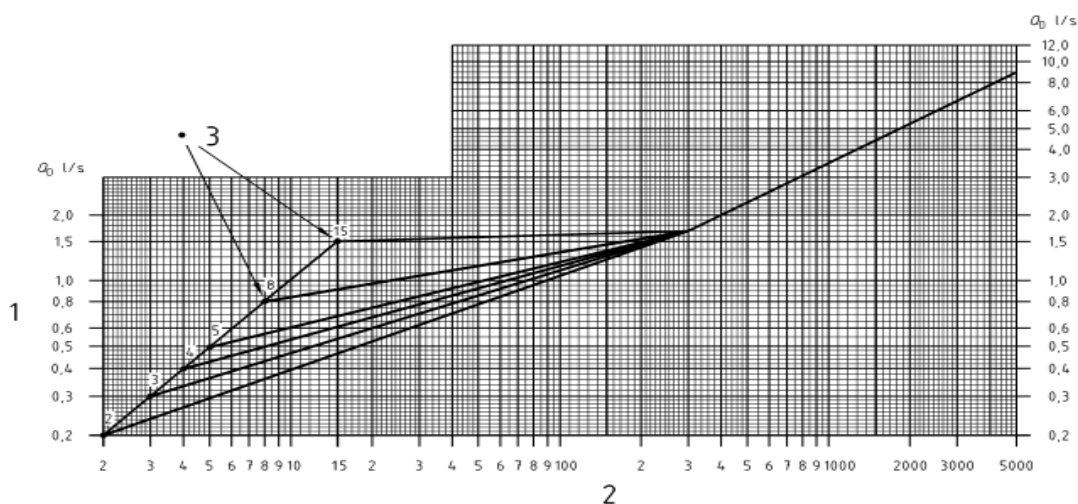
Projektovani protok, Q_D (L/s), za standardne instalacije u odnosu na ukupnu količinu protoka, Q_T (LU), se određuje grafičkim putem primenom dijagrama sa Slike 1. Pri dimenzionisanju jedne deonice se određuje ukupan protok, Q_T u LU, i utvrđuje najveća vrednost, LU, točjećeg mesta uzvodno od kraja posmatrane deonice. Na primer, za $Q_T=14$ LU i najveću vrednost jednog točjećeg mesta od 4 LU (kućna kada) projektovani protok, Q_D , za dimenzionisanje cevi je 0,6 L/s. Ova vrednost se može odrediti grafički (Slika 1.) i iz Tabele 4.

Tabela 3. Točeće mesto sa minimalnim protokom

Table 3. Minimum discharge units

Točeće mesto u objektu	Q_A	Q_{min}	Jedinice opterećenja LU
	L/s	L/s	
Umivaonik, lavabo, bide, WC kotlić	0,1	0,1	1
Kućni kuhinjski sudoper – veš mašina ^a , mašina za pranje sudova, sudoper, tuš	0,2	0,15	2
Baterija za spiranje pisoara	0,3	0,15	3
Kućna kada	0,4	0,3	4
Slavine /baštenske/garažne)	0,5	0,4	5
Komercijalni kuhinjski sudoper, DN 20, komercijalna kada	0,8	0,8	8
Baterija za ispiranje DN20	1,5	1,0	15

^a Za komercijalne uređaje konsultovati proizvođača.



Slika 1. Grafičko određivanje projektovanog protoka

Figure 1. Design flow rate diagram

Na Slici 1. su označene sledeće veličine:

- 1) Projektovani protok (vertikalna osa), Q_D (L/s),
- 2) Ukupni protok (horizontalana osa), Q_T (LU)
- 3) Utvrđena najveća vrednost točećeg mesta, u LU, uzvodno od kraja posmatrane deonice sa pripadajućim dijagramom.

Pored grafičkog načina određivanja projektovanog protoka, u Tabeli 4. se prikazuje i tabelarni način određivanja projektovanog protoka, koji se očitava sa Slike 1.

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021.

Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.

Tabela 4. Tabelarni način određivanja protoka, Q_D

Table 4. Tabular specification of flow rate Q_D

Q_t	Q_d za najveću vrednost LU=2	Q_d za najveću vrednost LU=3	Q_d za najveću vrednost LU=4	Q_d za najveću vrednost LU=5	Q_d za najveću vrednost LU=8	Q_d za najveću vrednost LU=15
LU	(L/s)	(L/s)	(L/s)	(L/s)	(L/s)	(L/s)
1	0,10					
2	0,20					
3	0,24	0,30				
4	0,27	0,34	0,40			
5	0,29	0,36	0,43	0,50		
6	0,32	0,39	0,46	0,54		
7	0,34	0,41	0,48	0,55		
8	0,36	0,43	0,50	0,57	0,80	
9	0,38	0,45	0,52	0,59	0,82	
10	0,39	0,47	0,54	0,60	0,84	
11	0,41	0,48	0,55	0,62	0,85	
12	0,42	0,50	0,56	0,63	0,86	
14	0,45	0,53	0,60	0,67	0,90	
16	0,48	0,55	0,62	0,70	0,93	1,50
18	0,50	0,57	0,65	0,73	0,95	1,52
20	0,52	0,60	0,68	0,76	0,97	1,52
25	0,57	0,65	0,73	0,80	1,02	1,53
30	0,62	0,70	0,76	0,85	1,08	1,54
40	0,70	0,78	0,85	0,92	1,12	1,55
50	0,78	0,85	0,92	1,00	1,20	1,60
60	0,85	0,90	0,96	1,05	1,23	1,61
70	0,90	0,95	1,05	1,10	1,26	1,62
80	0,95	1,05	1,10	1,15	1,30	1,62
90	1,00	1,08	1,15	1,20	1,32	1,63
100	1,06	1,12	1,20	1,25	1,34	1,63
150	1,30	1,32	1,34	1,37	1,46	1,64
200	1,40	1,42	1,43	1,45	1,54	1,67
250	1,52	1,53	1,56	1,60	1,62	1,69
300	1,70					
400	2,00					
500	2,40					
800	3,10					
1000	3,50					
1200	3,80					
1600	4,60					
2000	5,20					
2500	6,00					
3000	6,60					
4000	7,80					
5000	9,00					

U cilju uprošćenog načina određivanja prečnika cevi u nastavku su date Tabela 5. i Tabela 6. za određivanje prečnika cevi na primeru čeličnih pocinkovanih cevi i polipropilenskih cevi, PP-R, koje se najčešće primenjuju za unutrašnju instalaciju vodovoda.

Tabela 5. Određivanje prečnika cevi kod pocinkovanih cevi

Table 5. Specification of galvanized pipe diameters

Čelične cevi pocinkovane toplim postupkom (JUS C.B5.225)								
Max. opterećenje	LU	6	16	40	160	300	600	1 600
Najveća vrednost	LU	4	15					
DN (nominalni prečnik cevi)		15	20	25	32	40	50	65
ID (unutrašnji prečnik cevi)	mm	16	21,6	27,2	35,9	41,8	53	68,8
Max. dužina cevi	m	10	6					

Tabela 6. Određivanje prečnika cevi kod PP cevi

Table 6. Specification of PP pipe diameters

PP-R cevi SDR11 (S5)/PN10													
Max. opterećenje	LU	1	2	3	3	4	6	13	30	70	200	540	970
Najveća vrednost	LU			2			4	5	8				
DN/OD (nominalni/spoljašnji prečnik cevi)	mm	DN15/OD20		DN20/OD25			DN25/OD32	DN32/OD40	DN32/OD40	DN40/OD50	DN50/OD63	DN-/OD75	
ID (unutrašnji prečnik cevi)	mm	16,2		20,4			26,2	32,6	32,6	40,8	51,4	61,4	
Max. dužina cevi	m	0	2		5								

3 Određivanje gubitka energije (pritiska) u cevima

Normalno (redovno) vodosnabdevanje podrazumeva obezbeđivanje projektovanog protoka sa zahtevanim minimalnim pritiskom za funkcionisanje svih uređaja na instalaciji [6]. Nakon utvrđivanja projektovanog protoka, u cilju dimenzionisanja unutrašnje instalacije vodovoda, potrebno je utvrditi gubitak energije (pritiska) u cevima. Uobičajen način određivanja gubitka pritiska je putem gotovih tabela. Standardne tabele su utvrđene primenom Keltinogovog obrasca. U praksi se primenjuju tabele i kod kojih se navodi nominalni prečnik cevi gde je proračun urađen primenom tog prečnika, dok je stvarni - unutrašnji prečnik veći. U Tabeli 7. dat je prikaz gubitaka pritiska i brzine vode u cevima primenjujući unutrašnji prečnik cevi (ID), a ne nominalni (DN) za čelične pocinkovane cevi. Protok u cevi određen je koristeći obrazac koji u sebi sadrži IJ. Može se konstatovati da je gubitak pritiska u cevima, za isti DN, za 20-40% manji nego li u tabelama koje su date u [4] i [5], a da su podaci isti kao u [6] jer je proračun urađen sa unutrašnjim prečnikom cevi.

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021.

Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.

Tabela 7. Tabelarni prikaz gubitka pritiska u čeličnim pocinkovanim cevima zajedno sa lokalnim gubicima primenom Keltingovog obrasca (cevi EN 10255-srednje teške cevi)

Table 7. Head loss in galvanized pipes including local head losses by Kelting's form (pipes EN 10255-medium pipes)

LJ	Q (L/s)	DN15/ID16		DN20/ID21,6		DN25/ID27,2		DN32/ID35,9		DN40/ID41,8		DN50/ID53		DN65/ID68,8		DN80/ID80,8	
		Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s
0,1	0,079	0,06	0,39	0,01	0,22												
0,25	0,125	0,14	0,62	0,03	0,34	0,01	0,22										
0,5	0,177	0,28	0,88	0,05	0,48	0,02	0,30										
1,5	0,306	0,83	1,52	0,16	0,84	0,05	0,53	0,01	0,30								
2	0,354	1,10	1,76	0,22	0,97	0,06	0,61	0,01	0,35								
2,5	0,395	1,38	1,97	0,27	1,08	0,08	0,68	0,02	0,39								
3	0,433	1,65	2,15	0,32	1,18	0,09	0,75	0,02	0,43								
3,5	0,468	1,93	2,33	0,38	1,28	0,11	0,81	0,02	0,46								
4	0,500	2,21	2,49	0,43	1,37	0,12	0,86	0,03	0,49								
4,5	0,530	2,48	2,64	0,49	1,45	0,14	0,91	0,03	0,52								
5	0,559	2,76	2,78	0,54	1,53	0,15	0,96	0,03	0,55	0,01	0,41						
5,5	0,586	3,03	2,92	0,59	1,60	0,17	1,01	0,04	0,58	0,02	0,43						
6	0,612	3,31	3,05	0,65	1,67	0,18	1,05	0,04	0,61	0,02	0,45						
6,5	0,637			0,70	1,74	0,20	1,10	0,04	0,63	0,02	0,46						
7	0,661			0,76	1,81	0,22	1,14	0,05	0,65	0,02	0,48						
7,5	0,685			0,81	1,87	0,23	1,18	0,05	0,68	0,02	0,50	0,01	0,31				
8	0,707			0,86	1,93	0,25	1,22	0,05	0,70	0,02	0,52	0,01	0,32				
8,5	0,729			0,92	1,99	0,26	1,25	0,06	0,72	0,03	0,53	0,01	0,33				
9	0,750			0,97	2,05	0,28	1,29	0,06	0,74	0,03	0,55	0,01	0,34				
9,5	0,771			1,03	2,10	0,29	1,33	0,06	0,76	0,03	0,56	0,01	0,35				
10	0,791			1,08	2,16	0,31	1,36	0,07	0,78	0,03	0,58	0,01	0,36				
12	0,866			1,30	2,36	0,37	1,49	0,08	0,86	0,04	0,63	0,01	0,39				
14	0,935			1,51	2,55	0,43	1,61	0,10	0,92	0,04	0,68	0,01	0,42				
16	1,000			1,73	2,73	0,49	1,72	0,11	0,99	0,05	0,73	0,01	0,45				
18	1,061			1,94	2,90	0,55	1,83	0,12	1,05	0,05	0,77	0,01	0,48				
20	1,118			2,16	3,05	0,62	1,93	0,14	1,11	0,06	0,82	0,02	0,51	0,00	0,30		
22	1,173			2,37	3,20	0,68	2,02	0,15	1,16	0,07	0,85	0,02	0,53	0,00	0,32		
24	1,225			2,59	3,34	0,74	2,11	0,16	1,21	0,07	0,89	0,02	0,56	0,00	0,33		
26	1,275			2,81	3,48	0,80	2,19	0,18	1,26	0,08	0,93	0,02	0,58	0,01	0,34		
28	1,323					0,86	2,28	0,19	1,31	0,08	0,96	0,02	0,60	0,01	0,36		
30	1,369					0,92	2,36	0,20	1,35	0,09	1,00	0,02	0,62	0,01	0,37		
35	1,479					1,08	2,55	0,24	1,46	0,10	1,08	0,03	0,67	0,01	0,40		
40	1,581					1,23	2,72	0,27	1,56	0,12	1,15	0,03	0,72	0,01	0,43		
45	1,677					1,39	2,89	0,31	1,66	0,13	1,22	0,04	0,76	0,01	0,45		
50	1,768					1,54	3,04	0,34	1,75	0,15	1,29	0,04	0,80	0,01	0,48		
55	1,854					1,70	3,19	0,38	1,83	0,16	1,35	0,05	0,84	0,01	0,50		
60	1,936					1,85	3,33	0,41	1,91	0,18	1,41	0,05	0,88	0,01	0,52		
65	2,016					2,00	3,47	0,44	1,99	0,19	1,47	0,05	0,91	0,01	0,54		
70	2,092							0,48	2,07	0,21	1,52	0,06	0,95	0,01	0,56	0,01	0,41
80	2,236							0,55	2,21	0,24	1,63	0,07	1,01	0,02	0,60	0,01	0,44

LJ	Q (L/s)	DN15/ID16		DN20/ID21,6		DN25/ID27,2		DN32/ID35,9		DN40/ID41,8		DN50/ID53		DN65/ID68,8		DN80/ID80,8	
		Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s
90	2,372							0,61	2,34	0,27	1,73	0,07	1,08	0,02	0,64	0,01	0,46
100	2,500							0,68	2,47	0,30	1,82	0,08	1,13	0,02	0,67	0,01	0,49
110	2,622							0,75	2,59	0,33	1,91	0,09	1,19	0,02	0,71	0,01	0,51
120	2,739							0,82	2,71	0,36	2,00	0,10	1,24	0,02	0,74	0,01	0,53
130	2,850							0,89	2,82	0,39	2,08	0,11	1,29	0,03	0,77	0,01	0,56
140	2,958							0,95	2,92	0,42	2,16	0,11	1,34	0,03	0,80	0,01	0,58
150	3,062							1,02	3,03	0,45	2,23	0,12	1,39	0,03	0,82	0,01	0,60
160	3,162							1,09	3,13	0,48	2,31	0,13	1,43	0,03	0,85	0,01	0,62
170	3,260							1,16	3,22	0,51	2,38	0,14	1,48	0,03	0,88	0,01	0,64
180	3,354							1,23	3,32	0,54	2,45	0,15	1,52	0,04	0,90	0,01	0,65
190	3,446							1,30	3,41	0,57	2,51	0,16	1,56	0,04	0,93	0,02	0,67
200	3,536							1,36	3,49	0,60	2,58	0,16	1,60	0,04	0,95	0,02	0,69
210	3,623									0,63	2,64	0,17	1,64	0,04	0,97	0,02	0,71
220	3,708									0,66	2,70	0,18	1,68	0,04	1,00	0,02	0,72
230	3,791									0,69	2,76	0,19	1,72	0,05	1,02	0,02	0,74
240	3,873									0,72	2,82	0,20	1,76	0,05	1,04	0,02	0,76
250	3,953									0,75	2,88	0,21	1,79	0,05	1,06	0,02	0,77
275	4,146									0,82	3,02	0,23	1,88	0,05	1,12	0,02	0,81
300	4,330									0,89	3,16	0,25	1,96	0,06	1,17	0,02	0,84
350	4,677									1,04	3,41	0,29	2,12	0,07	1,26	0,03	0,91
400	5,000											0,33	2,27	0,08	1,35	0,03	0,98
450	5,303											0,37	2,41	0,09	1,43	0,04	1,03
500	5,590											0,41	2,54	0,10	1,50	0,04	1,09
550	5,863											0,45	2,66	0,11	1,58	0,05	1,14
600	6,124											0,49	2,78	0,12	1,65	0,05	1,19
650	6,374											0,53	2,89	0,13	1,72	0,05	1,24
700	6,614											0,57	3,00	0,14	1,78	0,06	1,29
750	6,847											0,62	3,10	0,15	1,84	0,06	1,34
800	7,071											0,66	3,21	0,16	1,90	0,07	1,38
850	7,289											0,70	3,31	0,17	1,96	0,07	1,42
900	7,500											0,74	3,40	0,18	2,02	0,07	1,46
950	7,706											0,78	3,49	0,19	2,07	0,08	1,50
1000	7,906											0,82	3,59	0,20	2,13	0,08	1,54

Pored primene čeličnih pocinkovanih cevi, koje se danas ređe upotrebljavaju, sve veća primena je polipropilenskih cevi, i pored saznanja da su manje otporne na prisustvo hlora u vodi od čeličnih cevi. Polipropilenske cevi, PP-R, su lake i jednostavne za ugradnju. Za unutrašnje instalacije se najčešće primenjuju cevi klase SDR11, PN10. Proizvođači cevi u svojim tehničkim katalogima daju gubitke pritiska za određene protoke i prečnike cevi. Korisnici istih veoma često koriste ove tabele. Pri korišćenju gotovih tabela, od strane proizvođača cevi, posebno treba voditi računa o primenjenoj hrapavosti cevi. Najčešće se za hrapavost, k, uzima 0,007 mm ili 0.01 mm. Ova hrapavost se odnosi na nove cevi, bez lokalnih gubitaka.

Keltingov obrazac se primenjuje i za gubitke pritiska kod cevi od plastičnih masa. Potrebno je napomenuti da se u obrascima primenjuju unutrašnji prečnici cevi, a ne nominalni. Za cevi od plastičnih masa je primećeno da su rezultati dobijeni primenom Darsi-Vajsbahov obrazca, za k=1 mm, veoma

približni rezultatima dobijenih primenom Keltingovog obrasca (koji nije dimenzionalno sreden). Primenom Darsi-Vajsbahov obrasca, pri čemu je integralna hrapavost $k=1$ mm, dobijaju se podaci koji su za 2-5% veći od rezultata iz Keltingovog obrasca. Integralna hrapavost obuhvata pored linijskih gubitaka i lokalne gubitke. Ovo omogućava primenu ove, kod nas, najčešće korišćene fomule za proračun linijskog gubitka. U nastavku se, u Tabeli 8., daje prikaz gubitka pritiska u cevima zajedno sa lokalnim gubicima (za PP-R cevi, SDR11(S5), PN10) primenom Darsi-Vajsbahove fomule za proračun linijskog otpora, za integralnu hrapavost $k=1,0$ mm. Darsi-Vajsbahova fomula se može primeniti za proračun gubitaka i kod ostalih klasa i tipova plastičnih cevi u unutrašnjim instalacijama vodovoda, koristeći za integralnu hrapavost $k=1,0$ mm. Q_D u tabeli predstavlja projektovani protok dobijen sa Slike 1., a podrazumeva istovremeno i protok koji se može dobiti primenom formule sa IJ (B).

Tabela 8. Prikaz gubitka pritiska u cevima zajedno sa lokalnim gubicima (za PP-R cevi, SDR11(S5), PN10) primenom Darsi-Vajsbahove fomule, $k = 1$ mm

Table 8. Head loss in pipes including local losses (for PP-R pipes, SDR11 (S5), PN10) by Darcy-Weisbach formula, $k = 1$ mm

Qd (L/s)	OD16/ID12,4		OD20/ID16,2		OD25/ID20,4		OD32/ID26,2		OD40/ID32,6		OD50/ID40,8		OD63/ID51,4		OD75/ID61,4		
	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v (m/s)	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	
0,10	0,18	0,83	0,04	0,49	0,01	0,31											
0,20	0,70	1,66	0,17	0,97	0,05	0,61	0,01	0,37									
0,23	0,88	1,86	0,22	1,09	0,06	0,69	0,02	0,42									
0,30	1,57	2,49	0,39	1,46	0,11	0,92	0,03	0,56	0,01	0,36							
0,33	1,84	2,69	0,45	1,58	0,13	0,99	0,04	0,60	0,01	0,39							
0,35	2,13	2,90	0,53	1,70	0,16	1,07	0,04	0,65	0,01	0,42							
0,38			0,60	1,82	0,18	1,15	0,05	0,70	0,02	0,45							
0,40			0,69	1,94	0,20	1,22	0,06	0,74	0,02	0,48							
0,50			1,07	2,43	0,32	1,53	0,09	0,93	0,03	0,60	0,01	0,38					
0,53			1,18	2,55	0,35	1,61	0,09	0,97	0,03	0,63	0,01	0,40					
0,55					0,38	1,68	0,10	1,02	0,03	0,66	0,01	0,42					
0,58					0,42	1,76	0,11	1,07	0,04	0,69	0,01	0,44					
0,65					0,54	1,99	0,15	1,21	0,05	0,78	0,01	0,50					
0,70					0,62	2,14	0,17	1,30	0,05	0,84	0,02	0,54					
0,85					0,92	2,60	0,25	1,58	0,08	1,02	0,02	0,65					
0,90					1,03	2,75	0,28	1,67	0,09	1,08	0,03	0,69	0,01	0,43			
0,95					1,15	2,91	0,31	1,76	0,10	1,14	0,03	0,73	0,01	0,46			
1,00					1,27	3,06	0,34	1,86	0,11	1,20	0,03	0,77	0,01	0,48			
1,10					1,54	3,37	0,41	2,04	0,13	1,32	0,04	0,84	0,01	0,53			
1,20							0,49	2,23	0,16	1,44	0,05	0,92	0,02	0,58			
1,30								0,58	2,41	0,18	1,56	0,06	0,99	0,02	0,63		
1,40								0,67	2,60	0,21	1,68	0,07	1,07	0,02	0,68		
1,60								0,87	2,97	0,28	1,92	0,09	1,22	0,03	0,77		
1,65								0,93	3,06	0,30	1,98	0,09	1,26	0,03	0,80		
1,70								0,99	3,15	0,31	2,04	0,10	1,30	0,03	0,82		
1,85								1,17	3,43	0,37	2,22	0,12	1,42	0,04	0,89	0,01	0,63
1,90								1,23	3,53	0,39	2,28	0,12	1,45	0,04	0,92	0,02	0,64
2,00								1,37	3,71	0,44	2,40	0,14	1,53	0,04	0,96	0,02	0,68
2,40								1,97	4,45	0,63	2,88	0,19	1,84	0,06	1,16	0,02	0,81

Qd (L/s)	OD16/ID12,4		OD20/ID16,2		OD25/ID20,4		OD32/ID26,2		OD40/ID32,6		OD50/ID40,8		OD63/ID51,4		OD75/ID61,4	
	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v (m/s)	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s	Δh m/m	v m/s
2,60							2,31	4,83	0,73	3,12	0,23	1,99	0,07	1,25	0,03	0,88
2,85							2,77	5,29	0,88	3,42	0,27	2,18	0,08	1,37	0,03	0,96
3,10							3,28	5,75	1,04	3,72	0,32	2,37	0,10	1,49	0,04	1,05
3,30							3,71	6,12	1,18	3,96	0,37	2,53	0,11	1,59	0,04	1,12
3,80							4,92	7,05	1,57	4,55	0,48	2,91	0,15	1,83	0,06	1,28
4,20							6,02	7,79	1,91	5,03	0,59	3,21	0,18	2,03	0,07	1,42
4,60									2,29	5,51	0,71	3,52	0,21	2,22	0,09	1,55
5,20									2,93	6,23	0,91	3,98	0,27	2,51	0,11	1,76
6,00									3,90	7,19	1,20	4,59	0,36	2,89	0,14	2,03
6,60									4,72	7,91	1,46	5,05	0,44	3,18	0,17	2,23

4 Dimenzionisanje vodomera

Dimenzionisanje vodomera za potrebe objekata i zgrada može se izvesti primenom standarda DIN 1988, [2]. Ovaj nemački standard je široko prihvaćen na našim prostorima. Javno vodovodno preduzeće bi trebalo da odredi tip i veličinu vodomera koji se bira prema projektovanim protocima u normalnim uslovima rada. Obično je realni protok manji od projektovanog maksimalnog. Maksimalni protok, Q_{max} , je jednak projektovanom protoku, Q_D , prevedeno u m^3/h . Maksimalni protok može biti i dvostruko veći od nazivnog protoka.

U standardu DIN 1988, iz 1988.g., dat je način određivanja dimenzija vodomera u funkciji maksimalnog odnosno nazivnog protoka, Tabela 9.

Tabela 9. Dimenzije spojeva, nazivni i maksimalni protok za vodomere prema ISO 4064-1

Table 9. Pipe joint sizes, nominal and peak flow rate for water meter according to ISO 4064-1

Tip vodomera	Priključak		Nazivni protok* (Q_n) m^3/h	Maksimalni protok (Q_{max}) m^3/h
	Dimenzija spoja vodomera sa navojem (col)	Veličina vodomera (DN, nazivni prečnik priрубničkog spoja) (mm)		
Volumetrijski i vodomer sa turbinom	G ½ B	-	0,6	1,2
	G ½ B	-	1	2
	G ¾ B	-	1,5	3
	G 1 B	-	2,5	5
	G 1 ¼ B	-	3,5	7
	G 1 ½ B	-	6	12
	G 2 B	-	10	20
Voltmanovi vodomeri	-	50	15	30
	-	65	25	50
	-	80	40	80
	-	100	60	120
	-	150	150	300
	-	200	250	500

*) Nazivni protok koristi se za određivanje vodomera. Prema ISO 4064 Deo 1, dozvoljeno je da se koristi vodomer koji je za jednu dimenziju veći ili manji od gore navedenog za dati nazivni protok.

Maksimalni protok, sračunat i uzet kao projektovani protok, traje desetak sekundi. Vodomer sa potrebnom tačnošću zahteva protok od nekoliko minuta, što u stvari predstavlja nazivni protok. Nemački DVGW W 410 u svom dodatku A daje tipičan hidrogram protoka za jedno domaćinstvo (prosečno 2,5 stanovnika) [3]. Maksimalni protok za $Q_{1s}=2,49 \text{ m}^3/\text{h}$ (0,69 L/s), dok je $Q_{10s}=2,20 \text{ m}^3/\text{h}$. Nakon 15 s protok opada na oko $1,77 \text{ m}^3/\text{h}$. Posle 5 minuta rada vodomera protok je $Q_{5min}=1,74 \text{ m}^3/\text{h}$. Za slučaj dimenzionisanja kućnog priključka jednog domaćinstva se može uzeti da je prečnik priključka OD32/ID26 (HDPE PE 100 PN10), pri čemu je brzina vode 1,30 m/s. Tada je iz Tabele 9. dimenzija vodomera $G \frac{3}{4} B$.

5 Zaključak

Problemi u razlici između projektovanih i ostvarenih protoka i pritisaka kod izgrađenih stambenih objekata otvorili su pitanje ispravnosti dimenzionisanja unutrašnjih vodovodnih instalacija u objektima kod javnih vodovodnih preduzeća. I pored ostvarenog potrebnog pritiska na javnoj vodovodnoj mreži, za normalno funkcionisanje unutrašnjih instalacija vodovoda, primećeni su problemi sa ostvarenim znatno manjim ili većim pritiskom od projektovanih pritisaka u zgradama (objektima), što izaziva negodovanje korisnika-stanara. U radu je dat prikaz dosadašnjeg stanja dimenzionisanja cevi primenom standarda iz 60-tih godina prošlog veka. U radu je prikazan način dimezionisanja cevi primenom usvojenog SRPS EN 806-3 standarda koji je uveden 2011-te godine i čija primena je neopravdano zapostavljena u domaćoj projektantskoj praksi.

Pored utvrđivanja projektovanog protoka, primenom standarda, u radu se prikazuje i način određivanja gubitka pritiska u cevima. Prikazana je nedosledna primena poznatih tabela i dat predlog i preporuka za određivanje gubitka pritiska u cevima primenom unutrašnjeg prečnika cevi i opšte poznatog obrazaca iz hidraulike tečenja u zatvorenim provodnicima. Na kraju rada prikazan je način dimenzionisanja vodomera za zgrade i objekte.

Literatura

1. DIN 1988, 1962, Trinkwasser-Leitungsanlagen in Grundstücken, Deutsche norm,
2. DIN 1988, 1988, *Drinking water supply systems*, Deutsche norm,
3. DVGW W 410, 2007, Wasserbedarf – Kennwerte und Einflussgrößen,
4. Ljujić, L., 1971, Proračun kućnih vodovodnih instalacija i hidroforskih postrojenja i njihov uticaj na distributivnu mrežu, Savezna privredna komora SFRJ, Odbor za javne vodovode i kanalizacije, Beograd,
5. Milojević, M., 1987, *Snabdevanje vodom i kanalizacije naselja*, Naučna knjiga, Beograd,
6. Radonić, M., 1980, *Vodovod i kanalizacija u zgradama*, Građevinska knjiga, Beograd,
7. SRPS EN 806-3, 2011, Specifikacije za instalacije u objektima za sprovođenje vode za ljudsku upotrebu – Deo 3: Određivanje veličine cevi – Uprošćeni postupak, Institut za standardizaciju Srbije, Beograd,
8. Cvejić, N., 1940, Vodovodi – snabdevanje vodom gradova i sela, samostalni vodovodi pojedinih zgrada, snabdevanje železnica vodom, Jugoslavija, Zemun

Višekriterijumska analiza sektorizacije vodovodne mreže

Željko Vasilić¹
Damjan Ivetić²
Miloš Stanić³

APSTRAKT: Sektorizacija odnosno podela vodovodne mreže na osnovne zone bilansiranja (eng. District Meter Areas – DMAs) predstavlja najisplativiju i opšte prihvaćenu strategiju za kontrolu vodnog bilansa, pritisaka i smanjenje gubitaka u mreži. Izbor zona bilansiranja nije jednoznačan zbog čega je identifikacija optimalnog rasporeda izuzetno zahtevan zadatak, naročito u slučaju postojećih distributivnih sistema. Pored osnovnih kriterijuma (npr. veličina zona i dužina mreže) postupak sektorizacije treba da obuhvati i dodatne „lokalne“ kriterijume specifične za mrežu koja se razmatra kao što su minimalni broj dovoda, zadovoljenje protivpožarnog opterećenja itd. U ovom radu je prikazana metodologija za sektorizaciju zasnovana na primeni novog indeksa uniformnosti mreže (eng. Uniformity Index) koja omogućava identifikaciju klastera u mreži ujednačenih po potrošnji. Optimizacioni algoritam, podržan inženjerskom logikom, je korišćen za određivanje položaja kontrolnih uređaja (zatvarača i merača protoka) na granicama prethodno identifikovanih klastera, čime se uspostavljaju zone bilansiranja. Osnovni kriterijumi za vrednovanje i izbor optimalnog rešenja su minimalna ulaganja u neophodne intervencije u mreži i očuvanje pouzdanosti sistema. Rezultati testiranja metodologije na realnom primeru vodovodne mreže, sa primenom lokalnih kriterijuma, potvrđuju da može biti od značajne koristi u inženjerskoj praksi u procesu sektorizacije.

Ključne reči: Vodovodni sistemi, Sektorizacija, Optimizacija, Zone bilansiranja

Multi-criteria analysis of water distribution network sectorization

ABSTRACT: Sectorization of Water Distribution Network (WDN) into District Meter Areas (DMAs) is a proven measure for proactive leakage and pressure control. Sectorization of WDN into an optimal system of DMAs is a hard task to achieve, especially for the existing and continuously operating WDN. Beside general criteria (e.g. DMA size, network length), sectorisation process should be driven by the case-specific criteria such as required number of feeds, fire flow regulations etc. This paper presents sectorization algorithm that utilizes newly developed uniformity index which drives the sectorization process and identifies clusters in the network with uniform demand. Engineering heuristic is coupled with optimization algorithm in order to search the broader range of feasible solutions and identify (near)optimal positions of flow-meters and isolation valves on clusters' boundary edges, converting them to DMAs. Least investment for field implementation and maintaining the same level of WDN's operational efficiency are adopted as main criteria for solution evaluation and selection of preferable solution. Testing algorithm on a part of real-life WDN, subjected to the specific local design criteria, proved it can be a valuable decision support tool for sectorization process.

Keywords: Water distribution network, Sectorization, Optimization, DMAs

¹Dr Željko Vasilić, Građevinski fakultet Beograd, docent, zvasilic@grf.bg.ac.rs

²Dr Damjan Ivetić, Građevinski fakultet Beograd, docent, divetic@grf.bg.ac.rs

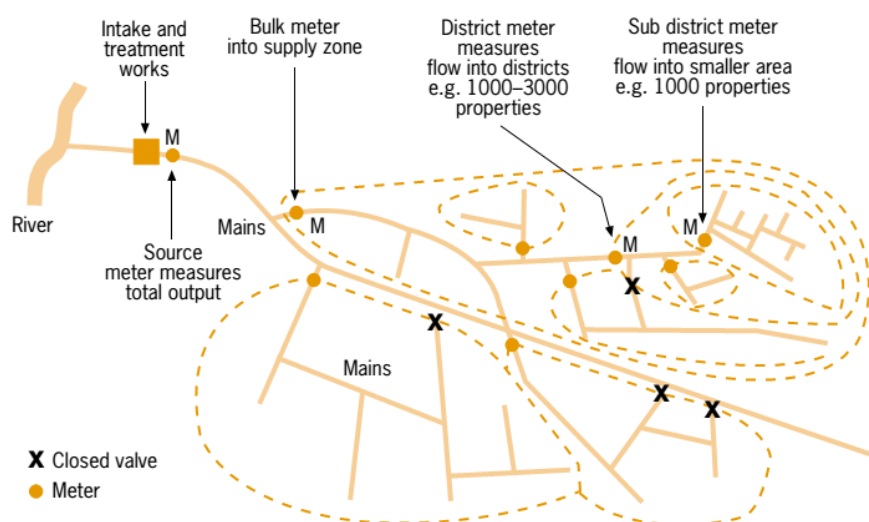
³Dr Miloš Stanić, Građevinski fakultet Beograd, vanredni profesor, mstanic@grf.bg.ac.rs

1 Uvod

Kroz istoriju, vodovodni sistem ima ulogu da obezbedi kontinualno vodosnabdevanje korisnika dovoljnom količinom vode koja je bakteriološki ispravna. Zadovoljenje ovih standarda je obezbeđeno jasno definisanom zakonskom regulativom (Pravilnik o higijenskoj ispravnosti vode za piće - Sl. list SRJ, br. 42/98), koja međutim ne propisuje standarde za kontrolu stanja i efikasnosti samog vodovodnog sistema za vodosnabdevanje. Obzirom da je voda osnovni životni resurs na čiju dostupnost sve više utiču klimatske promene, suše i rast broja stanovnika, posebna pažnja se posvećuje unapređenju efikasnosti vodovodnih sistema.

Od ukupno isporučene vode u distributivnu mrežu samo deo čini legalna potrošnja. Legalna potrošnja koja se obračuna predstavlja prihodovanu vodu. Neobračunata legalna potrošnja sa gubicima čini neprihodovanu vodu (eng. Non-Revenue Water - NRW). Gubici se dele na stvarne i prividne. Stvarni su posledica neodržavanja i lošeg izvođenja mreže, usled čega dolazi do curenja na cevovodima, rezervoarima i priključcima. Prividne gubitke čine pre svega ilegalna potrošnja i greške merenja. Problem neprihodovane vode je značajan i prisutan u svim vodovodnim mrežama, samo u različitoj meri. Krajem devedesetih godina prošlog veka u značajnom delu evropskih zemalja gubici u vodovodnim sistemima su prevazilazili vrednosti od 25% (npr. Italija 37%) a u slabo razvijenim zemljama i 45% (Evropska Agencija za zaštitu životne sredine). U periodu do 2010. godine napravljen je značajan napredak na polju smanjenja ovih gubitaka, naročito u zemljama zapadne Evrope (npr. Holandija manje od 10%), čiji se trend i dalje nastavlja. S druge strane, u slabije razvijenim zemljama, pored nedostatka finansijskih sredstava neophodnih za ulaganja u mere za smanjenje gubitaka, komunalna preduzeća su dodatno suočena sa lošim stanjem infrastrukture, koje povećava potencijal za porast gubitaka u sistemu i smanjenje njegove efikasnosti. Vodovodna preduzeća će često odustati od rekonstrukcije mreže (redovnog održavanja) zbog zahtevanih značajnih ulaganja koja kasnije neće moći da povrate kroz naplatu potrošnje jer je ekonomska cena vode teško ostvariva.

Efikasno upravljanje vodovodnim sistemima, pre svega podrazumeva kontrolu vodnog bilansa kroz efikasniji monitoring i smanjenje gubitaka u sistemu. Jedna od osnovnih strategija je sektorizacija mreže tj. definisanje osnovnih zona bilansiranja (OZB, eng. District Meter Area -DMA) koje olakšavaju kontrolu vodnog bilansa i detekciju gubitaka u mreži (Ostfeld et al., 2008). Jedna zona OZB-a se definiše kao deo vodovodnog sistema koji ima jedan ili više ulaza i izlaza na kojima se mere protoci a od ostatka sistema se izoluje ukidanjem cevi ili postavljanjem izolacionih zatvarača – Slika 1 (Burrows et al., 2000).



Slika 1. Shematski prikaz sektorizacije mreže tj. uspostavljanja osnovnih zona bilansiranja (Farley, 2001)

Figure 1. Schematic of District Meter Area design (Farley, 2001)

OZB moraju biti definisane na jednostavan i logičan način da bi se zadovoljili primarni zahtevi za kontrolu bilansa i detekciju gubitaka. Međutim, da bi se formirale OZB potrebno je izvršiti fizičke modifikacije na mreži, kao što su ukidanje pojedinih cevi i zatvaranje zatvarača, što može uticati na pritiske u sistemu i na kvalitet snabdevanja potrošača. Istorijski, gradski vodovodni sistemi su projektovani kao izrazito prstenasti da bi se korisniku obezbedilo snabdevanje sa više strana i ostvarila veća pouzdanost sistema. Prethodno opisanim intervencijama na mreži se praktično menja ovaj koncept pa su pouzdanost sistema, nivo zaštite od požara kao i zahtev za jednakim snabdevanjem u slučaju restrikcija samo neki od aspekata koji mogu biti ugroženi. Cilj je i da definisane zone budu adekvatne veličine, što je vrlo proizvoljan parametar i često se odnosi na broj veza unutar zone i dužinu mreže.

Ne postoji jasna regulativa koja propisuje način sektorizacije mreže, već niz preporuka koje daju smernice za ovu svrhu. Tako se npr. mogu naći preporuke o veličini zone od 1.000 do 3.000 priključaka (WAA & WRC, 1985), o ukupnom broju stanovnika u jednoj zoni od 2.500 – 12.500 ili o ukupnoj dužini mreže od 5 do 30 km (Butler, 2000). Međunarodna asocijacija za vode (International Water Association - IWA) preporučuje svoj dokument koji može poslužiti inženjerima prilikom zoniranja mreže (Morrison et al., 2007) a slične preporuke daje i svetska zdravstvena organizacija (Farley, 2001).

Obzirom na veliki broj kriterijuma i ograničenja, u praksi je definisanje zona proces baziran na ekspertskom znanju, odnosno, na inženjerskom pristupu u toku koga se metodom probanja testiraju različita varijantna rešenja na hidrauličkom modelu. Iskustveno znanje se svakako ne može zanemariti i treba da bude uključeno u proces kreiranja zona, međutim, ovakav pristup zahteva dosta vremena a odabrano rešenje ne mora biti optimalno. Razvojem računarskih resursa u proteklom periodu pristupilo se razvijanju metodologija za dimenzionisanje i automatsku podelu mreže zasovanih na primeni optimizacionih algoritama (najčešće metode enumeracije i genetskih algoritama) koje bi omogućile pretragu šireg skupa mogućih rešenja (Alvisi & Franchini, 2014; Bragalli et al., 2012; Di Nardo et al., 2014; Giustolisi & Ridolfi, 2014; Hajebi et al., 2016). Međutim, postojeći algoritmi gotovo isključivo koriste jedan ili dva osnovna kriterijuma za podelu (npr. veličina zone) uz eventualni dodatak nekog empirijskog kriterijuma. Valjanost rešenja se procenjuje na osnovu indikatora performansi sistema, najčešće ne više od dva (cena koštanja rešenja i indeks pouzdanosti (Todini, 2000)). Dodatno, postojeći algoritmi su uglavnom primenjivani na test primere iz literature (eng. benchmark) što dovodi u pitanje njihove upotrebljivosti na realnim vodovodnim sistemima sa nekoliko desetina hiljada veza i čvorova.

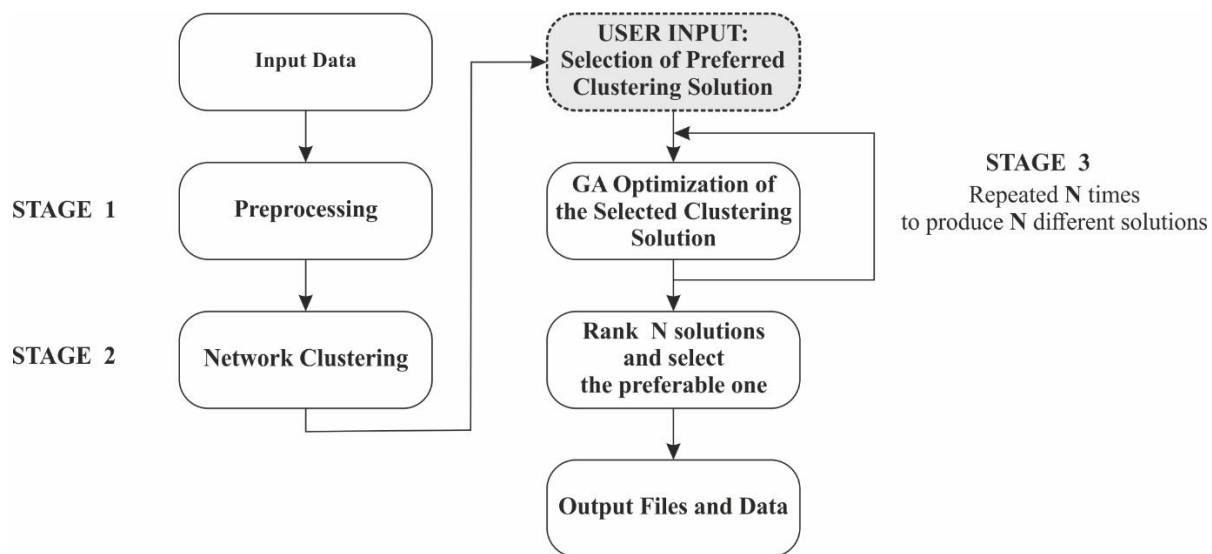
U ovom radu je predstavljena metodologija za podršku odlučivanju u postupku sektorizacije vodovodne distributivne mreže na osnovne zone bilansiranja. Obzirom da sektorizacija mreže nije jednoznačna, razvijena metodologija je implementirana u hidroinformacioni alat koji omogućava sagledavanje većeg skupa mogućih rešenja sektorizacije. Efikasnost, upotrebljivost i primena razvijenog hidroinformacionog alata je obezbeđena kroz implementaciju sledećih celina: 1) algoritma za automatsku sektorizaciju mreže, 2) efikasnog modela za hidrauličke simulacije i 3) višekriterijumske optimizacije. Na ovaj način se donosi odluka koji upravljaju komunalnim preduzećima omogućava olakšano planiranje mera i potencijalnih intervencija na mreži u cilju smanjenja gubitaka u sistemu, kao i sagledavanje efekata tih mera. Dodatno je omogućeno objedinjenje osnovnih kriterijuma sektorizacije (veličina zone) sa lokalnim kriterijumima (inženjerskim i hidrauličkim) karakterističnim za predmetnu vodovodnu mrežu koja se analizira. Primena opisane metodologije je ilustrovana na konkretnom primeru vodovodne distributivne mreže naseljenog mesta u Holandiji.

2 Metodologija

U hidroinformacionom alatu opisanom u ovom radu sektorizacija vodovodne mreže se vrši primenom DeNSE (eng. Distribution Network SEctorization) metodologije, zasnovane na teoriji grafova (eng. Graph Theory) i maksimizaciji indeksa uniformnosti (eng. Uniformity Index), koji omogućava identifikaciju klastera u mreži ujednačenih po potrošnji (Vasilic, 2018; Vasilic et al., 2020). Optimizacioni algoritam, podržan inženjerskom logikom, se koristi za određivanje položaja kontrolnih uređaja (zatvarača i merača protoka) na granicama prethodno identifikovanih klastera, čime se uspostavlja zone bilansiranja (OZB). Osnovni kriterijumi za vrednovanje i izbor optimalnog rešenja

sektorizacije su minimalna ulaganja u neophodne intervencije u mreži i očuvanje pouzdanosti sistema. Neophodan ulazni podatak za upotrebu predloženog alata je hidraulički model vodovodne mreže na osnovu koga se potvrđuje valjanost identifikovanog rešenja sektorizacije. Preporuka je da se obezbedi kalibrisan hidraulički model kao ulazni podatak, jer će i samo rešenje sektorizacije biti pouzdanije a neophodne intervencije u mreži mogu biti preduzete sa većim stepenom sigurnosti u pogledu efekata koje će uzrokovati.

Metodologija implementirana u razvijeni hidroinformacioni alat se sastoji iz tri osnovna koraka (Slika 2). Prvi korak (STAGE 1) obuhvata pred-procesiranje svih relevantnih podataka preuzetih iz obezbeđenog hidrauličkog modela vodovodne mreže, kao i njihovu pripremu za naredni korak.



Slika 2. Shematski prikaz DeNSE metodologije implementirane u hidroinformacioni alat

Figure 2. DeNSE sectorization method flow chart

U drugom koraku (STAGE 2) se vrši sektorizacija, odnosno podela mreže na klastere, na osnovu novog indeksa uniformnosti mreže. Nakon završetka ovog koraka, korisnik pred sobom ima izbor većeg broja rešenja podele mreže na klastere i od njega se zahteva da: a) odabere jedno rešenje i b) definiše broj alternativnih rešenja za položaj merača protoka i izolacionih zatvarača na granicama klastera kojima se definiše zona bilansiranja (OZB). Odabrano rešenje podele mreže na klastere se zatim u trećem koraku (STAGE 3) podvrgava procesu optimizacije primenom genetskog algoritma, kako bi se odredili položaji merača protoka i izolacionih zatvarača. Obzirom da je optimizacija primenom genetskih algoritama po prirodi stohastički proces, optimizacioni algoritam će svaki put rezultovati različitim položajem merača protoka i izolacionih zatvarača, odnosno drugačijim alternativnim rešenjem za definisanje OZB. Deo ovog koraka je i kontinualna 24-časovna simulacija rada sistema kako bi se potvrdilo zadovoljenje relevantnih kriterijuma i ograničenja i odredili indikatori performansi sistema koji će biti korišćeni za rangiranje i poređenje alternativnih rešenja. Konačno, za svako rešenje se može generisati niz izlaznih datoteka koje grafički i prostorno vizuelizuju rešenje i olakšavaju izbor optimalnog.

Svi prethodno navedeni koraci će ukratko biti opisani u nastavku, dok se detaljan opis može naći u relevantnoj literaturi (Vasilic, 2018; Vasilic et al., 2020).

2.1 Ulazni podaci

Za primenu hidroinformacionog alata neophodno je obezbediti sledeće ulazne podatke:

1. Kalibrisan matematički model distributivne mreže u formi EPANET (.inp) datoteke, koja sadrži sve relevantne podatke o mreži (topologija, hidrauličke karakteristike, podatke o potrošnji, podatke o priključcima itd.);
2. Minimalan (n_c^{\min}) i maksimalan (n_c^{\max}) preferirani broj priključaka u okviru jedne OZB (DMA), kao i ukupan broj priključaka u mreži (n_c), ukoliko broj priključaka po čvoru nije dostupan u okviru modela mreže (što je obično slučaj). Preporuke o ovim vrednostima mogu se pronaći u brojnim raspoloživim smernicama za kreiranje OZB, a obično se smatra da bi broj veza trebao biti u rasponu od 500-5.000 (Farley, 2001; Morrison et al., 2007). Smatra se da formiranje OZB sa brojem priključaka većim od 5.000 nije praktično jer postaje teško razlikovati gubitke vode od podataka noćnog toka, a pri tom je potrebno više vremena za njihovo lociranje. Treba napomenuti da je preferirana veličina zone specifična za mrežu, na koju utiču mnogi faktori i treba je odrediti na osnovu temeljne analize specifičnih podataka relevantnih za mrežu koja se razmatra;
3. Minimalan zahtevan broj dovoda vode (feed lines - f^{req}) u OZB, koji se definiše prema broju priključaka u zoni. Ulazni podataka je specifičan za svaku distributivnu mrežu koja se razmatra i najčešće je definisan lokalnim aktom komunalnog preduzeća koje upravlja vodovodnim sistemom;
4. Vrednost prečnika glavne tj. primarne distributivne mreže (D_{MAIN}). Primarnom distributivnom mrežom se smaraju cevi prečnika većeg od D_{MAIN} , serijski povezanih, koje vodu transportuju između vodozahvata i rezervoara u mreži. Na ovim cevima se ne smeju vršiti nikakve intervencije i one ostaju izvan definisanih zona bilansiranja. Kao i u slučaju preferiranog broja priključaka po zoni, i vrednost prečnika D_{MAIN} je specifična za mrežu koja se razmatra, a uglavnom se kreće u granicama 300 – 350 mm (Ferrari et al., 2014);
5. Minimalni zahtevani (p_{MIN}) i maksimalni dozvoljeni (p_{MAX}) pritisak u mreži;
6. Broj varijantnih rešenja za definisanje osnovnih zona bilansiranja u mreži (N). Svako varijantno rešenje je rezultat postupka optimizacije, koji se sprovodi u trećem koraku algoritma (STAGE 3) a rezultuje različitim brojem merača protoka i izolacionih zatvarača i njihovim različitim položajem. Smatra se da je $N = 5$ minimalan broj rešenja da bi se omogućilo reprezentativno rangiranje na osnovu usvojenih indikatora, ali se korisnik može odlučiti i za veći broj varijantnih rešenja.

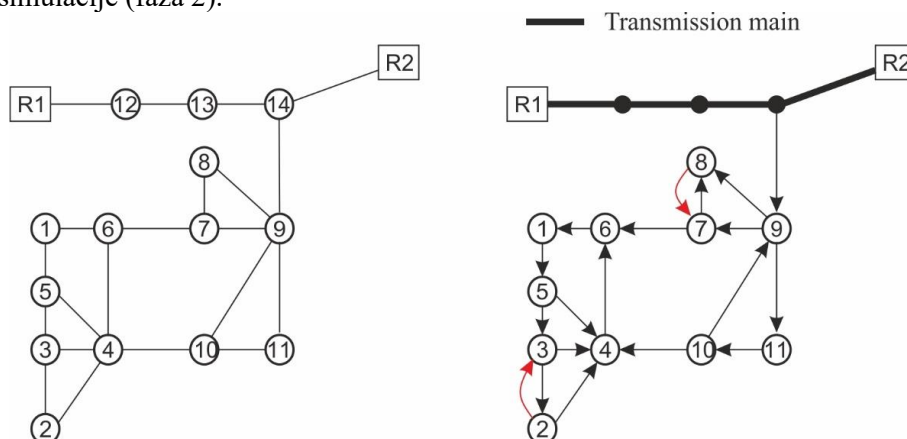
2.2 Pred-procesiranje

Pred-procesiranje se odvija u prvom koraku metodologije (Slika 2 – STAGE 1) i sastoji se iz dve faze:

1. Faza 1 – identifikuju se sve cevi koje čine primarnu distributivnu mrežu, na osnovu zadate vrednosti prečnika D_{MAIN} . Za ove potrebe se koristi blago modifikovani Breadth First Search (BFS) algoritam za pretraživanje grafa koji sa pretraživanjem startuje simultano od svih čvorova koji predstavljaju izvorišta, tj. vodozahvate. Pomenuta modifikacija se ogleda u davanju prioriteta cevima sa prečnikom većim od vrednosti D_{MAIN} prilikom propagacije kroz mrežu.
2. Faza 2 – sprovodi se kontinualna 24-časovna simulacija u danu maksimalne potrošnje u cilju određivanja orijentacije cevi u grafu na osnovu smera tečenja. Rezultat ove faze je direkcioni graf (DIGRAPH), u kome su cevi sa promenljivim smerom tečenja označene kao neorijentisane, odnosno na takvim mestima se definišu paralelne cevi sa suprotnom orijentacijom.

Na slici 3 je prikazan ilustrativan primer distributivne mreže sa 16 čvorova, od čega su dva izvorišni čvorovi, tj. vodozahvati/rezervoari. Na desnoj strani slike je prikazan rezultat procesa pred-

procesiranja. Cevi koje povezuju rezervoare su identifikovane kao glavne distributivne cevi koje su isključene iz procesa sektorizacije mreže i dalje analize (faza 1). Naglašava se da korisnik može odabrati i bilo koju drugu cev, ukoliko želi da je isključi iz procesa sektorizacije. Preostali deo mreže, u ovom slučaju povezan za glavni vod sa jednom vezom u čvoru 9, je potrebno podeliti na klustere u procesu sektorizacije. Na slici su označene orijentacije cevi, određene na osnovu rezultata 24-časovne hidrauličke simulacije (faza 2).



Slika 3. Prikaz jednostavne mreže (levo) i rezultat pred-procesiranja (desno)

Figure 3. Simple network example (left) and result after preprocessing stage (right)

2.3 Podela mreže na klustere - sektorizacija

Podela mreže na klustere se odvija u drugom koraku metodologije (Slika 2 – STAGE 2) i sastoji se iz tri faze, koje će biti ukratko opisane a detaljan opis se može naći u relevantnoj literaturi (Vasilic, 2018; Vasilic et al., 2020):

1. Faza 1 – identifikacija čvrsto povezanih komponenti u okviru prethodno identifikovanog direkcionog grafa (Strongly Connected Components – SCCs). Čvrsto povezana komponenta grafa (SCC) je termin iz teorije grafova i predstavlja podgraf koji se karakteriše osobenošću da se, polazeći iz bilo kog čvora podgrafa, pretraživanjem može stići u bilo koji drugi čvor tog podgrafa (Gabow, 2000). Suštinski, SCC komponenta je deo mreže sa usmerenim cikličnim tokom (Perelman & Ostfeld, 2012). Posledično, ostvarivanje kontrole vodnog bilansa i kontrole pritiska unutar SCC komponenti bi bilo teško ostvarivo, pa je osnovna ideja da se ovakve komponente identifikuju a zatim tretiraju kao agregirani čvorovi u daljem procesu sektorizacije mreže. Graf koji se dobija identifikacijom SCC komponenti je takođe direkcioni (usmeren), kao i polazni graf, ali je za razliku od njega acikličan tj. ciklična putanja između čvorova nije ostvariva. Ovakav graf se naziva DAG (Directed Acyclic Graph). Proces identifikacije SCC komponenti i kreiranje DAG grafa je prikazan na slici 4.
2. Faza 2 – Topološko sortiranje direkcionog grafa identifikovanog u prethodnoj fazi. Čvorovi direkcionog grafa, SCC komponente, se sortiraju u redosledu od nizvodnih ka uzvodnim na osnovu usmerenosti veza.
3. Faza 3 – Vrš se agregacija prethodno identifikovanog DAG grafa, sačinjenog od međusobno povezanih SCC komponenti, prateći redosled u topološki sortiranoj listi (od najnižvodnijih SCC čvorova). Postupak agregacije je baziran na složenom indeksu uniformnosti (U) koji je definisan na sledeći način (Vasilic, 2018):

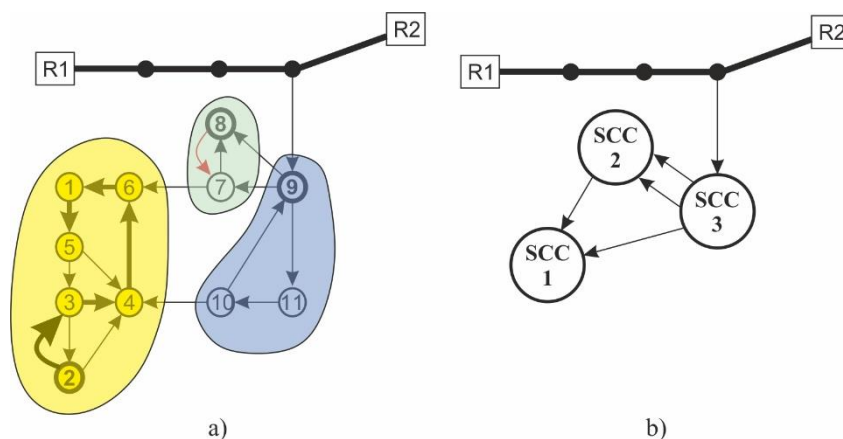
$$U = u_{net} u_v w_{agg} \quad (1)$$

gde su:

u_{net} – indeks uniformnosti mreže u pogledu veličine klastera,

u_v – indeks uniformnosti vektora veličine klastera i

w_{agg} – relativna težina svih veza agregiranih u klasteru.



Slika 4. Prva faza sektorizacije mreže – identifikovane SCC komponente (a) i rezultujući direkcionni aciklični graf (DAG)

Figure 4. First phase of the network clustering procedure – identified SCCs (a) and DAG representation of the graph (b)

Svaki klaster se karakteriše svojom veličinom (S_i), koja može biti predstavljena ukupnom potrošnjom ili brojem priključaka unutar klastera. Korisnik može odabrati odgovarajuću karakteristiku za predstavljanje veličine klastera, u zavisnosti od usvojenih kriterijuma za podelu mreže. Indeks uniformnosti mreže (u_{net}) predstavlja prosečno odstupanje veličine klastera od njegove preferirane veličine (S_{pref}). Preferirana veličina klastera se određuje kao srednja vrednost minimalne (S_{min}) i maksimalne (S_{max}) veličine klastera, definisanih ulaznim podacima:

$$S_{pref} = 0.5(S_{min} + S_{max}) \quad (2)$$

Idealno, svi klasteri bi bili međusobno jednaki u veličini i ona bi odgovarala preferiranoj veličini klastera ($S_i = S_{pref}$), što je u realnim mrežama praktično nemoguće ostvariti. Stoga se definiše trougaona funkcija veličine klastera $f(S)$ na osnovu koje se kvantifikuje „kvalitet“ klastera u granicama $[0, 1]$. Ukoliko klaster ima veličinu $S_i = S_{pref}$, vrednost funkcije f je maksimalna - $f(S_i) = 1$. U suprotnom vrednost funkcije teži nuli (Slika 5).

Indeks uniformnosti mreže (u_{net}) se računa kao:

$$u_{net} = \frac{\sum_{i=1}^{N_{cl}} f_i}{N_{cl}} \quad (3)$$

gde je N_{cl} broj klastera. Definisanje klastera čija će veličina biti u granicama $[S_{min}, S_{max}]$ i što bliža vrednosti S_{pref} je jedan cilj sektorizacije. Drugi je definisati klasteru koji će biti međusobno uniformni po veličini.

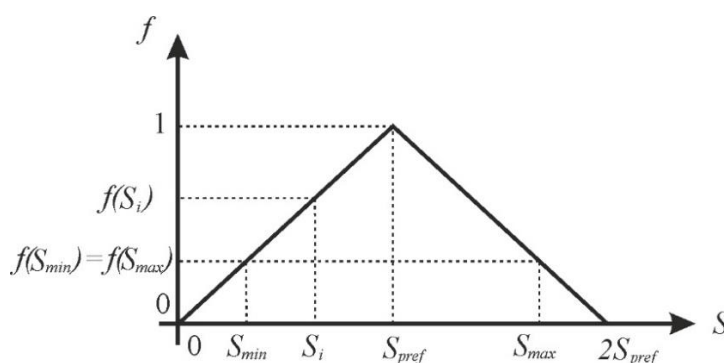
Normalizovane veličine klastera formiraju vektor veličine klastera:

$$S^n = \{S_1^n, S_2^n, S_3^n \dots, S_{N_{cl}}^n\}; \quad d_i^n = \frac{d_i}{\sum_{i=1}^{N_{cl}} d_i} \quad (4)$$

Uniformnost ovog vektora (u_v) pokazuje međusobnu ujednačenost klastera po veličini i računa se kao Euklidova norma:

$$u_v = \sqrt{\sum_{i=1}^{N_{cl}} (S_i^n)^2} \quad (5)$$

Vrednost veličine u_v se takođe normalizuje da bi se kretala u granicama [0, 1], kao i vrednost veličine u_{net} .



Slika 5. Trougaona funkcija veličine klastera

Figure 5. Trinangular function quantifying cluster size

Relativna težina svih veza agregiranih u klasteru (w_{agg}) se računa na sledeći način:

$$w_{agg} = \frac{\sum_{i=1}^{n_i^{agg}} D_i}{\sum_{i=1}^{n_i} D_i} \quad (6)$$

gde je n_i ukupan broj veza u mreži, n_i^{agg} broj veza agregiranih u klasteru i D_i prečnik veze. Ukoliko nema agregacije, ni jedna veza nije agregirana i vrednost veličine w_{agg} je jednaka nuli, a ukoliko je cela mreža agregirana u jedan klaster vrednost veličine w_{agg} je 1. Prema tome, i vrednost veličine se kreće u granicama [0, 1].

Agregacija SCC komponenti u klasteru, koja je bazirana na vrednosti prethodno opisanog indeksa uniformnosti (U), se sprovodi sukcesivno propagirajući se kroz listu topološki sortiranih SCC komponenti. U svakom koraku se agregira SCC komponenta čija agregacija će najviše doprineti povećanju indeksa uniformnosti (ΔU_{max}). Sve tri veličine sadržane u indeksu uniformnosti (jednačina 1) uzimaju vrednosti u rasponu [0, 1], pa shodno tome i vrednost indeksa uniformnosti se kreće u istim granicama. Veća vrednost indeksa uniformnosti (U) ukazuje na bolju uniformnost podele mreže na klasteru.

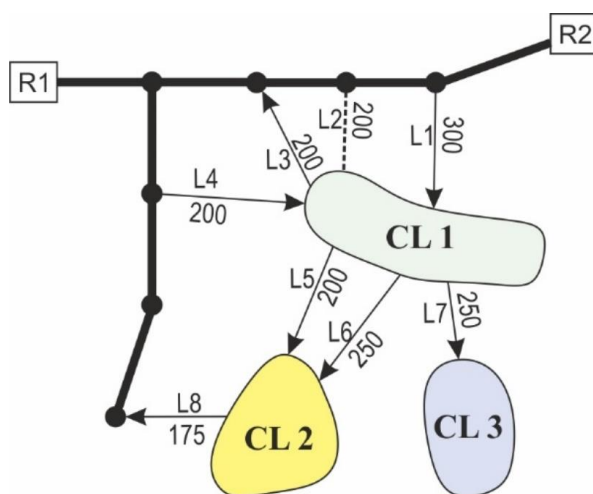
2.4 Definisane osnovnih zona bilansiranja (OZB) primenom optimizacije

Nakon postupka sektorizacije mreže, koji je sproveden u drugom koraku metodologije (STAGE 2), od korisnika se zahteva da odabere jedno rešenje sektorizacije koje će biti podvrgnuto

postupku definisanja osnovnih zona bilansiranja (OZB). Korisnik može odabrati rešenje kome odgovara maksimalna vrednost indeksa uniformnosti, ali i neko drugo rešenje, njemu blisko, ukoliko smatra da ono više odgovara lokanim uslovima i topologiji mreže.

Nakon izbora rešenja sektorizacije mreže, pristupa se trećem koraku (STAGE 3) u kome se vrši optimizacija položaja merača protoka i izolacionih zatvarača na graničnim vezama svakog klastera, u cilju definisanja osnovnih zona bilansiranja. Za potrebe optimizacije primenjena je metoda genetskog algoritma (Genetic Algorithm - GA).

Za potrebe ilustracije poslužiće primer prikazan na slici 6. Granične veze klastera su označene sa L1 – L8, a brojevi prikazuju prečnike veza u milimetrima. Orijentacije toka tokom 24-satne hidraulične simulacije u danu maksimalne potrošnje, dobijene u fazi 2 prvog koraka algoritma (STAGE 1), označene su strelicama. Cevi sa promenljivim smerom toka (neorjentisane) označene su isprekidanim linijama bez strelica (samo veza L2 u konkretnom slučaju). Neorijentisane cevi su samo one koje povezuju klaster sa glavnim distributivnim cevovodom.



Slika 6. Odabrano rešenje sektorizacije mreže koje se dalje podvrgava postupku GA optimizacije

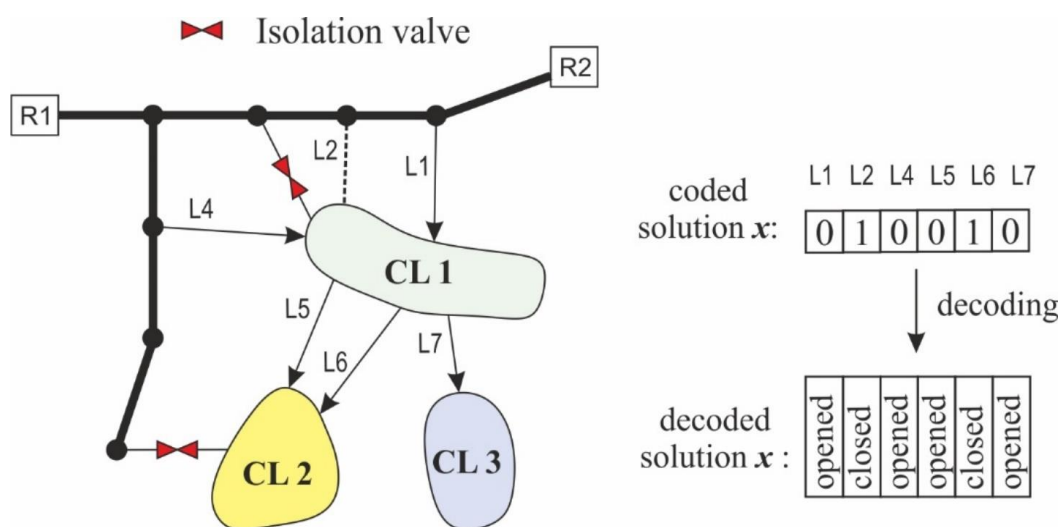
Figure 6. Selected clustering solution to be subjected to the GA optimization

Sa slike 6 je jasno da postoji ukupno 8 veza (cevi) koje je potrebno opremiti uređajima, meračima protoka ili izolacionim zatvaračima, da bi se u potpunosti definisala svaka od 3 osnovne zone bilansiranja (OZB). Pre pokretanja GA optimizacionog algoritma za definisanje položaja ovih uređaja, sprovodi se eliminacija određenih veza iz postupka optimizacije, zasnovana na inženjerskom pristupu, kako bi se smanjio broj veza koje će biti podvrgnute procesu optimizacije a samim tim i suzio skup potencijalnih rešenja. Inženjerski pristup koji se primenjuje je baziran na dva osnovna kriterijuma:

1. Neorijentisane veze, odnosno veze sa promenljivim smerom toka u toku dana, u kojima je maksimalna amplituda proticaja manja od 0.2 L/s se označavaju kao veze na kojima je potrebno instalirati trajne izolacione zatvarače. Smatra se da je, sa stanovišta vodosnabdevanja, protok u ovim cevima zanemarljiv i da njihovo zatvaranje neće uticati na hidrauličke uslove u mreži. Pretpostavimo da je u konkretnom primeru takva veza L2, ali da ona ne zadovoljava postavljeni kriterijum pa će svakako biti uključena u proces optimizacije;
2. Veze koje uvek „vraćaju vodu“ u glavni distributivni cevovod se takođe označavaju kao veze na kojima je potrebno instalirati trajne izolacione zatvarače. Veze ovog tipa očigledno nisu primarni vodovi vodosnabdevanja za deo mreže u kome se nalaze i mogu se smatrati redundantnim. U konkretnom primeru na slici 6, veze ovog tipa su L3 i L8.

Nakon primene prethodno opisanih kriterijuma, u konkretnom slučaju na slici 6, broj veza koje je potrebno podvrgnuti procesu optimizacije je smanjen sa 8 na 6. Efekat smanjenja broja veza sa kojima se ulazi u proces optimizacije je izuzetno značajan, naročito u realnim mrežama sa nekoliko hiljada cevi, i bitno utiče na poboljšanje efikasnosti GA optimizacionog algoritma.

Veze je potrebno opremiti izolacionim zatvaračima, ukoliko se one zatvaraju (ukidaju), ili meračima protoka ukoliko ostaju otvorene i služe za razmenu vode u mreži između OZB i glavne distributivne mreže. Jedina nepoznata veličina u procesu optimizacije je status veze – da li je otvorena ili zatvorena. U procesu optimizacije primenom GA algoritma, rešenje problema se kodira hromozomima koji su predstavljeni nizom bitova (Slika 7). Pojedinačni delovi hromozoma predstavljaju kodirane veličine, odnosno gene, u ovom slučaju veze kojima se vrši optimizacija statusa. Za konkretan slučaj, za kodiranje gena je dovoljna dužina od jednog bita, obzirom da svaka cev može imati samo dva statusa – otvorena (0) ili zatvorena (1).



Slika 7. Veze preostale nakon primene inženjerskih kriterijuma na kojima se vrši GA optimizacija

Figure 7. Remaining pipes, after engineering heuristics has been applied, subjected to the GA optimization

Nakon određivanja dužine hromozoma, koji odgovara broju veza, inicijalizuje se populacija određene veličine (određenog broja jedinki), koje evoluiraju kroz postupak optimizacije primenom operacija GA algoritma – selekcije, ukrštanja i mutacije. U svakom koraku, tj. fazi optimizacionog algoritma, sprovodi se hidraulička simulacija za svaku jedinku u populaciji i određuje vrednost ciljne funkcije (Objective function - *OF*).

Sledeći korak algoritma je selekcija jedinki koje će biti podvrgnute procesu ukrštanja, u cilju generisanja genetski modifikovanih i unapređenih jedinki za naredni korak. Proces selekcije je odgovoran za kontrolisano stohastičko ponašanje GA algoritma, i može biti baziran na različitim pravilima izbora – npr. pravilo ruleta (roulette-wheel selection) ili turnira (tournament selection). Pravila izbora impliciraju da je slučajnost izbora pristrasna vrednostima ciljnih funkcija koje jedinke ostvaruju, odnosno da jedinke sa boljom vrednošću ciljne funkcije imaju veću šansu da budu odabrane za proces ukrštanja i kreiranja novih jedinki.

Verovatnoća primene operacije mutacije na jedinkama je takođe parametar algoritma, ali bi trebala da bude podešena na nisku vrednost (1%), obzirom da je cilj da čitav proces evolucije bude dominantno vođen operacijom ukrštanja, pre nego operacijom mutacije.

Primenom operacija selekcije, ukrštanja i mutacije formira se nova generacija jedinki, za koju se očekuje da bude bolja po vrednostima ciljne funkcije od prethodne. Prethodno opisan proces se ponavlja dok se ne dostigne prethodno definisani broj generacija, koji je takođe parametar GA algoritma. Sumirajući primenu GA algoritma, parametri koji se moraju definisati “a priori” su:

1. Veličina populacije (ps),
2. Dužina hromozoma – broj bita koji kodira rešenja,
3. Verovatnoća ukrštanja – obično 0.8-0.9,
4. Verovatnoća mutacije – obično 0.01 i
5. Broj generacija za evoluciju (ng).

Efikasnost opisanog GA algoritma zavisi direktno od usvojenih vrednosti za prethodno navedene parametre i oblika ciljne funkcije koja se optimizuje (OF). U konkretnom slučaju, ciljna funkcija odražava samo ekonomski aspekt, odnosno cenu koštanja implementacije predloženog rešenja podele mreže na osnovne zone bilansiranja (OZB). GA optimizacioni algoritam bi se neformalno mogao definisati kao algoritam koji traži optimalno rešenje problema u višedimenzionalnom prostoru diskretnih rešenja, bez ograničenja. Međutim, konkretan problem podele mreže na OZB jeste ograničen zahtevom da se primenom intervencija u mreži, neophodnih za implementaciju rešenja, ne ugrožava funkcionalnost i pouzdanost vodosnabdevanja i čitavog vodovodnog sistema.

U hidroinformacionom alatu baziranom na DeNSE metodologiji za sektorizaciju mreže, opisanom u ovom radu, prethodno opisana ograničenja se u proces optimizacije uvode kroz nekoliko kaznenih funkcija u postupku proračuna ciljne funkcije. Na taj način se svakom rešenju koje ima negativne posledice na funkcionalnost sistema, u poređenju sa osnovnim stanjem, proporcionalno uvećava vrednost ciljne funkcije za faktor $C_i P_i$, gde je i redni broj kaznene funkcije, C_i jedinična vrednost penala (kazne) i P_i faktor proporcionalnosti:

$$OF = Cost + \sum_{i=1}^4 C_i P_i \quad (7)$$

Казнене функције које су имплементиране у алгоритам, јединична вредности њихових казних вредности (C_i) и начин прорачуна фактора пропорционалности (P_i) су сумирани у наредној табели:

Tabela 1. Opis kaznenih funkcije koje su implementirane u GA algoritam

Table 1. Penalty functions used in GA optimization algorithm

i	Tip kaznene funkcije	Opis	C_i	P_i
1	Valjanost rešenja	Ukoliko se javljaju negativni pritisci u mreži ili ne postoji rešenje sistema jednačina koje opisuju matematički model sistema, smatra se da rešenje nije valjano	10^7 €	$P_i = 1$
2	Zahtevani broj dovoda vode u zonu	Svaka zona (OZB) mora imati minimalni broj dovoda vode u zonu, definisan prema broju priključaka u zoni (f_j^{req}). Ukoliko uslov nije ispunjen, faktor proporcionalnosti se računa prema broju zona koje ne ispunjavaju uslov i broju nedostajućih dovoda vode.	$5 \times 10^5 \text{ €}$	$P_i = n_{cl} + \sum_{j=1}^{n_{cl}} (f_j^{req} - f_j^*)$ n_{cl} – broj klastera koji imaju broj dovoda manji od zahtevanog f_j^{req} – zahtevani broj dovoda za j-ti klaster f_j^* – ostvareni broj dovoda za j-ti cluster
3	Zadovoljenost minimalnog pritiska	Ukoliko je pritisak u bilo kom čvoru mreže ispod minimalne zahtevane vrednosti, rešenje se kažnjava proporcionalno broju takvih čvorova.	$5 \times 10^4 \text{ €}$	$P_i = n_j$ n_j – broj čvorova u mreži u kojim su pritisci niži od minimalnog zahtevanog
4	Smanjenje pritiska u mreži	Ukoliko dolazi do smanjenja prosečnih pritiska u mreži, u poređenju sa originalom	$1 \times 10^4 \text{ €/m}$	$P_i = p_{av_min}^{orig} - p_{av_min}^*$

		dispozicijom mreže, rešenje se kažnjava proporcionalno iznosu smanjenja pritiska.		$p_{av_min}^{orig}$ - minimalni prosečni pritisak u toku 24-časovne simulacije u originalnoj dispoziciji mreže $p_{av_min}^*$ - minimalni prosečni pritisak u toku 24-časovne simulacije u dispoziciji mreže sa implementiranim intervencijama
--	--	---	--	---

Вредност циљне функције дата једначином 7 (OF) се минимизира у поступку оптимизације. Решење се сматра ваљаним уколико задовољава следеће услове:

1. Притисци у мрежи су током 24-часовне симулације у предефинисаним границама ($p_{min} - p_{max}$) и
2. Број довода воде у све ОЗБ је већи од захтеваног броја (f^{req}), дефинисаног према њиховој величини.

2.5 Indikatori za rangiranje rešenja

Nakon trećeg koraka algoritma, rešenja su optimizovana i korisnik može pristupiti njihovoj analizi i odabiru onog koje će potencijalno biti implementirano na terenu. Radi lakšeg izbora definišu se i računaju vrednosti sledećih indikatora za rangiranje, koji odražavaju efekte intervencija koje se preduzimaju za implementaciju i uspostavljanje osnovnih zona bilansiranja:

1. Prosečni pritisci u mreži, pre i nakon implementacije intervencija;
2. Relativna promena pritiska u mreži, kao posledica predviđenih intervencija, koja se računa prema sledećoj relaciji:

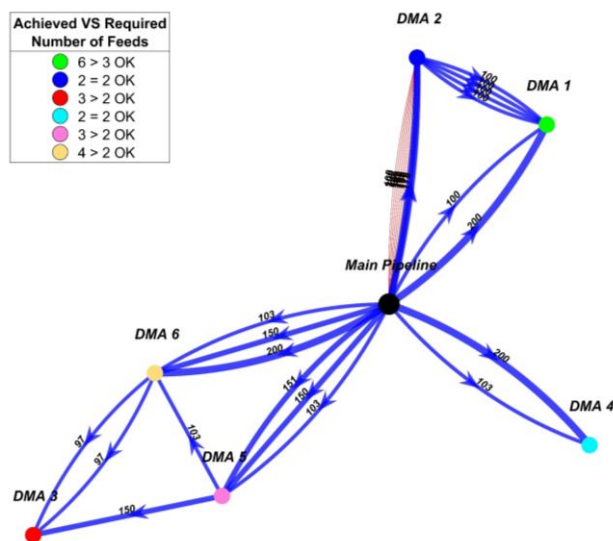
$$\Delta p = \frac{\sum_{i=1}^{n_j} \sum_{t=1}^{24} (p_i^{*t} - p_i^t)}{\sum_{i=1}^{n_j} \sum_{t=1}^{24} (p_i^t)} 100 \quad [\%] \quad (8)$$

где је p_i^t притисак у i -том чвору мреже у временском тренутку t у оригиналној мрежи а p_i^{*t} је притисак у том истом чвору и истом временском тренутку у мрежи са имплементираним интервенцијама;

3. Cena koštanja implementacije rešenja, određena na osnovu procene troškova za instalaciju merača protoka i izolacionih zatvarača;
4. Broj uređaja za uspostavljanje OZB, merača protoka i izolacionih zatvarača, s tim da se identifikuju i koriste postojeći zatvarači u mreži ukoliko je to moguće;
5. Šematski prikaz povezanosti između uspostavljenih OZB.

Ilustrativni šematski prikaz povezanosti između zona je prikazan na narednoj slici (Slika 8). Zone su prikazane krugovima različitih boja, povezane međusobno i za glavnu distributivnu mrežu (označenu crnim krugom i natpisom Main Pipeline). Plave veze sa strelicama predstavljaju direktne dovode u zone, dok su crvenom bojom označene veze u kojima se voda može kretati u oba pravca tokom 24-časovne simulacije. Debljina linija je proporcionalna prečniku veze, dok je pored veza naznačena i vrednost prečnika. Broj zahtevanih i ostvarenih direktnih dovoda vode se takođe prikazuje na grafiku i označen je u formi legende sa naslovom Achieved VS Required Number of Feeds i oznakom OK ili NOT OK. Ovakav prikaz daje uvid u međusobnu povezanost zona i pravac kretanja vode u mreži i s toga je

značajna pomoć korisniku u procesu odlučivanja, obzirom da izbor konačnog rešenja ne treba da bude motivisan samo cenom koštanja kao glavnim kriterijumom.

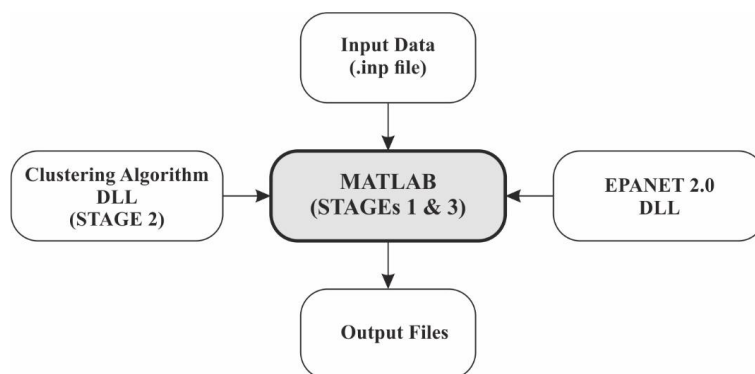


Slika 8. Šematski prikaz međusobne povezanosti OZB

Figure 8. Schematic representation of connectivity between DMAs

2.6 Implementacija metodologije

Prethodno opisana metodologija za definisanje osnovnih zona bilansiranja u distributivnoj mreži (DeNSE) je implementirana u hidroinformacioni alat prema dijagramu prikazanom na slici 9.



Slika 9. Implementacija DeNSE metodologije za definisanje OZB u hidroinformacioni alat

Figure 9. DeNSE sectorization methodology implementation chart

Implementacija je sprovedena u Matlab softverskom paketu kao centralnom okruženju, sa pojedinim delovima metodologije koji su razvijeni u drugim programskim jezicima zarad poboljšane računarske efikasnosti. Algoritam za podelu mreže na klastere (sektorizacija mreže), odnosno drugi korak metodologije (STAGE 2), je napisan u C++ programskom jeziku i koristi se unutar Matlab radnog okruženja kao eksterna DLL datoteka (Dynamic Link Library). Za potrebe hidrauličkih simulacija, u koracima 1 i 3 (STAGE 1, STAGE 3) koristi se modul za hidraulički proračun implementiran u softverskom paketu EPANET, prihvaćen kao etalon u predmetnoj oblasti (<https://www.epa.gov/water-research/epanet>). Ovaj modul se takođe koristi kao eksterna DLL datoteka unutar Matlab radnog okruženja.

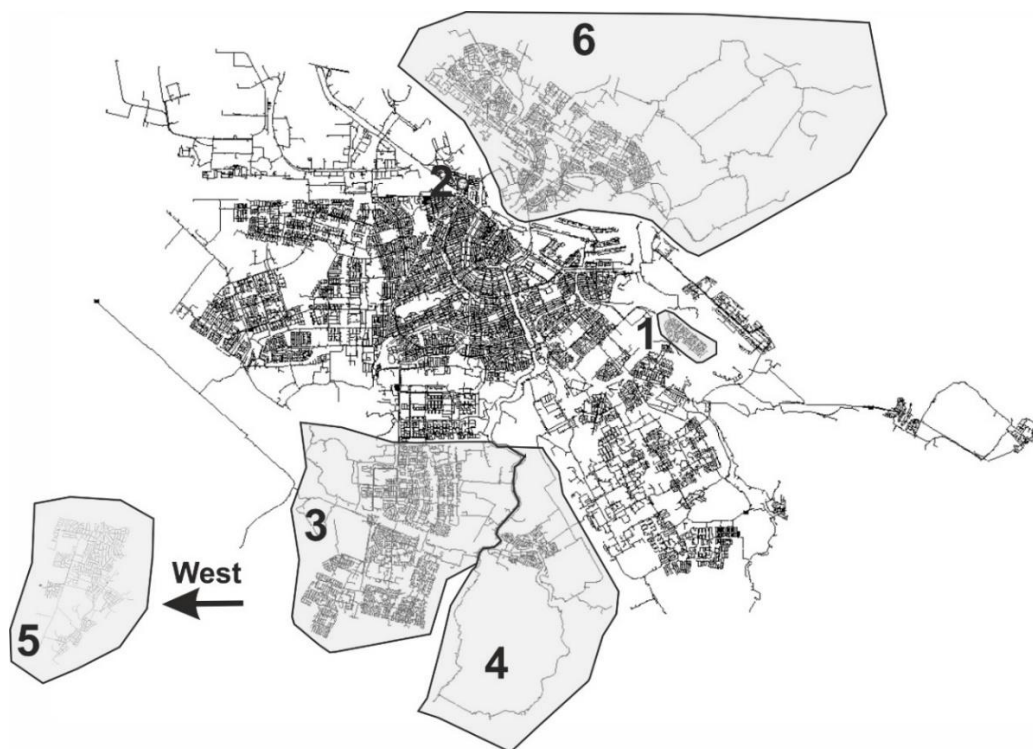
3 Primer primene metodologije

Opisana metodologija je delom razvijena tokom istraživačkog boravka autora u kompaniji „WaterNet“ u Amsterdamu (Holandija), u okviru međunarodnog istraživačkog projekta „WatQual“. Tokom saradnje na pomenutom projektu na raspolaganju su bili podaci o vodovodnoj distributivnoj mreži kojom upravlja kompanija „WaterNet“ a koji si poslužili za razvoj i testiranje DeNSE metodologije za podelu distributivne mreže na OZB.

Distributivna mreža kojom upravlja kompanija „WaterNet“ trenutno sadrži 6 područja koja se mogu smatrati OZB, obzirom da su jasno odvojena od ostatka mreže (Slika 10). Pet područja su deo distributivne mreže grada Amsterdama, dok je jedno područje potpuno odvojena mreža naseljenog mesta Heemstede koje se nalazi zapadno od Amsterdama. Ovih 6 područja značajno variraju u pogledu broja korisnika:

1. Diemen Noord (~2 900 priključaka),
2. Prinseneiland (~325 priključaka),
3. Amstelveen (~35 000 priključaka),
4. Ouderkerk (~3 500 priključaka),
5. Heemstede (~10 700 priključaka),
6. Amsterdam Noord (~42 000 priključaka),

pa je od interesa razmotriti njihovu dalju podelu na OZB u pravom smislu, odnosno prema kriterijumima veličine koji se usvoje, a u skladu su sa preporukama iz literature i potrebama komunalnog preduzeća. Ostatak mreže grada Amsterdama sadrži okvirno 500 000 priključaka koji su pretežno locirani u centralnom gradskom jezgri, i povezani u gustu prstenastu mrežu, što značajno otežava definisanje OZB u ovom delu mreže.



Slika 10. Distributivna mreža kojom upravlja kompanija „WaterNet“

Figure 10. Water distribution network operated by „WaterNet“ company

Za potrebe testiranja metodologije odabrana su 2 područja, od prethodno navedenih 6 - Heemstede (5) i Amstelveen (3). U oba slučaja predložena DeNSE metodologija, implementirana u opisani hidroinformacioni alat, se pokazala vrlo korisnom i efikasnom u postupku definisanja OZB (Vasilic & Ivetic, 2020). U ovom radu su prikazani rezultati testiranja na manjem primeru mreže Heemstede.

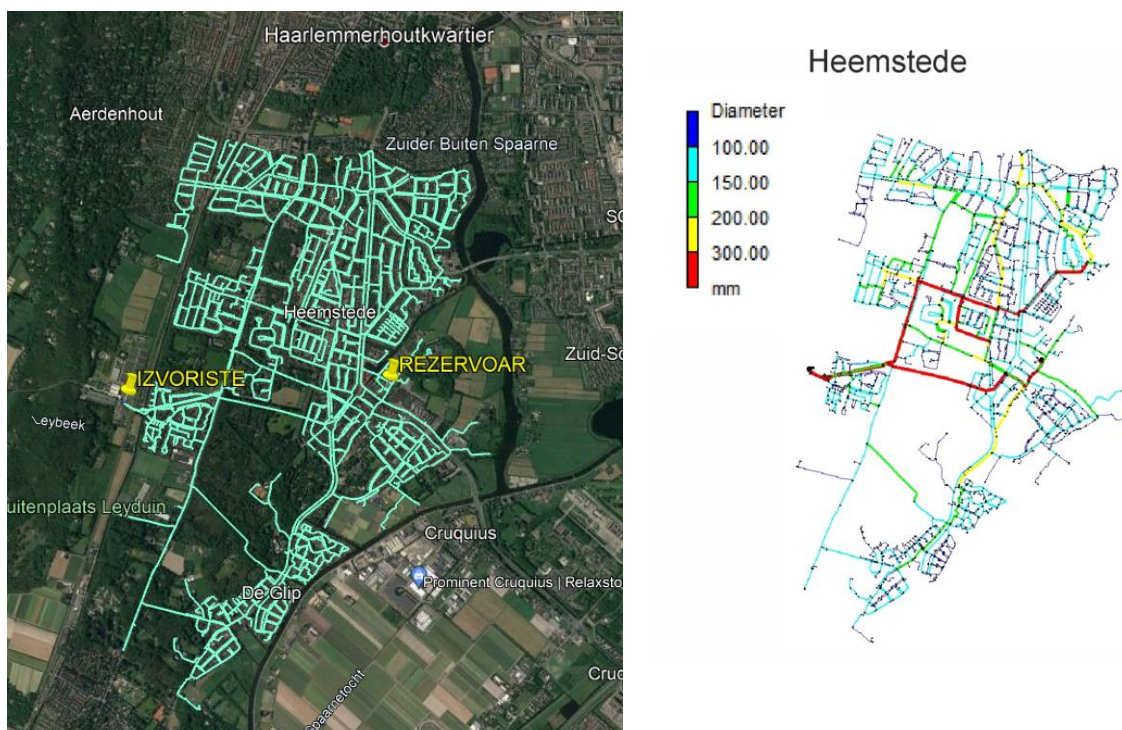
3.1 Karakteristike mreže

Za potrebe testiranja metodologije izabran je deo mreže u naselju Heemstede, zapadno od Amsterdama. Osnovne karakteristike mreže su prikazane u tabeli 2, dok je dispozicija mreže prikazana na slici 11. Heemstede mreže je pogodna za testiranje metodologije jer je relativno male veličine (~10000 priključaka) i potpuno izdvojena od ostatka mreže pa nije potrebno posebno definisanje graničnih uslova.

Tabela 2. Karakteristike mreže Heemstede

Table 2. Heemstede network characteristics

Cevi	3204
Čvorova	3997
Potrošačkih čvorova	2046
Izvorišta	1
Rezervoara	1
Pumpnih stanica	1
Zatvarača	989
Priključaka	10741
Ukupna prosečna potrošnja	161.3 m ³ /h



Slika 11. Dispozicija test primera mreže naselja Heemstede – satelitski snimak (levo); matematički model u EPANET-u sa prikazom prečnika cevi (desno)

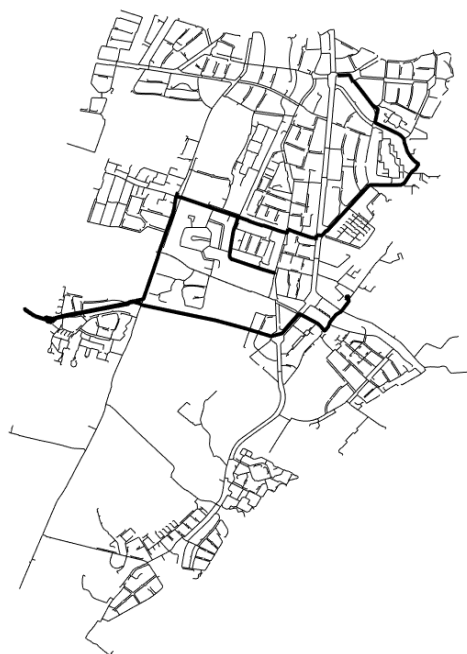
Figure 11. Heemstede case study network – satellite image (left); EPANET mathematical model with pipes' diameters (right)

U nastavku se prikazuju rezultati primene metodologije na razmatranom test primeru. Prezentacija rezultata je data prema redosledu opisa metodologije – najpre se navode usvojeni ulazni podaci, zatim se prikazuju rezultati algoritma za sektorizaciju mreže na klastere, elaborira se izbor preferiranog rešenja podele mreže na klastere, vrši se rangiranje optimizovanih rešenja rasporeda merača protoka i izolacionih zatvarača i konačno se usvaja finalno rešenje sa definisanim OZB.

3.2 Ulazni podaci

Za potrebe primene tehničkog rešenja na primeru Heemstede mreže usvojeni su sledeći ulazni podaci:

1. Kalibrisan matematički model distributivne mreže u formi EPANET (.inp) datoteke je obezbeđen od strane zaposlenih u „WaterNet“-u;
2. Minimalan (n_c^{\min}) i maksimalan (n_c^{\max}) preferirani broj priključaka u okviru jedne OZB su $n_c^{\min}=500$ and $n_c^{\max}=5000$. Usvojene vrednosti su u skladu sa preporukama iz literature iz relevantne oblasti, a određene su uz saglasnost zaposlenih u „WaterNet“-u;
3. Ukupan broj priključaka u mreži je $n_c=10741$ i preuzet je iz dostavljenog matematičkog modela (Tabela 2.) u kome je broj priključaka eksplicitno definisan u svakom čvoru mreže;
4. Usvojena vrednost prečnika glavne tj. primarne distributivne mreže iznosi $D_{\text{MAIN}} = 225$ mm, što nakon postupka pred-procesiranja identifikuje glavni vod prikazan na slici 12;
5. Minimalni zahtevani i maksimalni dopušteni pritisci u mreži su usvojeni iz internih pravilnika kompanije „WaterNet“ i iznose $p_{\text{MIN}} = 2.0$ bar i $p_{\text{MAX}} = 6.0$ bar;
6. Usvojeni broj varijantnih rešenja za definisanje osnovnih zona bilansiranja u mreži iznosi $N=10$;
7. Usvojeni parametri za optimizacioni algoritam su: broj generacija $n_g = 35$ i veličina populacije u svakoj generaciji $p_s = 30$;



Slika 12. Glavna distributivna mreža u Heemstede mreži, identifikovana u postupku pred-procesiranja

Figure 12. Main transmission pipeline in Heemstede network, identified in pre-processing

Pored navedenih ulaznih podataka, korišćeni su dodatni podaci preuzeti iz internog pravilnika kompanije „WaterNet“ (“Design Criteria for Drinking Water Distribution Networks”), neophodni za

primenu metodologije. Pravilnik se primeljuje prilikom projektovanja i održavanja distributivnih mreža koje su u nadležnosti „WaterNet“-a. Dodatni podaci koji su usvojeni su:

1. Nabavne cene uređaja sa instalacijom (zatvarača i merača protoka) i
2. Sigurnost vodosnabdevanja – broj zahtevanih direktnih dovoda vode u svaki deo mreže prema broju priključaka:

Tabela 3. Broj zahtevanih dovoda vode u zonu distributivne mreže

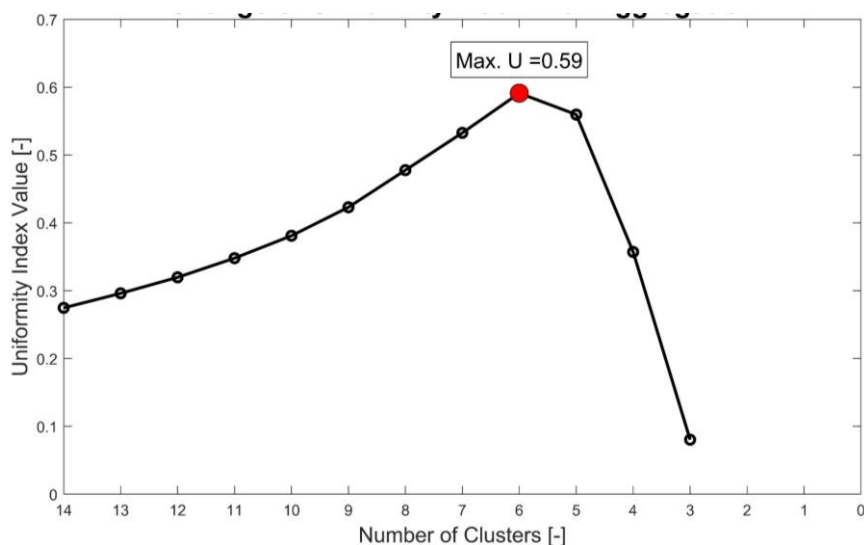
Table 3. Required number of feed lines into an area of distribution network

Broj priključaka u zoni	Minimalni zahtevani broj dovoda (F^{req})
< 200	1
200 – 2000	2
> 2000	3

3.3 Rezultati podele mreže na klasterne

Slika 13 prikazuje promenu indeksa uniformnosti (U), definisanog jednačinom 1, tokom postupka podele mreže na klasterne. Na slici je prikazana vrednost indeksa uniformnosti u poslednjih 12 koraka agregacije komponenti i jasno se uočava trenutak kada vrednost indeksa dostiže maksimalnu vrednost a zatim se smanjuje u nekoliko poslednjih koraka.

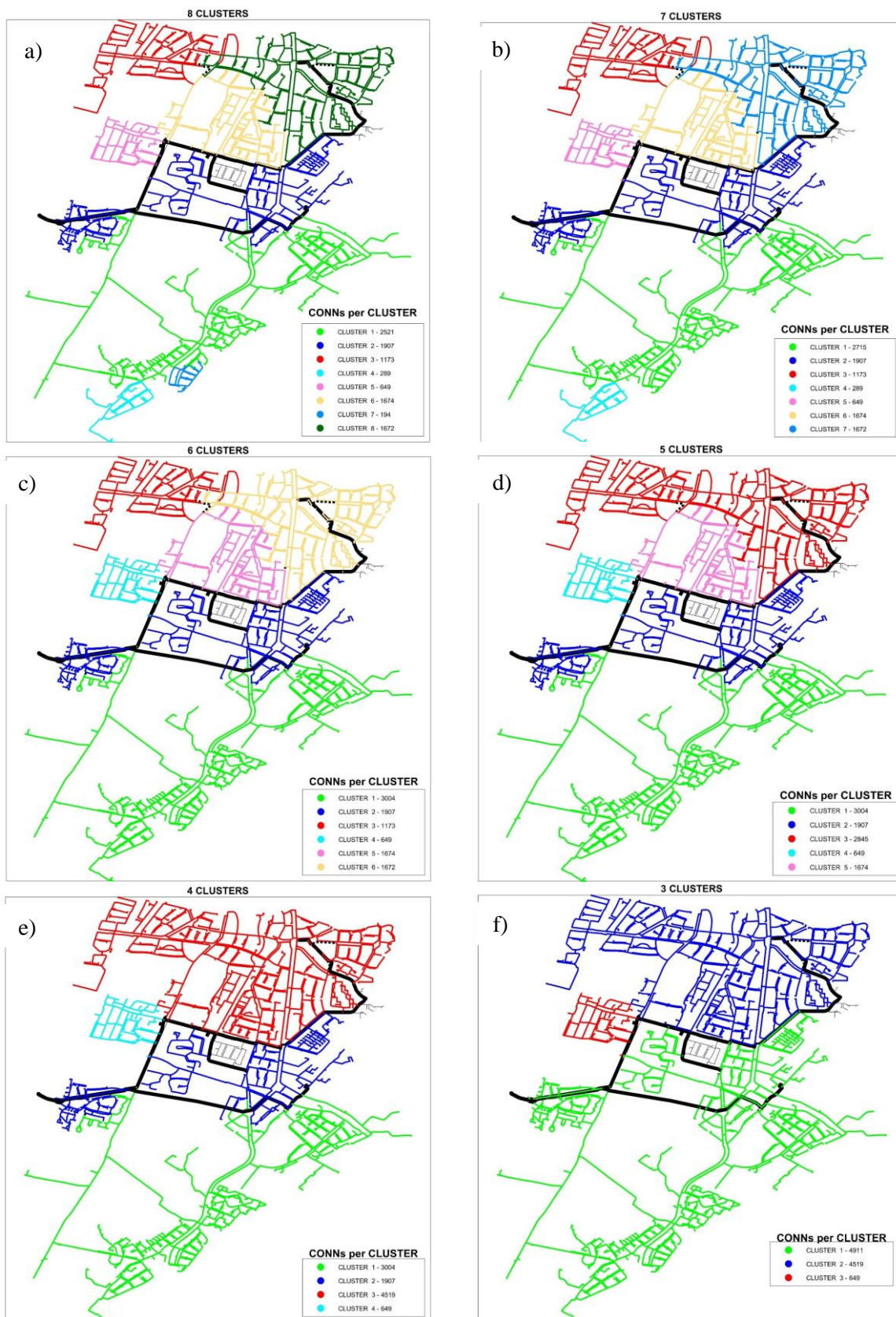
Maksimalna vrednost indeksa uniformnosti iznosi $U_{max} = 0.59$ i odgovara podeli mreže na 6 klastera. Izbor ovog rešenja se nameće kao logičan za postupak optimizacije položaja merača protoka i izolacionih zatvarača za definisanje OZB. Međutim, korisniku se savetuje da sagleda i rešenja koja se nalaze u okolini onog sa maksimalnom vrednosti indeksa uniformnosti. U konkretnom slučaju, rešenja sa 7 (jedan korak napred) i 5 klastera (jedan korak nazad) imaju slične, neznatno niže vrednosti indeksa uniformnosti. Rešenje sa neznatno nižom vrednosti indeksa uniformnosti, i dalje može biti pogodno za implementaciju obzirom na lokalne uslove, kriterijume i topologiju mreže.



Slika 13. Promena indeksa uniformnosti tokom procesa agregacije SCC komponenti u klasterne

Figure 13. Evolution of uniformity index metrics during the aggregation of SCCs in clusters

Slika 14 prikazuje rešenja podele mreže na klasterne u poslednjih 6 koraka agregacije. Identifikovani klasteri u mreži su na svakom grafiku označeni različitim bojom, sa legendom koja prikazuje i broj priključaka u svakom klasteru.



Slika 14. Podela mreže na klastera u 6 poslednjih koraka agregacije

Figure 14. Sectorization of network in clusters – last 6 aggregation steps

Obzirom na minimalan i maksimalan broj priključaka u okviru jedne OZB ($n_c^{\min}=500$ i $n_c^{\max}=5000$), definisan u ulaznim podacima, proizilazi da je preferirani broj priključaka $n_c^{\text{pref}}=2750$. Nemoguće je u svakoj zoni ostvariti egzaktan isti broj priključaka jednak preferiranom broju. Kao što je ranije opisano osnovni cilj metodologije je ostvariti podelu u kojoj su sve zone po veličini u rasponu $n_c^{\min} - n_c^{\max}$ i što bliže vrednosti n_c^{pref} .

Rešenje sa podelom mreže na 8 klastera (slika 14 a) sadrži 2 ekstremno mala klastera (klasteri 7 i 4), sa 194 i 289 priključaka respektivno, koja su ispod granice n_c^{\min} . U sledećem koraku (rešenje sa 7 klastera, slika 14 b) klaster 7 se agregira u veći klaster (klaster 1), usled čega se povećava vrednost indeksa uniformnosti. Naredni korak donosi agregaciju i drugog manjeg klastera (klastera 4) u klaster 1 (rešenje sa 6 klastera, slika 14 c), kada se dostiže i maksimalna vrednost indeksa uniformnosti $U_{\max}=0.59$. U ovom trenutku agregacije svi klasteri su u granicama $n_c^{\min} - n_c^{\max}$.

Dva relativno velika klastera, 3 i 6, se agregiraju u narednom koraku (slika 14 d), što remeti ujednačenost klastera po veličini, samim tim snižava se i vrednost indeksa uniformnosti. Ovo je posledica činjenice da sada postoje 2 klastera koja su po veličini iznad granice n_c^{pref} - klaster 1 sa 3004 priključka i klaster 3 sa 2845 priključaka. Nastavak procesa agregacije klastera donosi dodatno smanjenje indeksa uniformnosti i naglašava ovu činjenicu, obzirom da je sve manji broj klastera ali značajne veličine. Na slici 14 e je prikazan naredni korak agregacije, u kome su agregirani klasteri 3 i 5 u jedan klaster sa ukupno 4519 priključaka. Konačno, nakon poslednjeg koraka agregacije preostala su samo tri klastera koja su povezana za glavnu distributivnu mrežu ali se dalje ne mogu agregirati usled nepostojanja direktnih međusobnih veza. Dva od tri klastera su po veličini skoro duplo veći od vrednosti n_c^{pref} (klaster 1 sa 4911 i klaster 2 sa 4519 priključaka), zbog čega je i vrednost indeksa uniformnosti dodatno snižena. Podela mreže na klastera je ovim okončana i na korisniku je da napravi izbor rešenja koje će biti podvrgnuto postupku optimizacije.

3.4 Rangiranje optimizovanih rešenja

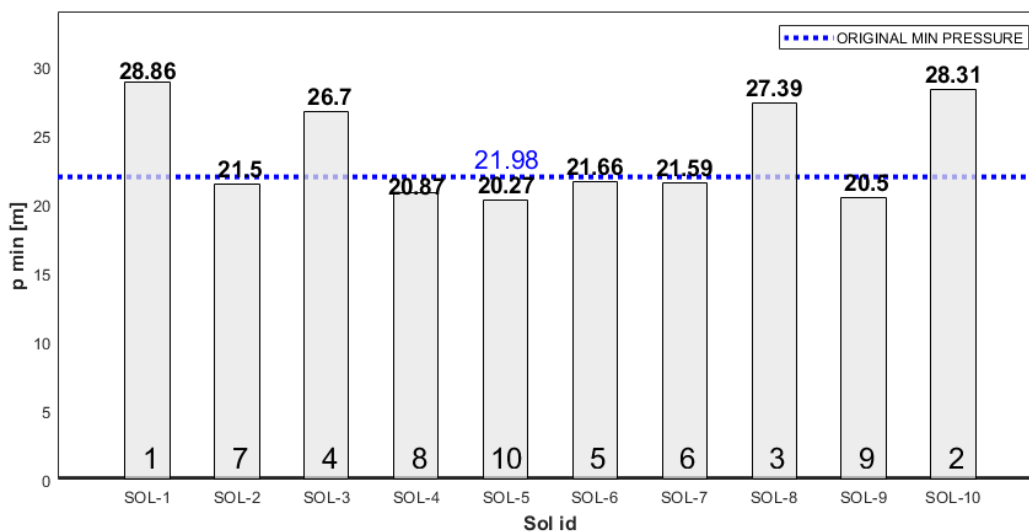
Kao što je ranije rečeno, na korisniku je da odabere jedno rešenje sektorizacije mreže na klastera koje će biti podvrgnuto procesu optimizacije u cilju određivanja položaja merača protoka i izolacionih zatvarača, u cilju konačnog definisanja i uspostavljanja OZB. U prethodnom poglavlju su prikazana i elaborirana alternativna rešenja sektorizacije (slika 14). Izbor rešenja zavisi od topologije mreže, lokalnih uslova i potreba i preferencija kompanije koja upravlja vodovodnom mrežom. U ovom slučaju rešenje sa šest klastera, kome odgovara najveća vrednost indeksa uniformnosti, je odabrano (slika 14 c).

Optimizacioni GA algoritam rezultuje sa 10 ($N=10$) alternativnih rešenja za položaje mernih uređaja i zatvarača na granicama identifikovanih klastera, za odabranu dispoziciju sa šest klastera. Analiza i rangiranje ovih rešenja se sprovodi na osnovu prethodno definisanih kriterijuma za rangiranje.

Na slici 15 su prikazane vrednosti apsolutnih minimalnih pritisaka u mreži za sva rešenja i njihovo poređenje sa istim pritiskom u originalnoj mreži. Sva rešenja ispunjavaju uslove zahtevanih pritisaka u mreži. Na slikama 16 i 17 je prikazan uporedni prikaz vrednosti indikatora za rangiranje svih 10 rešenja – a) prosečni pritisci u mreži, b) relativna promena pritiska u mreži, c) cena implementacije rešenja i d) broj merača protoka i zatvarača. Rangiranje je prikazano brojevima na dnu grafika.

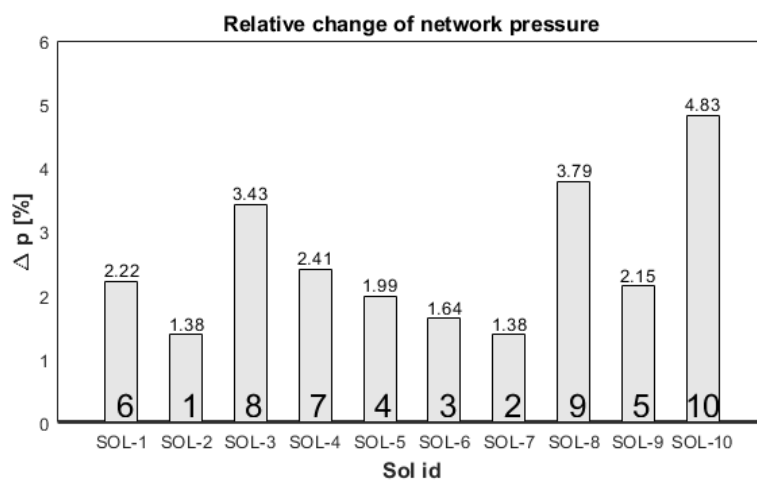
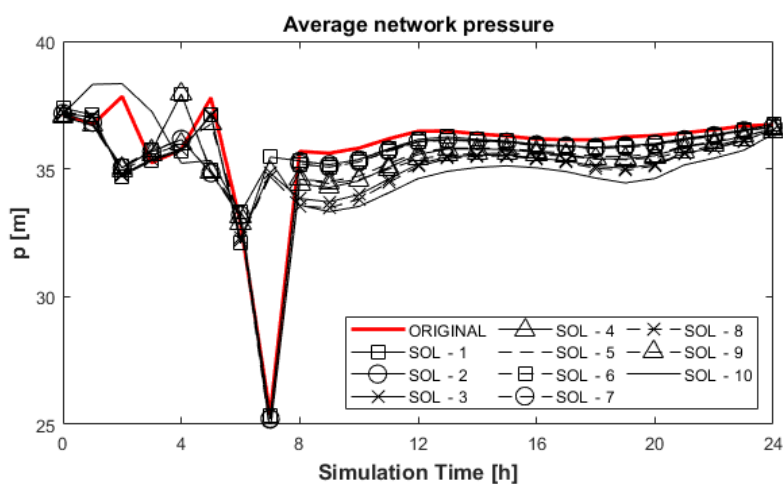
Na osnovu indikatora relevantnih za pritisak u mreži, jasno je da rešenja SOL-2, SOL-7, SOL-6 i SOL-4 najmanje utiču na promenu pritisaka u mreži, kako prosečnih tako i apsolutno minimalnih. Obzirom da je ovo jedan od osnovnih ciljeva metodologije, ova rešenja se nameću kao dominantna sa ovog aspekta.

Sa aspekta cene implementacije, rešenje SOL-7 je najbolje rangirano a prate ga rešenja SOL-5 i SOL-10, ali rešenje SOL-10 ujedno ima i najveći uticaj na promenu pritisaka u mreži. Cena implementacije je indirektno povezana sa brojem uređaja koje je potrebno instalirati, međutim ne linearno jer cena pojedinih uređaja nije direktno proporcionalna sa prečnikom cevi na koju se instalira. Ipak, jasno je da rešenje SOL-7 dominira i po ovom kriterijumu jer je najmanji broj novih zatvarača koje je potrebno instalirati u mreži (četiri).



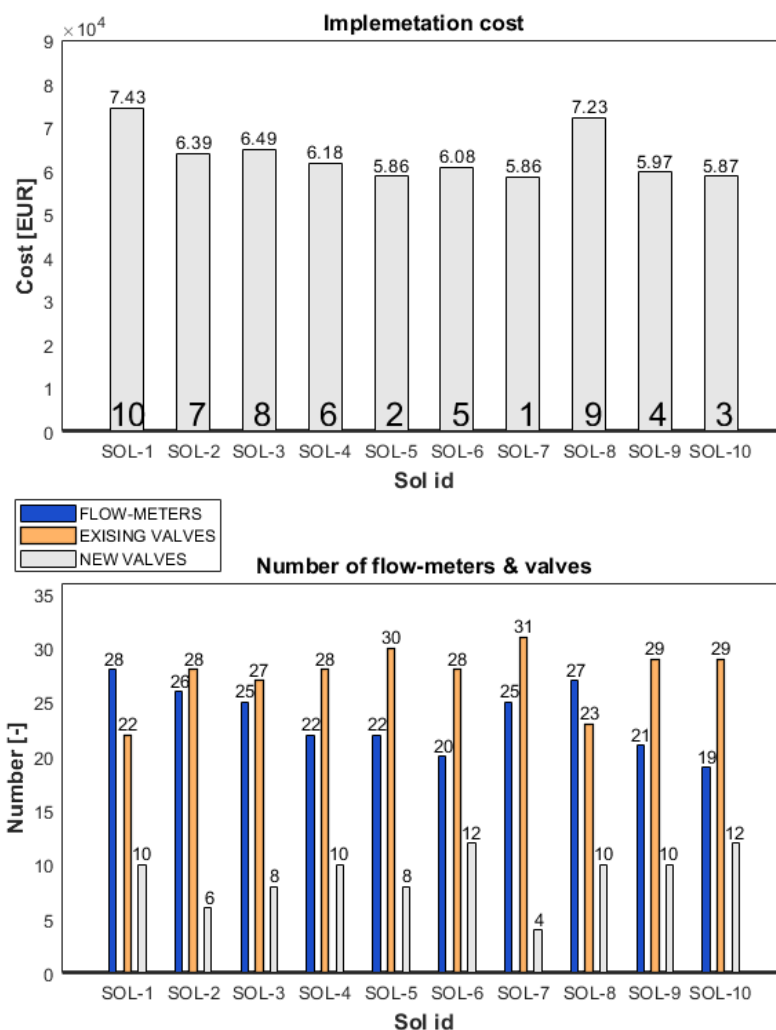
Slika 15. Uporedni prikaz apsolutnih minimalnih pritisaka u mreži

Figure 15. Comparison of absolute minimal pressures in network



Slika 16. Uporedni prikaz prosečnih pritisaka u mreži i relativne promene pritiska u mreži

Figure 16. Comparison of average network pressures and relative change of network pressure



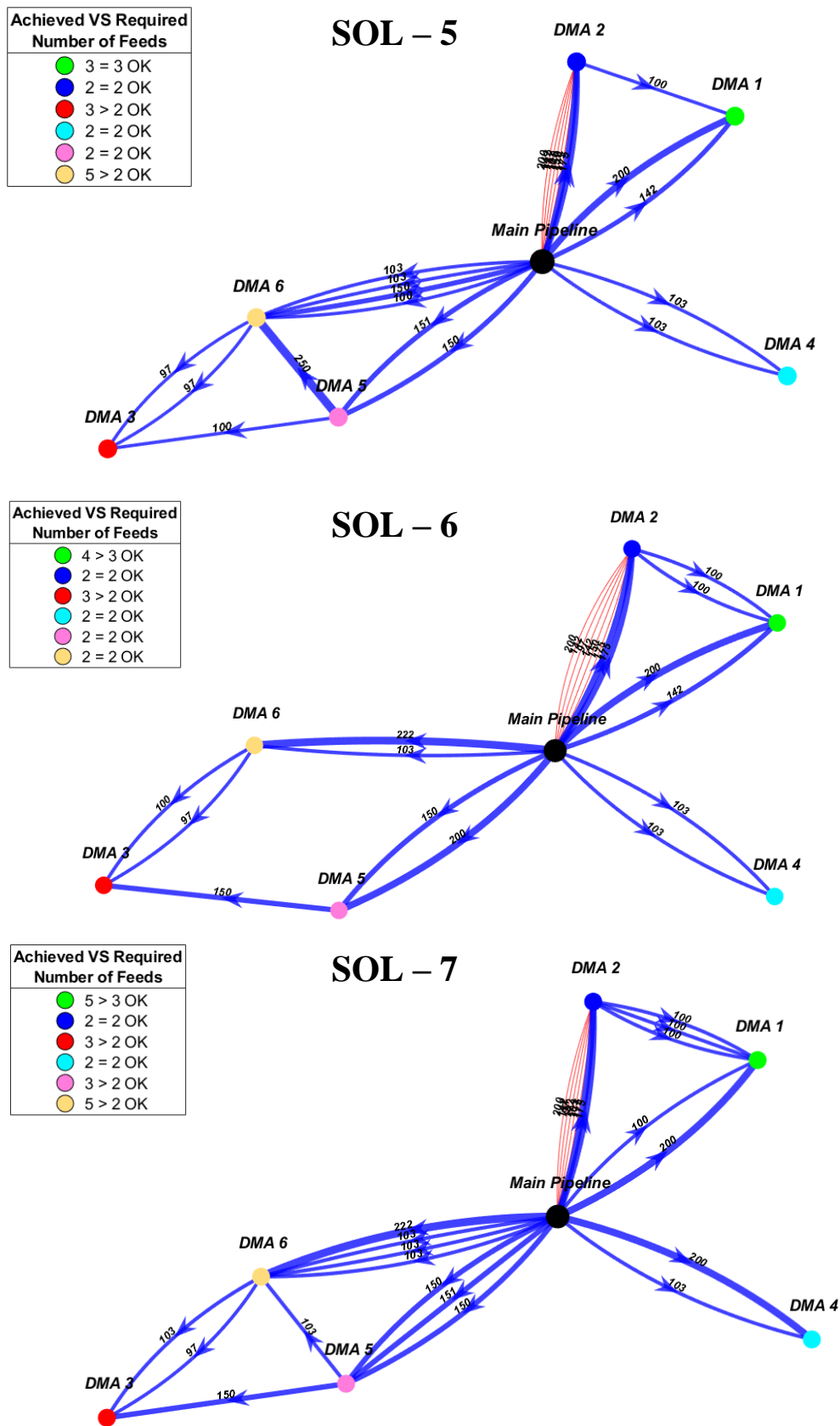
Slika 17. Uporedni prikaz troškova implementacije rešenja i potrebnog broja zatvarača i merača protoka

Figure 17. Comparison of solutions' implementation cost and number of flow-meters and valves

3.5 Izbor konačnog rešenja

Rezultati prikazani u prethodnom poglavlju ilustruju da su sva rešenja dobijena postupkom optimizacije validna, tj. zadovoljavaju sve osnovne hidrauličke kriterijume i mogu biti implementirana na terenu. Prema postavljenom kriterijumu minimalnog uticaja na pritiske u mreži izdvajaju se tri rešenja SOL-2, SOL-6 i SOL-7. Ukoliko se u proces odlučivanja uključi i cena implementacije kao važan kriterijum, rešenje SOL-2 se može otpisati kao jedno od skupljih, a rešenje SOL-5 uvrstiti u izbor kao najjeftinije. Rešenje SOL-7 je najbolje rangirano prema svim kriterijumima i nameće se kao logičan izbor, međutim mora se pažljivo razmotriti i međusobna povezanost osnovnih zona bilansiranja (OZB, na grafičkim priložima u nastavku označene sa DMA).

Naredna slika (slika 18) prikazuje šemu međusobne povezanosti zona za tri alternativna rešenja koja su ušla u najuži izbor, na osnovu prethodne diskusije (SOL-5, SOL-6 i SOL-7). Legenda prikazuje broj zahtevanih (required) i u rešenju ostvarenih (achieved) direktnih dovoda vode u svaku zonu (feeds). Potrebno je primetiti da sva tri razmatrana rešenja, a i preostalih sedam koja nisu prikazana ovde, ostvaruju veći ili jednak broj direktnih dovoda vode od broja zahtevanih za svaku zonu. Sve zone, osim zone DMA 3, imaju direktan dovod vode (dva ili više) sa glavnog distributivnog cevovoda. Ovakav uslov je svakako imperativ, ali ga nije moguće ostvariti za zonu DMA 3 zbog njene udaljenosti od glavnog distributivnog cevovoda.



Slika 18: Uporedni prikaz međusobne povezanosti zona – SOL-5, SOL-6 i SOL-7

Figure 18. Comparison of connectivity between clusters in different solutions - SOL-5, SOL-6 and SOL-7

Sa slike 18 se može zaključiti da, iako na prvi pogled povezanost zona u rešenjima deluje slično, postoje značajne razlike u broju veza kao i u njihovim prečnicima. Na primer, u rešenju SOL-6 zona DMA 6 je povezana za glavnu distributivnu mrežu sa 2 cevi, dok je u rešenjima SOL-5 i SOL-7 ista zona povezana sa 4 cevi. Prečnici, a i položaji u mreži, ovih cevi se takođe bitno razlikuju. U rešenju SOL-6 ne postoji veza između zona DMA 5 i DMA 6, dok su one u rešenjima SOL-5 i SOL-7 povezane jednom vezom, ali različitog prečnika (250 i 103 mm, respektivno).

Sva prethodna razmatranja ukazuju na sledeći zaključak – da bi se stekao potpuni uvid u međusobnu povezanost zona, pre svega prostorni raspored ovih veza u mreži, pored šematskog prikaza povezanosti mora se razmotriti i grafički prikaz mreže sa tačnim položajem uređaja koje je potrebno instalirati. Korisnik svakako može generisati ovakav grafički prikaz za svako alternativno rešenje, i pomoću ekspertskeg poznavanja svih osobnosti razmatrane mreže odabrati najpogodnije rešenje. Rešenje SOL-7 je u konkretnom slučaju odabrano kao optimalno, a u nastavku će se prikazati njegove detaljne karakteristike.

3.6 Vizuelizacija i analiza usvojenog rešenja

Slika 19 prikazuje prostorni raspored uređaja neophodnih za uspostavljanje OZB u mreži. Slika prikazuje tačan položaj glavnog distributivnog cevovoda (crna široka linija), merača protoka i izolacionih zatvarača. Merači protoka su podeljeni u dve kategorije:

1. Merači protoka na direktnim dovodima vode (označeni tamno plavim kvadratićima) i
2. Merači protoka na cevima u kojima se menja orijentacija toka tokom dana (označeni svetlo plavim kvadratićima).

Izolacioni zatvarači su takođe podeljeni u dve kategorije:

1. Postojeći zatvarači (označeni žutim trouglovima) – zatvarači čiju je funkcionalnost potrebno proveriti i zatvoriti i
2. Novi zatvarači koje je potrebno instalirati (označeni crvenim trouglovima).

Ovakav grafički prikaz rešenja je potrebno sagledati prilikom izbora konačnog rešenja, zajedno sa šematskim prikazom povezanosti između zona ilustrovanom u prethodnom poglavlju.

Slika 20 prikazuje usvojeno rešenje u Google Earth softverskom okruženju. Iz hidroinformacionog alata se generiše nekoliko datoteka koje podržava Google Earth (kml datoteke), po jedna za svaki tip objekata od interesa – delove mreže koji predstavljaju OZB (DMAs) obojene različitim bojama, položaje oba tipa zatvarača i položaje oba tipa merača protoka. Ovakav prikaz je zgodan jer omogućava korisniku da relativno brzo na satelitskom snimku sagleda tačan položaj svih elemenata rešenja i mogućnost njihove implementacije na terenu.

Prikaz u Google Earth okruženju je u potpunosti kompatibilan sa prethodnim prikazom bez satelitske podloge koji je prikazan na slici 21. Slika 23 prikazuje uporedno ova dva prikaza za jedan izdvojeni deo mreže. Uređaji, zatvarači i merači protoka, su na Google Earth-u označeni sa svojim jedinstvenim identifikatorima (EPAValveID/EPAPipeID) koji odgovaraju identifikaciji u matematičkom modelu EPANET-a koji se takođe automatski generiše (inp datoteka). Na ovaj način se korisniku omogućava da vrlo jednostavno samostalno vrši dodatne izmene u matematičkom modelu i vrši dalju verifikaciju usvojenog rešenja.

Slika 22 prikazuje karakteristike svake od OZB (DMA) u usvojenom konačnom rešenju. Za svaku od zona na graficima su prikazani: a) prosečna potrošnja, b) broj priključaka u zoni, c) poređenje zahtevanih i ostvarenih direktnih dovoda vode i d) ukupna dužina cevne mreže. Slika 23 prikazuje uporedni prikaz prosečnih pritisaka po zonama tokom 24 sata, pre i posle podele mreže. Pritisak u zonama uglavnom ostaje nepromenjen, ili se javlja neznatno povišenje pritiska, što se svakako ne može smatrati negativnom posledicom.

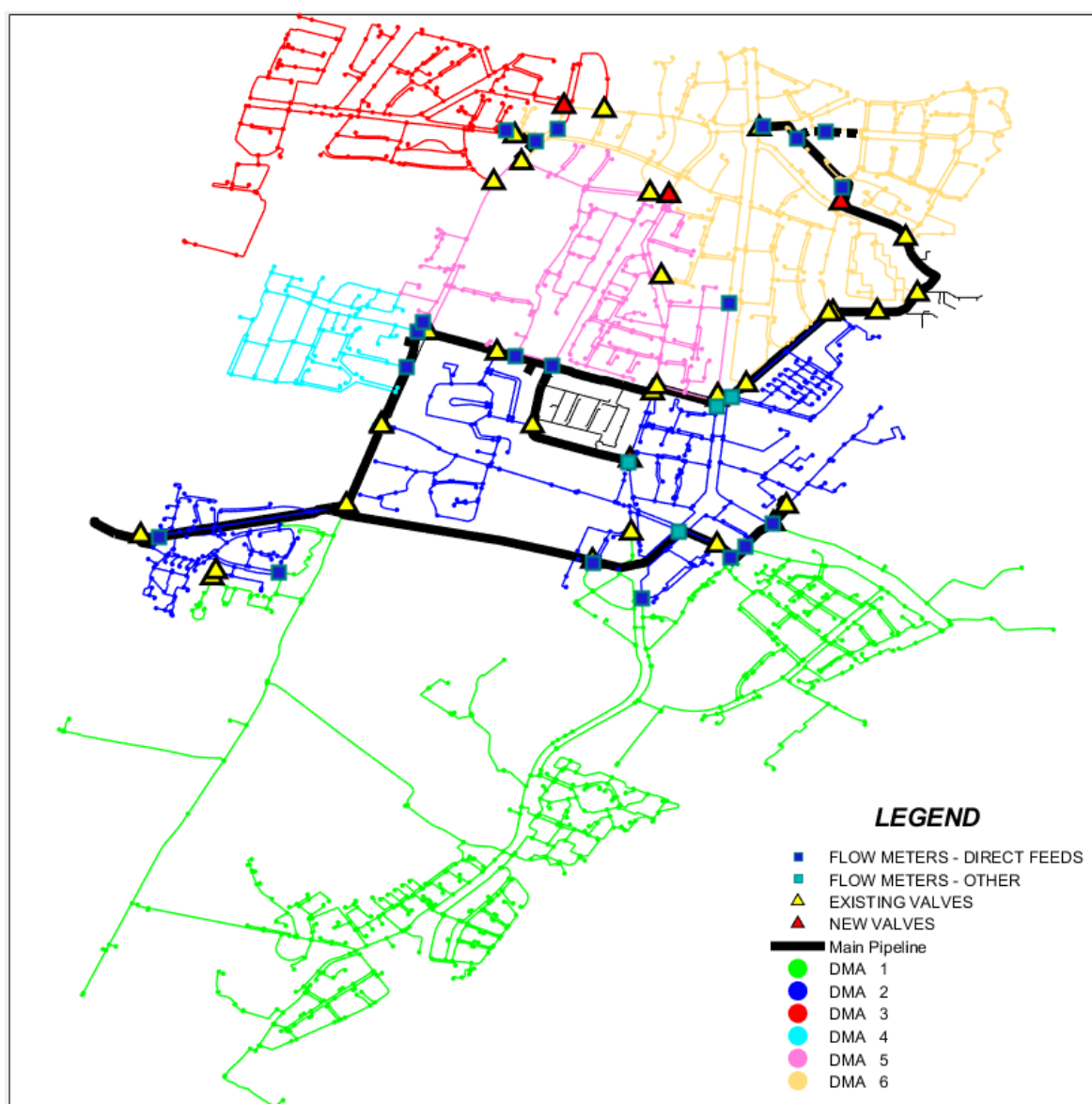
Za svaku zonu se može prikazati broj merača protoka i izolacionih zatvarača koje je potrebno instalirati u pojedinim zonama mreže, kako bi se one u potpunosti definisale, kao i cene inicijalne implementacije za svaku od zona individualno. Odnosno, ukoliko se prvo uspostavi zona DMA 5, u

narednom koraku se moraju redukovati cene implementacije zona DMA 3 i DMA 6 obzirom da one dele zajedničke veze sa zonom DMA 5. Hidroinformacioni alat korisniku daje mogućnost da generiše najekonomičniji redosled implementacije zona, prema kriterijumu najmanje cene. U konkretnom slučaju redosled fazne implementacije zona je prikazan u narednoj tabeli i ukupna cena implementacije OZB za celu mrežu iznosi € 58,617.75.

Tabela 4. Fazna implementacija osnovnih zona bilansiranja

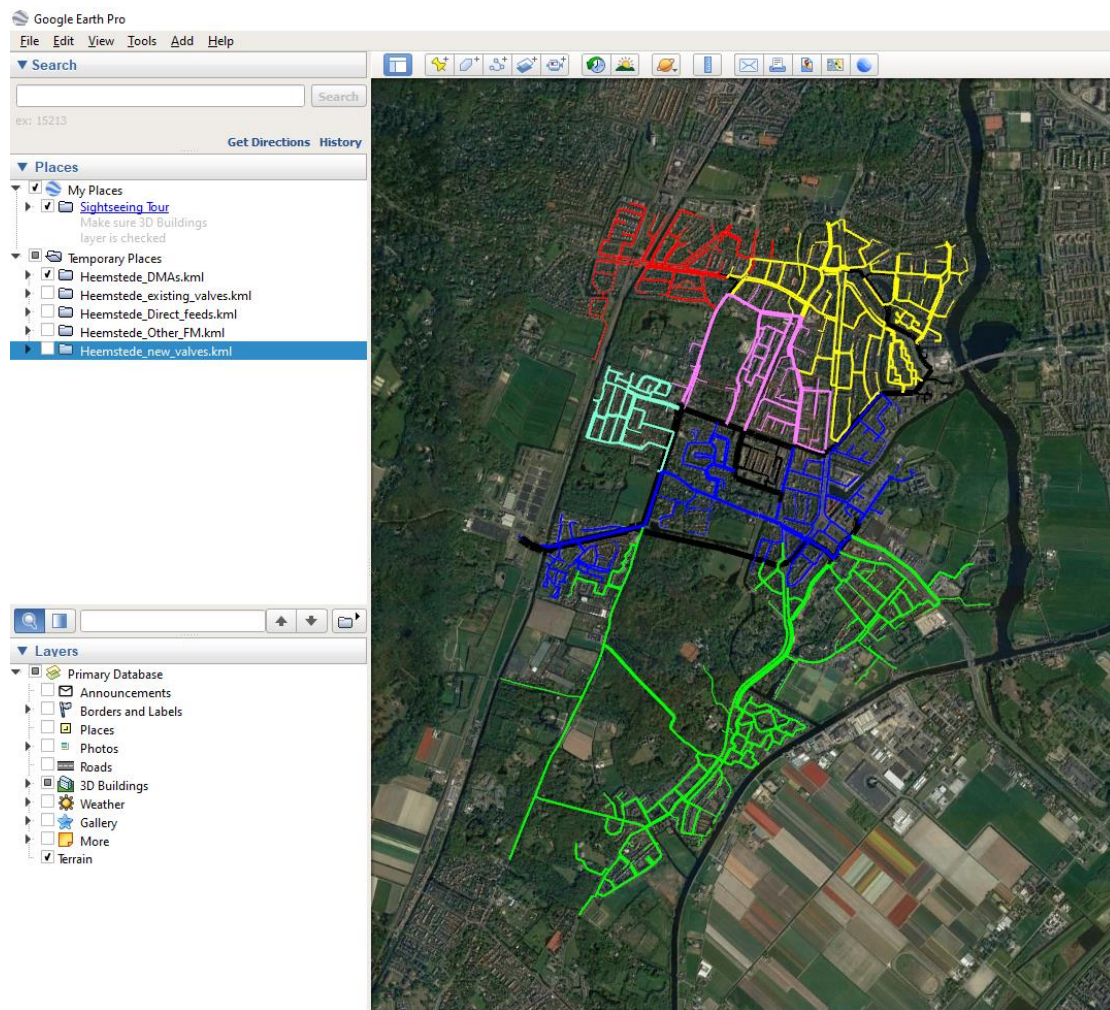
Table 4. Phased implementation of district meter areas

Faza implementacije	1	2	3	4	5	6
OZB (DMA)	DMA_4	DMA_3	DMA_5	DMA_6	DMA_1	DMA_2
Cena	€ 4,185.42	€ 7,853.13	€ 9,945.84	€ 9,945.84	€ 10,463.55	€ 16,223.97



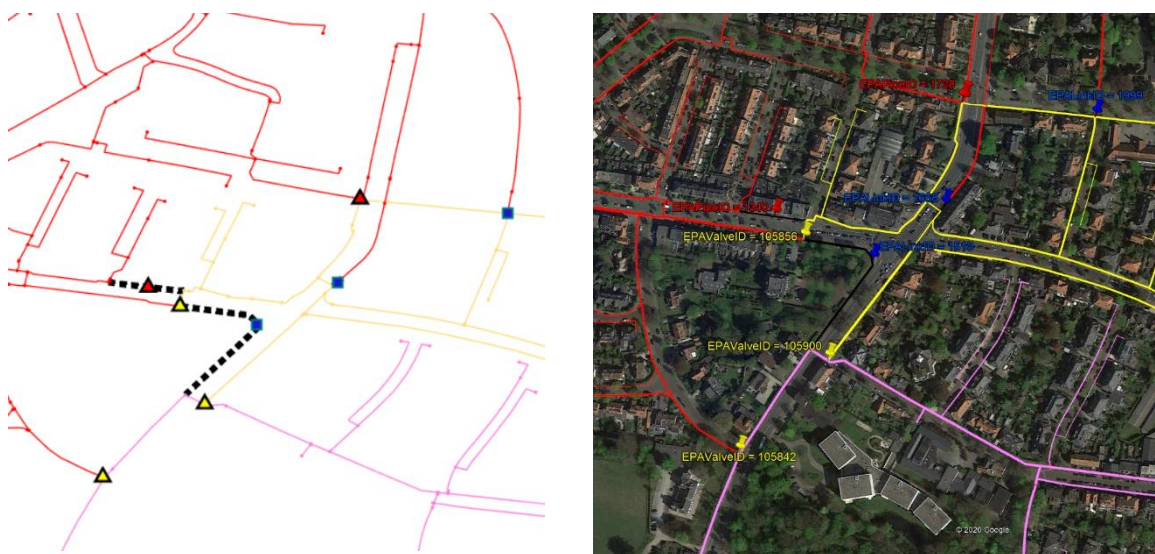
Slika 19. Prostorni raspored zatvarača (postojećih i novih) i merača protoka za usvojeno rešenje

Figure 19. Spatial position of valves (existing and new) and flow meters for adopted solution



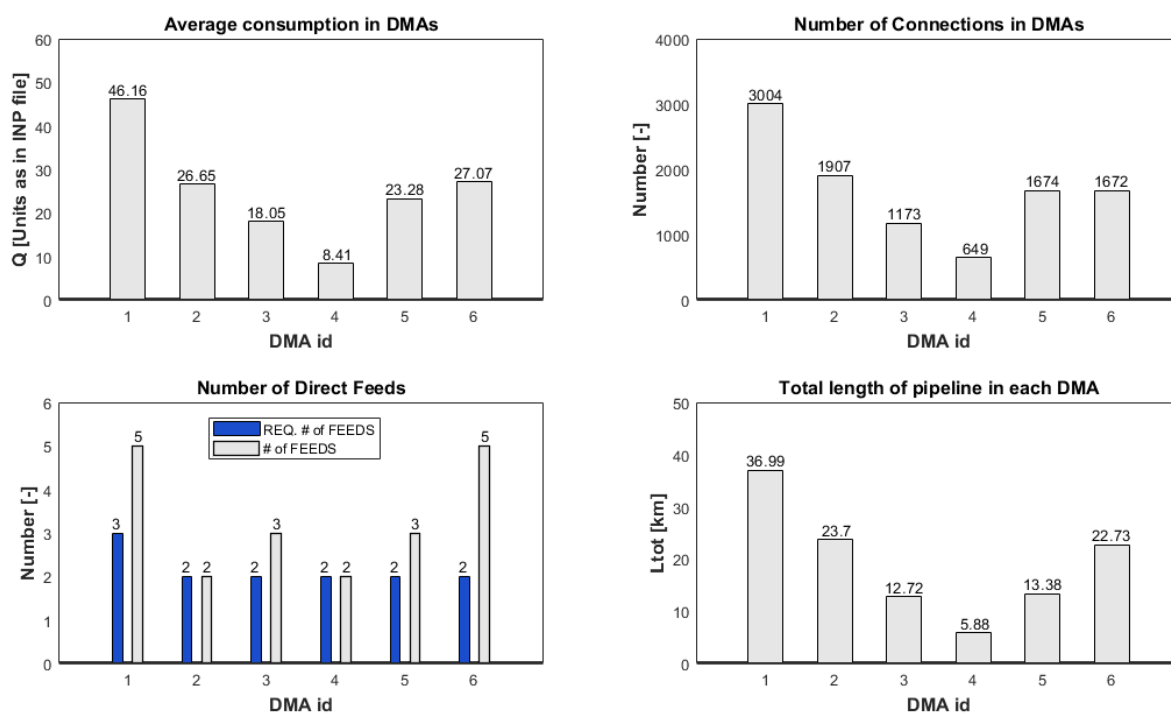
Slika 20. Prikaz usvojenog rešenja u Google Earth softveru

Figure 20. Adopted solution plotted in Google Earth



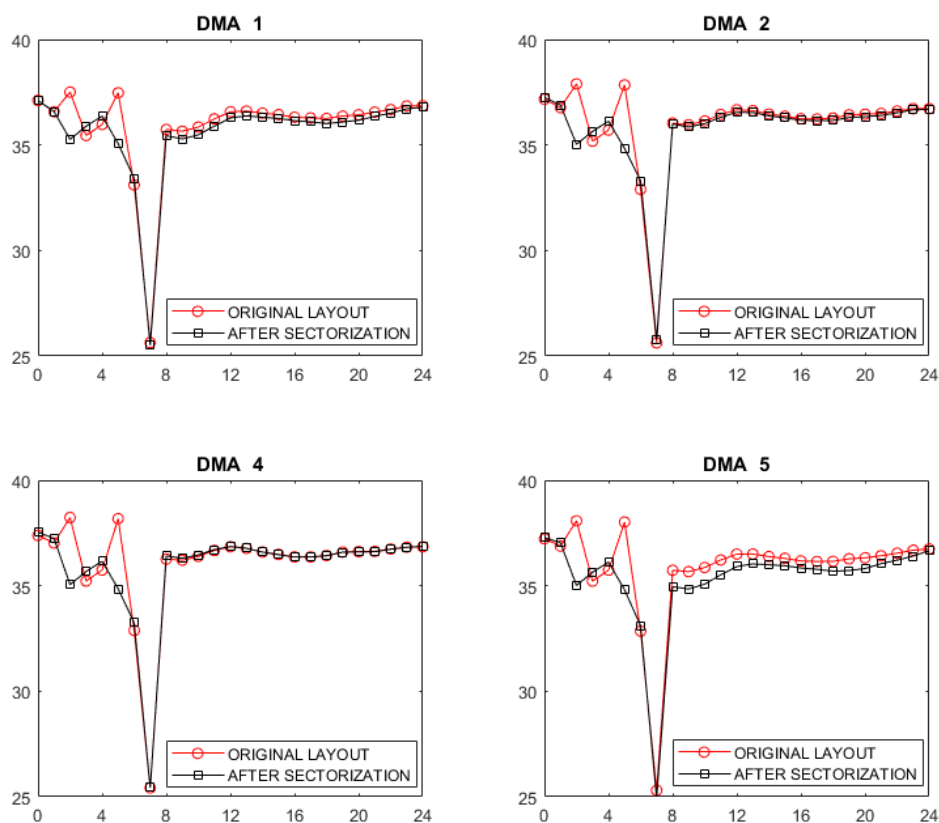
Slika 21. Prostorni raspored uređaja – običan prikaz (levo) i Google Earth prikaz (desno)

Figure 21. Spatial position of devices – ordinary plot (left) and Google Earth plot (right)



Slika 22. Karakteristike zona (DMA) za konačno usvojeno rešenje

Figure 22. Characteristics of DMAs in the adopted solution



Slika 23. Uporedni prikaz prosečnih pritiska u zonama (DMA) pre i posle sektorizacije mreže

Figure 23. Comparison of average pressures in DMAs, before and after network sectorization

4 Zaključak

U radu je predstavljena DeNSE metodologija (Distribution Network SEctorization) namenjena za podršku odlučivanju u postupku sektorizacije mreža pod pritiskom na osnovne zone bilansiranja (OZB). Osnovni kriterijumi koji se primenjuju u postupku sektorizacije su minimalna ulaganja u neophodne intervencije u mreži i očuvanje pouzdanosti sistema. Ovakav set osnovnih kriterijuma je naročito privlačan za komunalna preduzeća koja raspolažu ograničenim finansijskim sredstvima i imaju potrebu da proces sektorizacije izvedu fazno.

Opisana metodologija je implementirana u hidroinformacioni alat koji omogućava korisniku sagledavanje više alternativnih rešenja sektorizacije u cilju definisanja optimalnog. Kao posebna prednost se ističe mogućnost aktivne interakcije korisnika u korišćenju alata, čime se uključuje i neophodno ekspertsko znanje i poznavanje lokalnih specifičnosti mreže koja se analizira.

Metodologija je uspešno primenjena na dva primera realnih vodovodnih mreža u Holandiji kojima upravlja komunalno preduzeće “Waternet”, od kojih je u radu detaljno opisan primer manje vodovodne mreže – Heemstede. Prikazani rezultati potvrđuju ostvarivanje polaznih hipoteza postavljenih prilikom razvoja metodologije – razvijeni hidroinformacioni alat može biti koristan prilikom odlučivanja u postupku sektorizacije mreža pod pritiskom u kome je potrebno održati postojeće performanse sistema i ne ugroziti njegovu efikasnost.

Literatura

- Alvisi, S., & Franchini, M. (2014). Water distribution systems: Using linearized hydraulic equations within the framework of ranking-based optimization algorithms to improve their computational efficiency. *Environmental Modelling and Software*, 57, 33–39. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2014.03.012>
- Bragalli, C., D’Ambrosio, C., Lee, J., Lodi, A., & Toth, P. (2012). On the optimal design of water distribution networks: A practical MINLP approach. *Optimization and Engineering*, 13(2), 219–246. <https://doi.org/10.1007/s11081-011-9141-7>
- Burrows, R., Crowder, G., & Zhang, J. (2000). Utilisation of network modelling in the operational management of water distribution systems. *Urban Water*, 2(2), 83–95. [https://doi.org/10.1016/S1462-0758\(00\)00046-7](https://doi.org/10.1016/S1462-0758(00)00046-7)
- Butler, D. (2000). *Leakage detection and management*. Palmer Environmental Ltd.
- Di Nardo, A., Di Natale, M., Santonastaso, G., Tzatchkov, V., & Alcocer-Yamanaka, V. (2014). Water network sectorization based on graph theory and energy performance indices. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 140(5), 620–629. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000364](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000364)
- Farley, M. (2001). *Leakage Management and Control: A Best Practice Training Manual*. 1–169. http://whqlibdoc.who.int/hq/2001/WHO_SDE_WSH_01.1_pp1-98.pdf
- Ferrari, G., Savic, D., & Becciu, G. (2014). A Graph Theoretic Approach and Sound Engineering Principles for Design of District Metered Areas. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 140(12), 1–13. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000424](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000424)
- Gabow, H. N. (2000). Path-Based Depth-First Search for Strong and Biconnected Components 1 Introduction 2 Strong Components. *Information Processing Letters*, 74, 107–114.
- Giustolisi, O., & Ridolfi, L. (2014). New Modularity-Based Approach to Segmentation of Water Distribution Networks. *Journal of Hydraulic Engineering*, 140(10), 04014049. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000916](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000916)
- Hajebi, S., Roshani, E., Cardozo, N., Barrett, S., Clarke, A., & Clarke, S. (2016). Water distribution network sectorisation using graph theory and many-objective optimisation. *Journal of Hydroinformatics*, 18(1), 77–95. <https://doi.org/10.2166/hydro.2015.144>
- Morrison, J., Tooms, S., & Rogers, D. (2007). *DMA management guidance notes*. IWA.
- Ostfeld, A., Uber, J. G., Salomons, E., Berry, J. W., Hart, W. E., Phillips, C. a, Watson, J., Dorini, G., Jonkergouw, P., Kapelan, Z., di Pierro, F., Khu, S.-T., Savic, D., Eliades, D., Polycarpou, M., Ghimire, S. R., Barkdoll, B. D., Gueli, R., Huang, J. J., ... Walski, T. (2008). The Battle of the Water Sensor Networks (BWSN): A Design Challenge for Engineers and Algorithms. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 134(6), 556–568. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(2008\)134:6\(556\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2008)134:6(556))
- Perelman, L., & Ostfeld, A. (2012). Water-Distribution Systems Simplifications through Clustering. In *Journal of Water Resources Planning and Management* (Vol. 138, Issue 3).

- [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000173](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000173)
- Todini, E. (2000). Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach. *Urban Water*, 2(2), 115–122. [https://doi.org/10.1016/S1462-0758\(00\)00049-2](https://doi.org/10.1016/S1462-0758(00)00049-2)
- Vasilic, Ž. (2018). *Decision Support Algorithms for Sectorization of Water Distribution Networks (PhD Thesis, Belgrade - december 2018)*. University of Belgrade.
- Vasilić, Ž. (University of B. F. of C. E., & Ivetić, D. (University of B. F. of C. E. (2020). *Report on application of sectorization method for creation of District Meter Areas (DMAs) within the water distribution network of the city of Amsterdam* (Issue September). <https://doi.org/https://doi.org/10.15131/shef.data.13415024.v1>
- Vasilic, Ž., Stanic, M., Kapelan, Z., Prodanovic, D., & Babic, B. (2020). Uniformity and Heuristics-Based DeNSE Method for Sectorization of Water Distribution Networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 146(3). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0001163](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0001163)
- WAA, & WRC. (1985). *Water Authorities Association and Water Research Centre: Report 26 Leakage Control Policy & Practice*.

Optimizacija postupka ispiranja vodovodne mreže

Damjan Ivetić¹
Željko Vasilčić²

APSTRAKT: Ispiranje vodovodne mreže se sprovodi nakon što se za određeni deo mreže, ili zone za ispiranje, ustanovi da je voda izložena visokom riziku od zamućenja (promene boje). Uobičajeno se planiranje ispiranja sprovodi ručno i u većini slučajeva predstavlja dugotrajan postupak. Za definisanje plana ispiranja određene zone mreže, neophodno je napraviti skup uzastopnih poteznih ispiranja kojim se ceo deo mreže ispira. U svakom poteznom ispiranju se ispira deo sekundarne (i tercijarne) mreže. Za svako potezno ispiranje potrebno je uz pomoć niza manipulacija zatvaračima na mreži, usmeriti tok vode od fronta čiste vode ka ispušnom hidrantu. Frontovi čiste vode predstavljaju granice dela mreže koji je okarakterisan kao „čist“. Mogu se definisati kroz merenje mutnoće na licu mesta, ili nakon ispiranja konkretnog čvora (odnosno dela mreže u kom se nalazi čvor). Tokom ispiranja cevi, tok vode koji se koristi za ispiranje, mora da ispuni određen skup hidrauličkih kriterijuma, kako bi se promena mutnoće vode, ili zagađenje, adekvatno otklonilo. Sa stanovišta nadležnog komunalnog preduzeća, plan ispiranja mreže treba da bude ekonomičan u pogledu minimalnog utroška vremena i resursa (npr. pijaće vode) za njegovu implementaciju. U ovom radu, mogućnost automatizacije i optimizacije planiranja ispiranja, uz pomoć novo razvijenog FPA (eng. Flushing Planning Algorithm) algoritma je testirana i analizirana. FPA algoritam je napravljen kako bi na adekvatan način odgovorio na gore navedene zahteve.

Ključne reči: Vodovodni sistemi, Ispiranje vodovodne mreže, Optimizacija, Kvalitet vode

Optimization of the water distribution network flushing

ABSTRACT: Flushing of the drinking water distribution systems is conducted after a certain part of the water distribution network, or the flushing zone, is identified to be a subject to a high risk of discoloration. Typically, flushing planning is performed manually and is usually time-consuming. To derive a flushing plan for a flushing zone, a set of sequential flushing operations needs to be defined. In each flushing operation the parts of the secondary and tertiary network, meeting multiple criterion, will be flushed. For each flushing operation a set of valves manipulations is needed to converge the water flow, from a clearwater front, through the pipes that are set to be flushed, and out of the system via output hydrant. Clearwater fronts are network nodes on the boundary of the network which is deemed as “clean”. They can be defined through in-situ turbidity measurements, or after the actual flushing of the node (part of the network containing the node). To perform the pipe flushing, the water flow used to flush a pipe, needs to meet a set of hydraulic criteria, in order to allow for the discoloration to be appropriately addressed and removed. From the water utility perspective, the flushing plan should be economical in terms of the minimal expenditure of the time and resources (e.g. drinking water) for the implementation. Here, a possibility for the automatization of the flushing planning with the newly developed FPA (Flushing Planning Algorithm) algorithm, was tested and analyzed. The FPA algorithm was designed to address the flushing planning by taking into the account all the above-mentioned criteria.

Keywords: Water distribution systems, Water distribution network flushing, Optimization, Water quality

¹Dr Damjan Ivetić, Građevinski fakultet Beograd, docent, divetic@grf.bg.ac.rs

²Dr Željko Vasilčić, Građevinski fakultet Beograd, docent, zvasilic@grf.bg.ac.rs

1 Uvod

Promena boje pijaće vode, iliti zamućenje pijaće vode, u vodovodnim sistemima je najčešći razlog žalbi potrošača u većini zemalja (Vreeburg i Boxall, 2007). Jednom kada se identifikuje zamućenje vode u određenom delu, odnosno zoni, vodovodne mreže, nadležna komunalna preduzeća uobičajeno reaguju primenom nekih od metoda za ispiranje cevi mreže. Međutim, kada je već prijavljen problem sa bojom pijaće vode, percepcija potrošača o kvalitetu vode kao i o kvalitetu usluga nadležnog komunalnog preduzeća se može značajno narušiti. U razvijenim zemljama, i šire, pozitivna percepcija potrošača o pruženim uslugama je ključni pokretač komunalnih preduzeća (van Dijk i Van der Kooij, 2004), zbog čega je poslednjih decenija fokus na sprečavanju pojave zamućenja i upravljanju rizikom od zamućenja.

Sama ideja o upravljanju rizikom od zamućenja, kao i prevenciji pojave ovakvih akcidenata, se zasniva na razumevanju mehanizama i procesa koji dovode do pojave zamućene vode u vodovodnim mrežama. U opštem slučaju, promena boje vode u vodovodnoj mreži je rezultat akumuliranja čestičnih materija u cevima i njihovoj naknadnoj remobilizaciji koja se javlja usled određenih hidrauličkih promena ili poremećaja (Vreeburg, 2007; Blokker i Schaap, 2011; van Summeren i Blokker, 2017). Iako su skorija istraživanja u ovom polju doprinela značajnom unapređenju poznavanja ključnih međuzavisnosti koje određuju proces stvaranja, pokretanja, akumuliranja i ponovnog pokretanja čestične materije u vodovodnim cevima, i dalje postoje nepoznanice.

Smanjenje rizika od zamućenja se zasniva na primeni različitih raspoloživih strategija (van Summeren i Blokker, 2017): 1) unapređenje kvaliteta pripremljene vode za piće (sa ciljem smanjenja unosa čestične materije u vodovodnu mrežu) 2) projektovanje i izvođenje vodovodne mreže sa mogućnošću samo-ispiranja (radi sprečavanja akumuliranja materije u cevima) i 3) čišćenje mreže (kako bi se lokalno uklonio akumulirani materijal u cevima pre nego što količine budu previsoke). Međutim, treba imati u vidu da su navedene strategije samo delimično uspešne, npr. napredni postupci pripreme vode za piće smanjuju količinu čestica koje ulaze u sistem, ali ne mogu u potpunosti da ih uklone. Slično, u Holandiji, samoispirajuće vodovodne mreže su se pokazale efikasnim u smanjenju rizika od zamućenja (Blokker i sar., 2009) ali se u praksi retko primenjuju u novoizgrađenim vodovodnim mrežama. Imajući navedeno u vidu, uobičajeno se rizik kontroliše primenom postupka čišćenje mreže, pro-aktivno i reaktivno. Pod čišćenjem mreže se podrazumevaju tri različita postupka: 1) ispiranje mreže vodom, 2) čišćenje (podlokavanje) vazduhom ili ledom i 3) čišćenje provlačenjem mehaničkog uređaja kroz cevovod (eng. swabbing/pigging (Vreeburg i Boxall, 2007)). Vremenom se od navedenih tehnika, uprkos određenim manama (Richardt i sar., 2009), ispiranje mreže vodom nametnulo kao najjednostavnija i najrobusnija metoda čišćenja mreže (Ellison i sar., 2003; Boxall i sar., 2004).

Ispiranje mreže vodom se uglavnom sprovodi primenom tehnike tzv. Tradicionalnog ispiranja (TI) mreže ili ispiranjem u jednom pravcu (IJP) (Poulin i sar., 2010). Kod tehnike IJP, određena zona mreže za koju se ustanovi visok rizik od zamućenja, se ispira kroz više uzastopnih poteznih ispiranja cevi, tako da se tok čiste vode u mreži propušta kroz segment ispirane cevi i izbacuje u atmosferu preko hidranta. U svakom poteznom ispiranju, manipulacijom grupe zatvarača i otvaranjem odgovarajućeg hidranta, se tok vode usmerava kroz cev koja se čisti. Skup uzastopnih poteznih ispiranja mreže čini plan ispiranja. Definisanje plana ispiranja je standardno komplikovan i složen zadatak koji zahteva dosta radnog vremena inženjera nadležnog komunalnog preduzeća, budući da se uobičajeno ručno sprovodi (Ivetić i Vasilić, 2020). Probleme predstavljaju veliki broj mogućih rešenja, strogi hidraulički kriterijumi koje treba zadovoljiti u svakom poteznom ispiranju, kao i potreba da razvijeni plan ispiranja bude ekonomičan kako u pogledu utrošenih resursa tako i u pogledu potrebnog vremena za realizaciju.

U ovom radu, predstavljen je algoritam za planiranje ispiranja vodovodne mreže FPA (eng. Flushing Planning Algorithm), primenom tehnike IJP, koji omogućava automatizaciju procesa planiranja ispiranja, kao i minimizaciju, odnosno optimizaciju, troškova za sprovođenje plana ispiranja. Algoritam definiše plan ispiranja, kroz više faza, i u zavisnosti od specifičnih uslova u analiziranoj vodovodnoj mreži. Restruktuiranjem matematičkog modela vodovodne mreže, i definisanjem izolacionih segmenata mreže, omogućava se primena modifikovanih algoritama za pretraživanje grafova, kojima se definišu potezna ispiranja, njihov redosled i odgovarajuće manipulacije zatvaračima. U radu su prikazani i rezultati primene algoritma na test zoni vodovodne mreže grada Amsterdama, u

Holandiji, gde je izvršeno poređenje dobijenih rezultata sa prethodno ručno definisanim planom ispiranja.

2 Metodologija

Pod postupkom ispiranja mreže vodom se podrazumeva aktivnost na vodovodnoj mreži, u okviru koje se manipulacijom određenim zatvaračima tok pijaće vode preusmerava kroz cev, ili cevi koje se ispiraju. Tok vode, kojim se cevi ispiraju, mora biti „čist“, odnosno dolaziti od tzv. fronta čiste vode (eng. clearwater front). Sa svakim ispranim segmentom mreže, front čiste vode se pomera, smanjujući zagađenu zonu. Ispiranjem cevi se uklanja akumulirani čestični materijal (glina, pesak, rđa itd.) iz mreže, eliminiše se ukus i miris, smanjuje mutnoća, obezbeđuje se porast rezidualnih koncentracija hlora i omogućava se bolja kontrola rasta mikroorganizama (Friedman i sar., 2005, Hasit i sar., 2004). Uobičajeno se postupak ispiranja mreže sprovodi primenom tradicionalnog ispiranja (TI) ili ispiranja u jednom pravcu (IJP) (Poulin i sar., 2010).

U slučaju postupka TI, otvara se jedan ili više hidranata, kroz koje će voda isticati iz mreže, dok se kvalitet vode u samoj mreži ne vrati na neki zadovoljavajući nivo. Usled otvaranja hidranata, povećava se „potrošnja“ i lokalno se u cevima povećavaju brzine tečenja. TI se sprovodi od fronta čiste vode ka periferiji mreže (Friedman i sar., 2003).

U slučaju postupka IJP, segmenti mreže se u potezima izoluju i ispiraju, manipulacijom zatvarača i otvaranjem barem jednog hidranta za ispuštanje vode (nekada se radi povećavanja brzine tečenja otvaraju i dodatni hidranti). U više sistematski organizovanih uzastopnih poteznih ispiranja, cela mreža ili njen deo (zona) se ispiraju. Slično kao TI, IJP se sprovodi od fronta čiste vode ka cevima koje treba isprati. U odnosu na TI, IJP ima određene prednosti zbog čega se i u praksi češće koristi (Ellison i sar., 2003, Oberoi, 1994):

- Veće brzine tečenja se ostvaruju u cevima čime se omogućava bolje čišćenje
- IJP se planira tako da se voda kojom se cevi ispiraju uvek obezbeđuje iz fronta čiste vode, čime se sprečava mešanje zamućene i čiste vode
- Aktivnosti na održavanju zatvarača i hidranata se mogu kombinovati sa IJP,
- Manja je potrošnja vode,
- Smanjeni su poremećaji u snabdevanju potrošača.

IJP se primenjuje u slučaju pojave zamućenja, ili zagađenja, u formi reaktivne mere za uklanjanje „zagađivača“ iz mreže, ali i u formi pro-aktivne mere za smanjenje rizika, kroz primenu planskih ispiranja mreže na nivou dela ili cele mreže. Razvijenija i veća, odnosno finansijski dobrostojeća, komunalna preduzeća imaju podeljene vodovodne mreže na tzv. zone ispiranja (eng. Flushing zones), koje se planski ispiraju (Ivetić i Vasilić, 2020). Učestalost ispiranja se definiše prema merenjima mutnoće, učestalosti prethodnih incidenata i opštem stanju vodovodne infrastrukture u određenoj zoni.

Za primenu postupka IJP potrebna je terenska ekipa, odgovarajući alat za manipulaciju i poželjno adekvatna merna oprema za kontrolisanja učinka ispiranja. Na slici 1, prikazan je kofer sa mernom opremom koji se koristi u Holandskom gradu Amsterdamu, u okviru kojeg se nalazi elektromagnetno merilo protoka, pijezeorezistivni senzor pritiska i optički senzor mutnoće. Na ovaj način, terenska ekipa na svakom izlaznom hidrantu poteznog ispiranja, može da kontroliše da li je dostignuta željena brzina za ispiranje, kao i kada je front čiste vode stigao do hidranta.

Za planiranje ispiranja određene zone vodovodne mreže, metodom IJP, potrebno je raspolagati GIS i/ili hidrauličkim modelom sa osnovnim podacima o sistemu. Za definisanje planova za IJP, u konkretnom slučaju se koriste podaci o matematičkom modelu vodovodnog sistema definisani u EPANET okruženju, odnosno u formi .inp fajla. Imajući u vidu da se standardno ispiraju cevi u opsegu prečnika od 50 do 200 mm, nekada i većeg prečnika, potreban je određen nivo detaljnosti matematičkog modela, takav da su svi relevantni elementi odgovarajuće predstavljeni (cevi, zatvarači i hidranti). Takođe, pretpostavlja se da je matematički model, kao osnovni ulazni podatak za algoritam, kalibrisan tako da hrapavosti cevi u modelu verno reprodukuju stvarno stanje na terenu.



Slika 1. Kofer sa mernom opremom, za merenje protoka, pritiska i mutnoće, pri primeni IJP (Amsterdam, Holandija).

Figure 1. Casing with equipment for flow, pressure and turbidity measurements during the uni-directional flushing (Amsterdam, Netherlands).

2.1 Kriterijumi za ispiranje mreže

Nakon identifikacije zone ili dela mreže koji treba ispirati, prilikom planiranja IJP primenjuju se sledeći kriterijumi:

1. Geometrijski – definišu prečnike cevi u zoni koje će se ispirati,
2. Hidraulički – definišu hidrauličke uslove potrebne za uklanjanje zamućenja (ili zagađenja) odnosno smanjenje rizika od zamućenja, kao i dužinu trajanja ispiranja - dovoljnu da front čiste vode napreduje u željenom pravcu i
3. Ekonomski – definišu faktore kojima se obezbeđuje ekonomičnost same implementacije plana IJP.

Postupak identifikacije potrebe za ispiranjem određenog dela vodovodne mreže, nije predmet ovog rada, ali se u opštem slučaju zasniva na adekvatnom praćenju parametara kvaliteta vode, u realnom vremenu (Ostfeld i Salomons, 2004; Zhang i sar., 2020). Sa druge strane, geometrijski, hidraulički i ekonomski kriterijumi se razlikuju između nadležnih komunalnih preduzeća, gradova i država. Brojni faktori utiču na „dobru inženjersku praksu“ koja se koristi u različitim preduzećima, među kojima su ključni nivo razvoja komunalnog preduzeća, veličina, topologija i stanje vodovodne mreže kao i zakonske regulative koja definiše potreban kvalitet vode za piće i uslove rada vodovodnog sistema. U ovom poglavlju, navedeni kriterijumi su definisani u opštem smislu, sa osvrtom na primere i specifičnosti koji se nalaze u literaturi. Posebno su apostrofirani kriterijumi koji su korišćeni kao merodavni pri razvoju plana ispiranja za, ovde analiziran, test primer grada Amsterdama.

2.1.1 Geometrijski kriterijumi

U idealnom slučaju, plan IJP podrazumeva ispiranje svih cevi distributivne vodovodne mreže, u ciljanoj zoni. Međutim, imajući u vidu ograničenu raspoloživu potencijalnu energiju koju treba prevesti u kinetičku, zarad ostvarivanja minimalne brzine ispiranja, kao i druga praktična ograničenja (broj hidranata na određenom potezu, stanje hidranata) to često nije fizički moguće ostvariti ili pak nije ekonomski opravdano. Problem ekonomske opravdanosti se nameće kod cevi većih prečnika iz razloga

što je količina vode potrebna za ispiranje, kao i posledični poremećaj u vodosnabdevanju, neretko prevelik. Stoga se tipično definiše maksimalni prečnik cevi za ispiranje.

Poulin i sar. (2010), navode primere iz SAD-a i Kanade, gde se minimalni prečnik ne definiše eksplicitno, dok se za maksimalni prečnik navodi vrednost od 300 mm. Treba napomenuti da se cevi ovih prečnika takođe ispiraju, ali se to mora sprovesti u zasebnom poteznom ispiranju (ne treba se kombinovati sa cevima manjeg prečnika) otvaranjem više ispusnih hidranata (Antoun i sar., 1999). Sa druge strane, „dobra inženjerska praksa“ u Holandiji, prepoznaje da plan ispiranja treba obuhvatiti sekundarnu i tercijernu distributivnu mrežu, odnosno cevi prečnika jednakog ili većeg od 50 mm, dok se vrednosti maksimalnog prečnika razlikuju od grada do grada. Za grad Amsterdam, pravilnici komunalnog preduzeća „Waternet“ empirijski definišu 150 mm kao maksimalni prečnik cevi za ispiranje. Tako su i primeru obrađenom u ovom radu korišćeni navedeni prečnici D_{IJP} za detekciju cevi za koje treba planirati IJP, primenom FPA:

$$50 \text{ mm} \leq D_{IJP} \leq 150 \text{ mm} \quad (1)$$

Takođe, treba napomenuti da postupak IJP treba sprovoditi tako da se napreduje od cevi većih prečnika ka cevima manjih prečnika, koliko je to moguće. U suprotnom slučaju, neretko je teško ostvariti traženu minimalnu brzinu na celoj deonici, zbog energetske gubitaka.

2.1.2 Hidraulički kriterijumi

Tok vode, kojim se ispiraju cevi, mora se prostirati od fronta čiste vode (eng. Clearwater front). U kontekstu uklanjanja zamućenja, front čiste vode se može definisati lokalnim merenjima mutnoće. U slučaju pojave neke vrste zagađenja, neophodna su merenja odgovarajućih parametara kvaliteta vode.

Zadatak toka vode je da u procesu IJP ukloni zamućenu vodu, naslage čestičnog sedimenta a u određenim situacijama i cementirane naslage. U zavisnosti od prirode zagađenja, tok vode treba da obezbedi potreban smičući napon kako bi se omogućilo pokretanje sedimenta ili cementiranih naslaga. U literaturi se za IJP empirijski definišu minimalne brzine tečenja u opsegu od 0.9 do 1.8 m/s (Friedman i sar., 2005; Vreeburg, 2007; Poulin i sar., 2010). Međutim, većina autora se slaže da su za efikasno uklanjanje zamućenja i čestičnih materija dovoljne brzine od 1.0 do 1.6 m/s, dok se brzine veće od 1.6 m/s mogu koristiti za skidanje cementiranih naslaga, pored mehaničkih, hemijskih ili enzimskih metoda čišćenja (DeFrank i sar., 2007). Primera radi u Kvebeku, Kanadi, kompanija „Aqua Data“ koristi uslov 1 m/s (Poulin i sar., 2010), dok u Amsterdamu, Holandiji, „Waternet“ ima uslov 1.5 m/s minimalne brzine duž segmenta cevi koji se ispira (Ivetić i Vasilčić, 2020). U slučajevima kad se ispiraju neobložene liveno gvozdene cevi, treba uzeti u obzir i činjenicu da primena velikih brzina za ispiranje može pokrenuti proces tzv. „krvarenja“ cevi (Speight i sar., 2020), odnosno ispuštanje čestica gvožđa i propratnih čestica korozije u dužem vremenskom periodu. Tada se preporučuje ispitivanje jačine korozivne „kore“ na unutrašnjem delu cevi, korišćenjem manjih brzina ispiranja. Alternativa empirijskom određivanju uslova minimalne brzine je proračun vrednosti kritičnog smičućeg napona, i definisanje odgovarajuće brzine ispiranja za svaki segment ponaosob. U ovom radu, na test primeru grada Amsterdama, korišćena je odgovarajuća lokalna preporuka za minimalnu brzinu tečenja tokom IJP $V_{IJP,min}$:

$$V_{IJP,min} \geq 1.5 \text{ m/s} \quad (2)$$

Maksimalna ostvariva brzina u određenom segmentu cevi će zavistiti od (Walski i sar., 2003): 1.) prečnika cevi, 2.) raspoloživog protočnog kapaciteta dela mreže kojim se dovodi voda kao i samog ispusta na hidrantu, 3.) pritiska u mreži (pre primene IJP) i 4.) rezidualnog pritiska koji treba održavati tokom IJP (minimalnog pritiska koji ne ugrožava vodosnabdevanje).

Sa aspekta potrebnog pritiska u mreži (3.), u literaturi se često empirijski predlažu maksimalne dužine deonice između 500 i 1500 m, koje se ispiraju kako bi se izbegli preveliki gubici energije u cevima manjih prečnika (Oberoi, 1994; Friedman i sar., 2005). Ponegde, kao što je slučaju u Amsterdamu, kriterijumi su strožiji tako da je maksimalna dužina deonice koja se ispira u jednom potezu jednaka 300 m, što je uslovljeno niskim prosečnim pritiskom u vodovodnoj mreži. Takođe, najčešće se predlaže da vrednost rezidualnog pritiska ne pada ispod 140 kPa, dok se u praksi opet tolerišu vrednosti

između 20 i 70 kPa. Vrednost 20 kPa služi da bi se sprečilo prodiranje podzemne vode u cevi, pretpostavljajući da su cevi ukopane na dubini do 2 m (Poulin i sar., 2010). U ovom radu, napravljen je iskorak, tako da su na test primeru grada Amsterdama korišćena dva uslova, maksimalne dužine $L_{IJP,max} = 300$ m i maksimalnog pada energije $\Delta E_{IJP,max}$ koji je dobijen hidrauličkim proračunom za minimalni protok za ispiranje $Q_{IJP,min}$. Minimalni protok $Q_{IJP,min}$ se određuje na osnovu uslova da je u celoj deonici koja se ispira u jednom potezu, ostvarena brzina (jednačina 2). Kako se prečnici cevi obično razlikuju u jednom potezu, u nekim cevima će brzine biti i veće. Za određivanje vrednosti $\Delta E_{IJP,max}$ usvojena je pretpostavka da je u svakoj tački mreže pritisak barem 200 kPa, odnosno da vrednost rezidualnog pritiska (na izlaznom hidrantu) bude barem 40 Kpa:

$$\Delta E_{IJP,max}(Q_{IJP,min}) \leq 160 \text{ kPa} \quad (3)$$

Usvojena vrednost $\Delta E_{IJP,max}$ je karakteristična za ravničarski grad sa niskim srednjim pristicima u vodovodnoj mreži, kakav je slučaj sa Amsterdamom.

Konačno, potrebno je usvojiti i minimalno vreme trajanja ispiranja u jednom potezu. Slično, u zavisnosti od dostupne opreme i stepena zagađenja, može se usvojiti polu-empirijski ili empirijski pristup. Ukoliko postoje merenja mutnoće, ili odgovarajućeg zagađenja (kao na slici 1.), može se pratiti trenutak kada se vrednost odgovarajućeg parametra spusti ispod neke kritične vrednosti, nakon čega se postupak IJP nastavi još kraći vremenski period, npr. 5 min. Međutim, u fazi planiranja ovakav uslov nije moguće implementirati eksplicitno, stoga se usvaja potpuno empirijski uslov o broju zamena vode u cevi. Za jednu zamenu vode u cevi i , usvaja se vreme $t_{zvc,i}$ potrebno da fluidni delić prođe put duž celog poteza koji se ispira. Vreme putovanja $t_{zvc,i}$ se određuje na osnovu brzina sračunatih u cevima, korišćenjem protoka $Q_{IJP,min,i}$. Uslov koji se najčešće koristi, a primenjen je i u ovom radu je da vreme trajanja ispiranja $t_{IJP,i}$ bude:

$$t_{IJP,i} = 3 \cdot t_{zvc,i} \quad (4)$$

2.1.3 Ekonomski kriterijumi

Za jednu zonu vodovodne mreže moguće je razviti veliki broj različitih planova ispiranja, gde svaki zadovoljava gore navedene hidrauličke i geometrijske kriterijume. Stoga, potrebno je uspostaviti način valorizacije, odnosno odabira optimalnog rešenja. Ovde se od rešenja zahteva da bude optimalno u pogledu ekonomičnosti odnosno utroška resursa (kako ljudskih tako i ostalih) i vremena za realizaciju. U opštem smislu, to podrazumeva što efikasniji upotrebu raspoložive potencijalne energije, minimizaciju broja poteznih ispiranja, kao i broja manipulacija (otvaranje ili zatvaranje) zatvaračima kao i minimalan utrošak pijaće vode za ispiranje.

Kako bi se kvantifikovali troškovi realizacije plana ispiranja, u algoritmu za planiranje ispiranja procenjeno je vreme, i ljudstvo, potrebno za obavljanje određenih aktivnosti, da bi se zatim svi troškovi monetarizovali, odnosno sveli na neku novčanu vrednost. Takođe, predloženi su jednostavni obrazci za procenu trajanja implementacije jednog poteznog ispiranja $t_{tot,IJP}$, ukupne implementacije plana $t_{tot,plan IJP}$ kao i za proračun troškova implementacije plana ispiranja $C_{tot,plan IJP}$:

$$t_{tot,IJP,i} = t_{prip,IJP} + N_{man,i} \cdot t_{man} + t_{IJP,i} \quad (4)$$

$$t_{tot,plan IJP} = \sum_{i=1}^N t_{tot,IJP,i} \quad (5)$$

$$C_{tot,plan IJP} = t_{tot,plan IJP} \cdot N_{teh} \cdot C_{teh.sat} + V \cdot C_{vode} \quad (6)$$

gde je $t_{prip,IJP}$ vreme potrebno za pripremu poteznog ispiranja (bez manipulacija zatvaračima, uključujući otvaranje hidranata, pozicioniranje osoblja, povezivanje opreme itd.), $N_{man,i}$ broj manipulacija (otvaranje ili zatvaranje) zatvaračima u i -tom IJP, t_{man} vreme potrebno za jednu manipulaciju zatvaračem, N_{teh} broj tehničara koji sprovodi postupak ispiranja, $C_{teh.sat}$ cena radnog sata tehničara, V ukupna zapremina vode iskorišćena za ispiranje i C_{vode} jedinična cena pijaće vode. U ovom

radu su u skladu sa informacijama dobijenim kroz razgovor sa zaposlenima preduzeća „Waternet“ za test primer grada Amsterdama usvojene vrednosti za određene veličine, prikazane u tabeli 1.

Tabela 1. Procenjene konstante za proračun troškove implementacije plana ispiranja.

Table 1. Estimated constant values for the assessment of the cost of the flushing plan implementation.

<i>Opis</i>	<i>Oznaka</i>	<i>Usvojena vrednost</i>
Broj tehničara koji sprovode IJP	N_{teh}	2
Cena radnog sata tehničara	$C_{teh.sat}$	60.00 €
Cena kubika pijaće vode	C_{vode}	1.54 €/m ³
Trajanje pripreme jednog poteznog ispiranja	$t_{prip,IJP}$	900 s
Trajanje jedne manipulacije zatvaračem	t_{man}	450 s

2.2 Konceptualna šema algoritma FPA

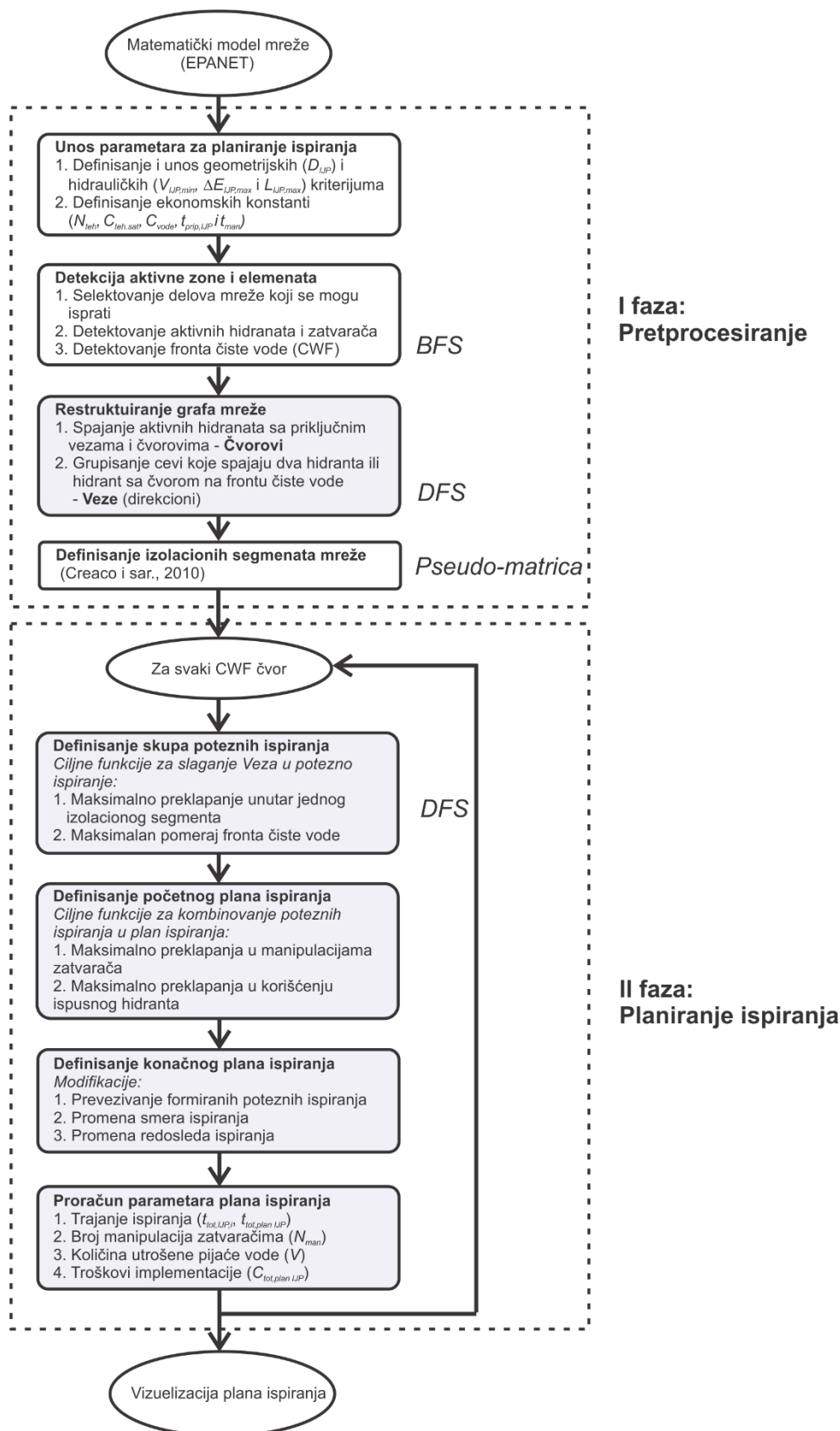
Algoritam FPA, predstavljen u ovom radu, služi da automatski generiše plan ispiranja za određenu zonu vodovodne mreže, u skladu sa prethodno navedenim geometrijskim, hidrauličkim i ekonomskim kriterijumima. FPA algoritam kao ulazni podatak koristi matematički model vodovodne mreže (.inp fajl) i sastoji se iz dve faze, Predprocesiranje i 2) Planiranje ispiranja, kroz koje razvija grafički prikaz plana ispiranja za traženu zonu i računa relevantne podatke (trajanje ispiranja, broj manipulacija zatvaračima, količina utrošene vode i troškove implementacije). Shematski prikaz algoritma (eng. Flow chart) je dat na Slici 2, gde su isprekidanom linijom označene dve faze implementacije algoritma. U narednim poglavljima su faze analizirane pojedinačno sa posebnim akcentom na osenčene „kućice“ koje predstavljaju ključne elemente metodologije.

2.2.1 Pretprocesiranje

U prvom koraku, u fazi pretprocesiranja, korisnik definiše hidrauličke ($V_{IJP,min}$, $L_{IJP,max}$, $\Delta E_{IJP,max}$) i geometrijske (D_{IJP}) kriterijume za IJP, zajedno sa parametrima za monetarizaciju troškova implementacije plana ispiranja (N_{teh} , $C_{teh.sat}$, C_{vode} , $t_{prip,IJP}$, t_{man}). Na osnovu geometrijskih kriterijuma, u narednom koraku, algoritam odabira i izdvaja iz matematičkog modela delove mreže koji se mogu isprati i koji će biti obuhvaćeni planom ispiranja. Posebno se detektuju aktivni elementi u odgovarajućem delu mreže, neophodni za sprovođenje IJP, hidranti i zatvarači. Ukoliko je određeni hidrant ili zatvarač van funkcije, potrebno ga je ručno isključiti iz selekcije dok se odgovarajućim aktivnostima ne povрати njegova funkcionalnost.

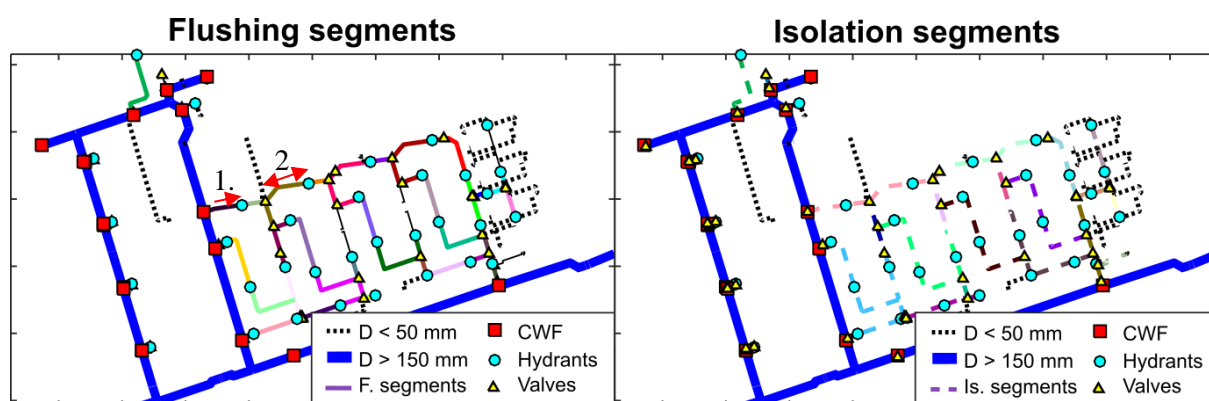
Takođe, definišu su i čvorovi u mreži koji opisuju položaj fronta čiste vode, odnosno čvorovi iz kojih će se „dovoditi“ voda, zadovoljavajućeg kvaliteta, za ispiranje delova mreže koji su u riziku od zamućenja. Ovde se pretpostavlja da se front čiste vode nalazi na granici zone koja se može ispirati, pa se čvorovi fronta čiste vode (CWF, crveni kvadrati na Slici 3) na početku definišu kao mesta gde se delovi mreže koji se mogu, i trebaju, isprati povezuju sa ostatkom sistema.

Za potrebe lakšeg manipulisanja podacima o mreži, FPA vrši restrukturiranje grafa vodovodne mreže koja se ispira. Naime, umesto uobičajenog konceptualnog prikaza mreže u EPANET-u pomoću veza (cevi, zatvarači i pumpe) i čvorova (potrošački/nepotrošački čvorovi i rezervoari), ovde se deo mreže koji se ispira deli na Segmente za ispiranje. U restrukturiranom grafu segmenti za ispiranje predstavljaju veze, dok frontovi čiste vode (CWF) i hidranti predstavljaju čvorove. Kako se hidranti u detaljnom matematičkom modelu mreže prikazuju zajedno sa priključnom cevi, ovde se priključak i hidrant spajaju, čineći celinu odnosno čvor.



Slika 2. Shematski prikaz FPA algoritma (algoritma za planiranje IJP vodovodne mreže).

Figure 2. FPA algorithm flow-chart (Uni-directional flushing planning algorithm).



Slika 3. Faza pretprocesiranja FPA algoritma, Levo) Podela dela vodovodne mreže na Segmente za ispiranje; Desno) Podela dela vodovodne mreže na Izolacione segmente

Figure 3. Preprocessing phase in the FPA algorithm, Left) Dividing the network in the Flushing segments; Right) Dividing the network in the Isolation segments

Segmenti za ispiranje se definišu primenom DFS (eng. Depth-First Search) algoritma, propagacijom iz svih CWF čvorova. Segmenti za ispiranje mogu imati direkcioni karakter, odnosno omogućiti ispiranje samo u jednom smeru, što će zavistiti od tipa čvorova koje povezuju (Slika 3, Levo). Tako se mogu definisati dva tipa segmenta za ispiranje:

1. Segment za ispiranje između fronta čiste vode i hidranta – direkcioni segment jer je moguće ispiranje samo od fronta čiste vode ka hidrantu i
2. Segment za ispiranje između dva hidranta – bidirekcioni segment jer je moguće ispiranje u oba smera.

Kombinovanjem segmenata za ispiranje formira se jedno potežno ispiranje vodovodne mreže, tako da se ovi segmenti mogu koncipirati kao gradivni blokovi poteznih ispiranja, dok sama potezna ispiranja čine gradivne blokove plana ispiranja (Ivetić i Vasilić, 2020). Podaci o cevima koje čine jedan segment za ispiranje, kao što su prečnik, dužina i hrapavost, se moraju sačuvati za drugu fazu algoritma, budući da će se na osnovu njih modelirati tečenje tokom ispiranja, odnosno računati relevantni parametri ispiranja. U fazi planiranja ispiranja, ključno je kombinovati segmente za ispiranje na adekvatan način, uzimajući u obzir usmerenost segmenata, kao i ostale relevantne parametre, kako bi se dobila odgovarajuća potezna ispiranja.

Kako je jedan od izazova u planiranju adekvatan izbor zatvarača kojim će se usmeriti tok vode u željenom pravcu, matematički model vodovodne mreže se takođe deli i na izolacione segmente. Izolacioni segmenti mreže predstavljaju delove mreže koji se mogu izolovati od ostatka mreže zatvaranjem određenog skupa zatvarača. Za potrebe definisanja izolacionih segmenata mreže, ovde je korišćena metodologija predstavljena od strane Creaco i saradnika (2010), koja se zasniva na proračunu rešenja pseudo-matrice. Primer podele mreže na izolacione segmente, u okviru predstavljenog algoritma je dat na Slici 3. Desno.

2.2.2 Planiranje ispiranja

Druga faza FPA algoritma se sastoji od sledećih koraka: 1. slaganje Segmenata za ispiranje, kao gradivnih blokova, zarad formiranja poteznih ispiranja, 2. konstruisanje inicijalnog plana ispiranja, 3. formiranje konačnog plana ispiranja modifikovanjem inicijalnog i 4. proračun parametara konačnog plana ispiranja tj. njegova valorizacija. Plan ispiranja se definiše za svaki početni CWF čvor, dela vodovodne mreže koji će se ispirati. Razlog je praktične prirode – terenske ekipe koje sprovode IJP će proceniti na osnovu uslova na terenu (merenja, pristup aktivnim elementima, frekvencija saobraćaja) odakle će početi ispiranje određene zone. Zbog toga je potrebno pre samog izlaska na teren razviti planove za sve moguće varijante.

U prvom koraku, primenom modifikovanog DFS algoritma, definiše se skup poteznih ispiranja za analiziranu zonu vodovodne mreže. Za definisanje poteznih ispiranja, ključni su hidraulički

kriterijumi ($V_{IJP,min}$, $L_{IJP,max}$, $\Delta E_{IJP,max}$) koji su implementirani u modifikovani DFS algoritam, gde se iterativnim proračunom Bernulijeve jednačine proverava njihova ispunjenost u jednom poteznom ispiranju. Kako sam algoritam, ima preferirani pravac propagacije po dubini što nije nužno i adekvatno za formiranje poteznih ispiranja, potrebne su određene korekcije dodavanjem dodatnih uslova ili ciljnih funkcija. Pre opisa samih ciljnih funkcija, definišće se bezdimenzionalni parametri $TFPI$ (eng. Total Flushing Progress Index) i ΔFPI_n (eng. Delta Flushing Progress Index), koji opisuju ukupan napredak u realizaciji IJP i priraštaj napretku u realizaciji IJP, respektivno, određene zone vodovodne mreže:

$$TFPI = \frac{\sum_{j=1}^{NPF} L_{fp,j}}{\sum_{k=1}^{NP} L_{p,k}} \quad (7)$$

$$\Delta FPI_n = \frac{\sum_{m=1}^{NPF_n} L_{fp,m}^n}{\sum_{k=1}^{NP} L_{p,k}} \quad (8)$$

gde su NP , NPF i NPF_i ukupan broj cevi, ukupan broj „ispranih“ cevi i ukupan broj „ispranih“ cevi u n -tom segmentu za ispiranje, respektivno, a $L_{p,k}$, $L_{fp,j}$ i $L_{fp,m}^n$, dužine cevi iz skupa svih cevi ($k = 1$ do NP), iz skupa svih ispranih cevi ($j = 1$ do NPF) i iz skupa svih ispranih cevi u n -tom segmentu za ispiranje ($m = 1$ do NPF_n), respektivno. Parametar $TFPI$ opisuje ukupan napredak u ispiranju analizirane zone vodovodne mreže, i može imati vrednosti od 0 (zona uopšte nije pokrivena poteznim ispiranjima) do 1 (cela zona je pokrivena poteznim ispiranjima). U FPA algoritmu se $TFPI$ koristi kao uslov za izlazak iz petlje u formi $TFPI = 1$ (cela zona isprana) pri formiranju plana poteznih ispiranja.

Sa druge strane parametar ΔFPI_n opisuje koliki je priraštaj u pokrivenosti zone poteznim ispiranjima, dodavajući n -ti segment za ispiranje. Kako postoje određena preklapanja u segmentima za cevi, odnosno iste cevi se nalaze u više segmenata, vrednost ΔFPI_n nije konstantna za jedan segment za ispiranje, tokom izvršavanja algoritma za planiranje ispiranja.

U kontekstu korekcije propagacije modifikovanog DFS algoritma kojim se formiraju potezna ispiranja, integrišu se dve ciljne funkcije (uslova) prema kojima se vrši odabir segmenta za ispiranje, odnosno pravca propagacije, a sve u skladu sa hidrauličkim kriterijumima:

1. *Uslov zadržavanja u istom izolacionom segmentu* – Cilj ovog uslova je da se minimizuje broj manipulacija zatvaračima u jednom poteznom ispiranju,
2. *Maksimalan ΔFPI_n* – Ovim uslovom se smanjuje broj poteznih ispiranja, odnosno maksimizuje se iskorišćenje raspoloživog kapaciteta potencijalne energije.

Koristeći gore definisane uslove, algoritam definiše skup poteznih ispiranja, kojim je pokrivena cela zona za ispiranje. Za svako potezno ispiranje, na osnovu podataka o izolacionim segmentima, određuju se zatvarači čijim zatvaranjem se voda usmerava kroz željene cevi.

U narednom koraku, ove faze, definiše se početni plan ispiranja. Naime, sada se kombinuju gradivni elementi, odnosno potezna ispiranja iz prethodno definisanog skupa, kako bi se formirao inicijalni plan ispiranja. Plan ispiranja u ovoj fazi, nije konačan, iako ispunjava sve hidrauličke i geometrijske kriterijume, budući da se daljim korekcijama može popraviti njegova ekonomičnost. Treba napomenuti da se pri formiranju plana ispiranja vrše operacije odabira poteznih ispiranja kao i određivanja redosleda poteznih ispiranja. Odabir i formiranje redosleda operacija se vrši korišćenjem dve ciljne funkcije:

1. *Maksimalna preklapanja u manipulacijama zatvaračima* – Cilj ovog uslova je da se minimizuje broj manipulacija zatvaračima u okviru plana ispiranja, odnosno da se jednom zatvoreni zatvarači iskoriste za više poteznih ispiranja,
2. *Maksimalna preklapanja u korišćenju ispusnog hidranta* – Ovim uslovom se utiče na pravac napredovanja u planu ispiranja, tako da se izbegne pojavljivanje „džepova“ koji se ispiraju na kraju plana.

Kada se formira početni plan ispiranja, njega će činiti skup po redosledu uređenih poteznih ispiranja, kojim se može ispratiti određena zona vodovodne mreže. U narednom koraku, vrši se dodatno unapređenje inicijalnog plana ispiranja, gde se uz pomoć heurističkih manipulacija poboljšava

učinkovitost odnosno ekonomičnost plana. U ovom koraku algoritam vrši sledeće tri operacije, iterativno:

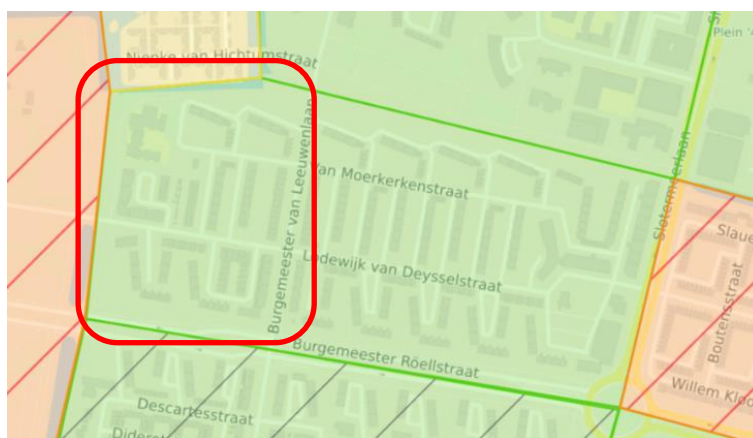
1. *Prevezivanje formiranih poteznih ispiranja* – Postoji mogućnost da se usled dispozicije mreže i načina formiranja, javne neuravnotežena potezna ispiranja gde je jedno na granici ispunjenja kriterijuma dužine ($L_{IJP,max}$) ili maksimalnog pada energije ($\Delta E_{IJP,max}$) a drugo dosta daleko od navedenih kriterijuma.
2. *Promena smera ispiranja* – U određenim uslovima je moguće unaprediti efikasnost plana za ispiranje, samo promenom smera ispiranja određenog poteznog ispiranja. Ukoliko je potežno ispiranje sastavljeno od bidirekcionih segmenta za ispiranje, proverava se učinkovitost primene ove operacije.
3. *Promena redosleda poteznih ispiranja* – Nakon prethodne dve korekcije, opravdano je proveriti da li se promenom redosleda može unaprediti ekonomičnost plana ispiranja.

Konačan plan ispiranja za određeni čvor CWF, koji je dobijen u ovoj fazi, treba valorizovati. Koristeći prethodno definisane konstante (npr Tabela 1.) kao i obrazce (4, 5 i 6), odnosno rezultate hidrauličkog proračuna koji je obavljen u koracima formiranja i korekcije poteznih ispiranja, računaju se merodavne vrednosti za procenu adekvatnosti i ekonomičnosti izvedenog plana ispiranja. Računaju se trajanja ispiranja, kako na nivou poteznog ispiranja ($t_{tot,IJP,i}$) tako i na nivou implementacije celog plana ($t_{tot,plan IJP}$), zatim broj manipulacija zatvaračima ($N_{man,i}$), utrošak pijaće vode (V_i) kao i troškove implementacije ($C_{tot,plan IJP}$).

2.3 Test primer: Amsterdam

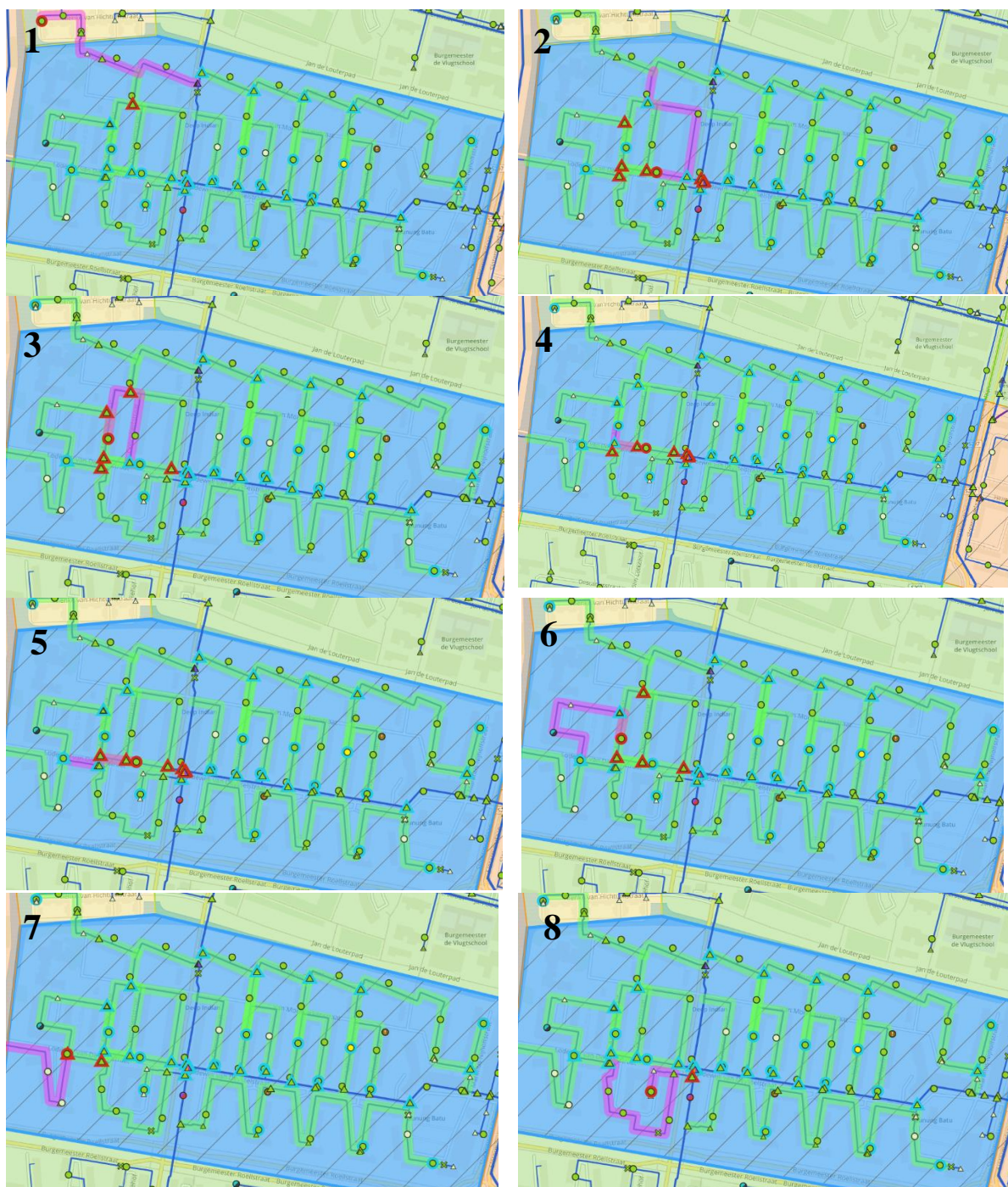
Algoritam FPA je razvijen u sklopu realizacije međunarodnog naučnog projekta „Wat-qual“, čiji je fokus bio na unapređenju shvatanja mehanizama koje dovode do smanjenja kvaliteta vode za piće kao i postupaka i metodologije za uklanjanje zamućenja ili zagađenja u vodovodnoj mreži. Jedan od participanata na projektu je bilo i komunalno preduzeće grada Amstedama „Waternet“, pa je upravo i test primer za validaciju i proveru funkcionalnosti razvijenog algoritma, deo vodovodne mreže grada Amsterdama.

Kako je cela vodovodna mreža grada Amsterdama podeljena na zone za ispiranje, relativno uravnotežene veličine, za analizu je izabrana zona pod nazivom Jan Goeverneurhof 4 (Slika 4.). Razlog leži u činjenici da su autori fizički prisustvovali ispiranju ove zone kao i u tome što je za ovu zonu postojao ručno razvijen plan ispiranja. Poređenjem plana ispiranja dobijenog pomoću predloženog algoritma za ispiranje sa planom koji su ručno razvili iskusni tehničari i inženjeri „Waternet“ preduzeća, omogućava se nepristrasno sagledavanje mogućnosti i prednosti primene FPA algoritma.



Slika 4. Prikaz iz softvera MapKit test zone za ispiranje Jan Goeverneurhof 4, u gradu Amsterdamu, Holandiji. Crvenom bojom je uokviren zapadni deo test zone.

Figure 4. MapKit representation of the test flushing zone Jan Goeverneurhof 4, in the city of Amsterdam, Netherlands. The west side of the flushing zone is in red frame.



Slika 5. Prikaz iz softvera MapKit ručno razvijenog plana za ispiranje zapadne dele zone Jan Goeverneurhof 4, u gradu Amsterdamu, Holandiji.

Figure 5. MapKit representation of the manually developed flushing plan for the western part of the test flushing zone Jan Goeverneurhof 4, in the city of Amsterdam, Netherlands.

Radi preglednosti, fokus u ovom radu je stavljen samo na zapadnu stranu zone. Ručno razvijeni plan za ispiranje zapadne strane zone je prikazan na Slici 5, u formi serije poteznih ispiranja ucrtanih u softveru MapKit, koji se koristi u „Waternet-u“. Na slici su ljubičastom bojom obojena potezna ispiranja, crvenim trouglovima zatvarači koje je potrebno zatvoriti, a crvenim krugom ispusni hidrant.

Za razvoj ovog plana korišćeni su isti kriterijumi (1, 2 i 4) dok je za maksimalnu dužinu ispiranja korišćen empirijski kriterijum $L_{IJP,max} = 300$ m.

Planovi za ispiranje zapadne strane test zone su razvijeni primenom FPA algoritma, primenom dva različita kriterijuma za maksimalnu dužinu poteznog ispiranja. U prvoj varijanti, nazvanoj FPA^{CE} korišćen je uslov maksimalnog pada energije $\Delta E_{IJP,max}$, koji se zasniva na hidrauličkom proračunu, dok je u drugoj varijanti FPA^{CL} , korišćen istovetan uslov kao i kod ručno razvijenih planova ($L_{IJP,max} = 300$ m). Za poređenje između različitih planova, kao indikatori performansi, korišćeni su ukupan broj manipulacija zatvaračima (N_{man}), efektivno trajanje ispiranja ($\sum_{i=1}^n t_{IJP,i}$), utrošak pijaće vode (V) i troškovi implementacije ($C_{tot,plan IJP}$).

3 Rezultati i diskusija

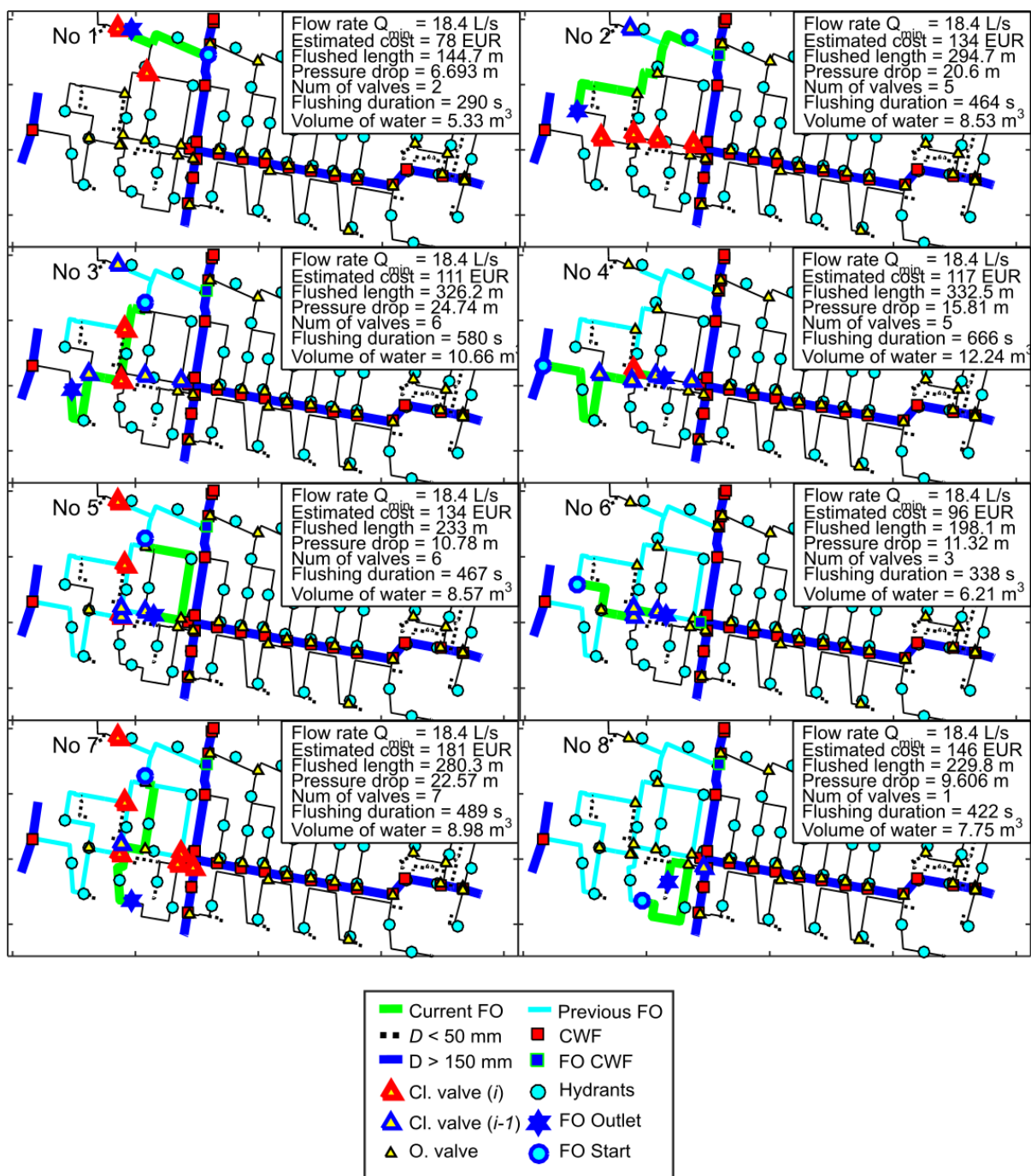
Primenom FPA algoritma, dobijena su dva plana za ispiranje zapadnog dela zone Jan Goeverneurhof 4, koji će se na dalje nazivati FPA^{CE} plan i FPA^{CL} plan. Vizuelni prikaz FPA^{CL} plana, dobijen kao rezultat algoritma je dat na Slici 6, dok je FPA^{CE} plan izostavljen radi preglednosti rezultata i analiziran je samo kroz poređenje vrednosti indikatora performansi. FPA^{CL} plan je praktično direktno uporediv sa ručno izvedenim planom, budući da koristi isti kriterijum za definisanje maksimalne dužine ispiranja ($L_{IJP,max} = 300$ m). Poređenjem ručno izvedenog plana sa FPA^{CL} planom mogu se uočiti direktne dobiti od postupka optimizacije planiranja ispiranja, sa aspekta ekonomičnosti, dok bi poređenjem sa FPA^{CE} planom diskusija bila više fokusirana na unapređenja efekta planiranja, zbog bolje kontrole hidrauličkih kriterijuma.

Rezultati prikazani na slici 6, su dobijeni iz MATLAB okruženja i predstavljaju uređenu seriju poteznih ispiranja. Za svako potezno ispiranje u gornjem desnom uglu su navedeni osnovni podaci kao: minimalan protok kojim se ispira potez ($Q_{IJP,min,i}$), trošak implementacije poteznog ispiranja ($t_{tot,IJP,i}$), dužina cevi koje se ispiraju ($L_{IJP,i}$), energetski pad na potezu ($\Delta E_{IJP,i}$), broj zatvarača koje treba zatvoriti (ne broj manipulacija zatvaračima), efektivno trajanje ispiranja ($t_{IJP,i}$) i utrošak pijaće vode (V_i). Takođe, zelenom linijom su prikazana aktuelna potezna ispiranja, a svetlo plavom prethodna. Crveni trouglovi predstavljaju trenutno zatvorene zatvarače, plavi trouglovi prethodno zatvorene a obični žuti trouglovi, otvorene zatvarače. Ispusni hidrant je prikazan plavom zvezdom.

Na prikazanim rezultatima, može se uočiti da je u određenim slučajevima $L_{IJP,i} > 300$ m (3 i 4). Naime, ovakvo, slobodnije tumačenje uslova o maksimalnoj dužini ispiranja je predloženo od strane „Waternet-a“, budući da oni koriste isto tako ovaj uslov, a sve u cilju nepristrasnog poređenja sa ručno dobijenim planovima. Ono što je sa aspekta primenljivosti dobijenih poteznih ispiranja veći problem, je činjenica da je pad energije u nekoliko poteznih ispiranja (2, 3 i 7) veći od dozvoljenog pada pritiska odnosno veći od raspoloživog kapaciteta potencijalne energije. Naime, u praksi to znači da se u navedenim poteznim ispiranjima ne može dostići željena minimalna brzina, odnosno da efekat ispiranja verovatno neće biti zadovoljavajući. Svakako, ovo je jedan od ključnih razloga za prelazak na uslov maksimalnog pada energije, u daljem istraživanju.

Poređenje indikatora performansi planova za ispiranje, za celu zonu od interesa, a između ručno napravljenog plana i dve varijante dobijene primenom algoritma za planiranje, dato je u Tabeli 2. Poslednje dve vrste, daju podatke o relativnom smanjenju određenih indikatora performansi u odnosu na ručno izvedene planove (smanjenje vrednosti znači manji utrošak, odnosno bolje rešenje). Uočava se da su obe varijante planova kreiranih FPA algoritmom, FPA^{CE} i FPA^{CL} , ekonomičnije, sa relativnim razlikama od 5,5% i 15,7%, respektivno. Interesantno je uočiti da varijanta plana FPA^{CE} daje manje povoljnije rešenje od plana FPA^{CL} . To je posledica činjenice da je, uzimajući u obzir pad energije kao kriterijum, bilo potrebno 11 poteznih ispiranja, umesto 8. Međutim, FPA^{CE} plan rezultuje fizički prihvatljivim rezultate koji zadovoljavaju hidrauličke kriterijume za ispiranje, za razliku od ručno izvedenog plana kao i FPA^{CL} plana. Sa stanovišta broja manipulacija zatvaračima, efektivnog trajanja ispiranja i utroška pijaće vode, FPA^{CE} i FPA^{CL} planovi su superiorniji od postojećeg plana. Uprkos većem broju poteznih ispiranja najmanji broj manipulacija je dobijen za FPA^{CE} plan, dok je najmanje

trajanje i utrošak pijaće vode dobijeno za FPA^{CL} plan. Ovim je potvrđeno da se predloženim algoritmom mogu dobiti znatno povoljniji planovi za ispiranje nego u slučaju ručnog definisanja.



Slika 6. Prikaz plana za ispiranje, dobijenog pomoću FPA^{CL} varijante algoritma za planiranje IJP, zapadne dele zone Jan Goeverneurhof 4, u gradu Amsterdamu, Holandiji.

Figure 6. Flushing plan, derived with FPA^{CL} variant of the flushing planning algorithm, for the western part of the test flushing zone Jan Goeverneurhof 4, in the city of Amsterdam, Netherlands.

Tabela 2. Poređenje indikatora performansi planova za IJP, između ručno dobijenih planova i planova dobijenih primenom FPA (FPA^{CE} i FPA^{CL}).

Table 2. Uni-directional flushing plan indicators comparison between the manual plans and plans obtained with FPA (FPA^{CE} and FPA^{CL}).

Indikatori performansi	Broj manipulacija zatvaračima (N_{man}) [l]	Efektivno trajanje ispiranja ($\sum_{i=1}^n t_{IJP,i}$) [h]	Utrošak pijaće vode (V) [m3]	Troškovi implementacije ($C_{tot,plan IJP}$) [EUR]
Ručni:	40	1.5	99.9	1174
FPA ^{CE} :	33	1.15	72	1109
FPA ^{CL} :	35	1.03	68.3	990
Δ [%] - FPA ^{CE} :	17.50	23.26	27.93	5.52
Δ [%] - FPA ^{CL} :	12.50	31.30	31.63	15.66

4 Zaključci

Promena boje vode u vodovodnim sistemima je jedan od najčešćih prijavljenih problema u vodosnabdevanju. Sprečavanje pojave zamucenje, kao i uklanjanje nakon pojave istog, se zasniva na primeni više strategija. Najpraktičnija se bazira na pro-aktivnom i reaktivnom ispiranju vodovodne mreže. Dominantna je metoda ispiranje mreže u jednom pravcu, pri kojoj se manipulacijom određene grupe zatvarača, tok čiste vode usmerava kroz deo vodovodne mreže ka ispusnom hidrantu. Uobičajeno se ispiraju cevi sekundarne i tercijerne mreže, prečnika manjeg od 300 mm. Tok čiste vode kojim se cev ispira, mora da zadovolji kriterijum u pogledu minimalne brzine i da potiče od tzv. fronta čiste vode odnosno od dela vodovodne mreže koja nije „zagađena“. Sam postupak IJP se obično planira, tako da se u jednoj kampanji obuhvati šira zona vodovodne mreže. Planiranje IJP je kompleksan zadatak, uzimajući u obzir skup kriterijuma koje je neophodno zadovoljiti, kao i ekonomska ograničenja u pogledu troškova implementacije ovih planova.

U ovom radu je predstavljen algoritam za planiranje IJP, nazvan FPA, kojim se omogućava automatizacija planiranja IJP kao i optimizacija dobijenih planova. FPA algoritam je razvijen u MATLAB programskom okruženju i kao ulazni podatak koristi kalibrisan EPANET model vodovodne mreže. Sam algoritam se sastoji od dve faze: 1.) preprocesiranje i 2.) planiranje ispiranja. U prvoj fazi vrši se detekcija dela mreže koji se može isprati, aktivnih elemenata i fronta čiste vode, odnosno CWF čvorova, kao i podela mreže na izolacione segmente. Takođe, definiše se restrukturirana mreža u kojoj veze čine segmenti za ispiranje, a čvorovi su hidranti ili CWF čvorovi. U drugoj fazi, segmenti za ispiranje se prvo koriste kao gradivni elementi za „slaganje“ i formiranje poteznih ispiranja. Zatim se potezna ispiranja „slažu“ tako da se dobije inicijalni plan za ispiranje, koji se potom koriguje osnovnim manipulacijama, kako bi se dobio konačan plan za ispiranje. Na kraju, računaju se relevantne vrednosti za potezna ispiranja i plan ispiranja.

FPA algoritam je primenjen na test primeru zapadnog dela zone za ispiranje Jan Goeverneurhof 4, u gradu Amsterdamu, Holandiji. Primenjene su dve varijante algoritma, osnovna FPA^{CE} koja koristi kriterijum maksimalnog pada pritiska, i modifikovana FPA^{CL} koja koristi kriterijum maksimalne dužine cevi u poteznom ispiranju. Dobijeni rezultati su upoređeni, kroz indikatore performansi, sa ručno razvijenim planom za ispiranje, koji je dobijen koristeći isti kriterijum kao FPA^{CL}. Obe varijante su se pokazale da mogu da razviju ekonomičnije planove za ispiranje nego u slučaju ručno određenih planova. FPA^{CE} i FPA^{CL} planovi zahtevaju manje manipulacija zatvaračima, manje trajanje ispiranja i manji utrošak pijaće vode. Primenom FPA^{CL} varijante potvrđen je ključni nedostatak primene kriterijuma maksimalne dužine, koji se ogleda u prevelikim padovima energije duž jednog poteznog ispiranja. Takođe, ovim primerom je pokazano da se primenom FPA^{CE} algoritma omogućava i bolja kontrola hidrauličkih kriterijuma. Konačno, za razvoj plana za ispiranje, primenom FPA algoritma, potrebno je

nekoliko minuta, dok se prema rečima zaposlenih „Waternet“ kompanije za ručni razvoj planova potroši dan ili više.

Zahvalnica

Rezultati istraživanja predstavljeni u ovom radu su dobijeni u sklopu međunarodnog naučnog projekta Wat-Qual, poziva Horizon 2020 MSCA-RISE-2017 sheme. Autori žele da se ovom prilikom zahvale rukovodiocima projekta na podršci u sprovođenju istraživačkih aktivnosti.

Literatura

1. Antoun, E. N., Dyksen, J. E., and Hildebrand, D. J., 1999. *Unidirectional flushing: A powerful tool*. J. Am. Water Works Assoc., 91 (7), 62–71.
2. Blokker, E. J. M., Schaap, P. G., and Vreeburg, J. H. G., 2009. *Selfcleaning networks put to the test*, Invited papers from the IWA Leading Edge conference on Strategic Asset Management (LESAM), Lisbon, October 2007, edited by: Alegre, H. and Almeida, M. d. C.
3. Boxall, J.B., Skipworth, P.J. and Saul, A.J., 2003. *Aggressive flushing for discoloration event mitigation in water distribution networks*. Water Science and Technology: Water Supply, 3(1-2), pp.179-186.
4. Creaco, E., Franchini, M. and Alvisi, S., 2010. *Optimal placement of isolation valves in water distribution systems based on valve cost and weighted average demand shortfall*. Water resources management, 24(15), pp.4317-4338.
5. DeFrank, J. J., 2006. *Catalytic enzyme-based methods for water treatment and water distribution system decontamination—I. Literature survey*, U.S. Army Research, Development and Engineering Command, Edgewood Chemical Biological Center, Edgewood, Md.
6. Ellison, D., Duranceau, S. G., Ancel, S., Deagle, G., and McCoy, R., 2003. *Investigation of pipe cleaning methods*, AWWA Research Foundation, Denver.
7. Friedman, M., et al., 2003. *Establishing site-specific flushing velocities*, AWWA Research Foundation, Denver.
8. Friedman, M., et al., 2005. *Development of distribution system water quality optimization plans*, AWWA Research Foundation, Denver.
9. Hasit, Y. K., DeNadai, A. J., Gorrill, H. M., McCammon, S. B., Raucher, R. S., and Withcomb, J., 2004. *Cost and benefit analysis of flushing*, AWWA Research Foundation, Denver.
10. Ivetić, D., Vasilčić, Ž., 2020. *Report on Flushing Planning Algorithm testing on the flushing zones of the drinking water distribution system of the city of Amsterdam*. [Online]. Available from: doi:10.15131/shef.data.12444815.v1 [Accessed: 1 September 2021].
11. Oberoi, K., 1994. *Distribution flushing program: The benefits and results*. AWWA Annual Conf., AmericanWaterWorks Association, New York, 579–597.
12. Ostfeld, A. and Salomons, E., 2004. *Optimal layout of early warning detection stations for water distribution systems security*. Journal of water resources planning and management, 130(5), pp.377-385.
13. Poulin, A., Mailhot, A., Periche, N., Delorme, L. and Villeneuve, J.P., 2010. *Planning unidirectional flushing operations as a response to drinking water distribution system contamination*. Journal of Water Resources Planning and Management, 136(6), pp.647-657.
14. Richardt, S., Korth, A. and Wricke, B., 2009. *Model for the calculation of optimised flushing concepts*. TECHNEAU: Safe Drinking Water from Source to Tap State of the Art & Perspectives, p.295.
15. Speight, Vanessa; Quintiliani, Claudia; Bosch, Arne; Rajnochova, Marketa; Schaap, Peter; Husband, Stewart; et al., 2020. *Guidance Manual: Water Quality in Drinking Water Distribution Systems*. The University of Sheffield. Report. <https://doi.org/10.15131/shef.data.11889861.v2>
16. Van Dijk, J.C. and Van der Kooij, D., 2004. *Water Quality 21 research programme for water supplies in The Netherlands*. Water Science and Technology: Water Supply, 4(5-6), pp.181-188.
17. van Summeren, J. and Blokker, M., 2017. *Modeling particle transport and discoloration risk in drinking water distribution networks*. Drinking Water Engineering and Science Discussions.
18. Vreeburg, I.J. and Boxall, J.B., 2007. *Discolouration in potable water distribution systems: A review*. Water research, 41(3), pp.519-529.
19. Vreeburg, J.H.G., 2007. *Discolouration in drinking water systems: a particular approach*.

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia

20. Walski, T.M., Chase, D.V., Savic, D.A., Grayman, W., Beckwith, S. and Koelle, E., 2003. *Advanced water distribution modeling and management*. Haestad Press, Waterbury, Conn.
21. Zhang, Q., Zheng, F., Kapelan, Z., Savic, D., He, G. and Ma, Y., 2020. *Assessing the global resilience of water quality sensor placement strategies within water distribution systems*. *Water research*, 172, p.115527.

Izbor cevnog materijala prilikom projektovanja cevovoda pod pritiskom

Miloš Ivetić¹
Milica Kovačević²

APSTRAKT: Tržište cevnih materijala je razvijeno i nudi širok asortiman različitih materijala koji mogu biti upotrebljeni prilikom izgradnje mreže cevovoda ili derivacionih cevovoda u kojima se transportuje voda pod pritiskom. Posmatrajući cevovode koji su deo vodovodnih i irigacionih sistema ili su energetske derivacije, u najčešćoj primeni su različiti polimeri plastičnih materijala (polietilen – PE, glasfiber poliester – GRP), čelik i nodularni liv. Izbor odgovarajućeg materijala može zavistiti od većeg broja parametara kao što su namena cevovoda, radne karakteristike cevovoda, potrebna otpornost na različita mehanička dejstva (unutrašnji pritisak, spoljašnje opterećenje, abrazija) i pojedini morfološki uslovi koji se javljaju prilikom izvođenja radova (prisustvo podzemne vode, mehaničke karakteristike fundamenta i sl.). Ponekad neki od pomenutih parametara znatno sužavaju izbor ali često je izbor odgovarajućeg cevnog materijala stvar tehno-ekonomske analize.

Ključne reči: cevovod pod pritiskom, cevni materijal, vodovodni sistem, irigacioni sistem, derivacije, tehno-ekonomska analiza

Selection of appropriate pipe material as part of pressure pipelines design

ABSTRACT: The pipe materials market is developed and offers a wide range of different materials that can be used in the construction of pipeline networks or derivation pipelines in which pressurized water is transported. Considering pipelines that are part of water supply and irrigation systems or they are powerplant pipelines, the most commonly used materials are various types of plastic materials (PolyEthylene - PE, Glassfiber Reinforced Polyester - GRP), steel and ductile iron. The choice of appropriate material may depend on many parameters such as the purpose of the pipeline, the required exploitation performances of the pipeline, the required resistance to various mechanical effects (internal pressure, external load, abrasion) and certain morphological conditions that occur during the pipeline installation (presence of groundwater, mechanical characteristics of the foundation, etc.). Sometimes some of the mentioned parameters significantly narrow the choice, but often the choice of the appropriate pipe material is a matter of techno-economic analysis.

Keywords: pressure pipeline, pipe material, water supply system, irrigation system, derivations, techno-economic analysis

¹ Miloš Ivetić, mast.inž.građ, Energoprojekt-Hidroinženjering a.d., mivetic@ephydro.com

² Milica Kovačević, mast.inž.građ, Energoprojekt-Hidroinženjering a.d., mkovacevic@ephydro.com

1 Uvod

Poslednjih decenija je došlo do značajnog razvoja industrije za proizvodnju cevnih materijala. Nekada su provodnici vode mahom proizvođeni od različitih metala (olovo, bakar, aluminijum), betona, keramike, azbest-cementa pa i drveta. Pojedini navedeni materijali i dalje imaju primenu u posebnim slučajevima, dok je sve masovnija primena različitih plastičnih materijala i legura gvožđa u vidu livenih i čeličnih materijala.

Najznačajniji pomak je napravljen u proizvodnji plastičnih materijala. Ovi materijali se generalno odlikuju velikom glatkoćom koja omogućava povoljne hidrauličke uslove, malom težinom, mogućnošću lake i brze montaže, kao i otpornošću na koroziju i hemijsko dejstvo vode i okolnog tla. U mnoštvu plastičnih polimera, po masovnosti primene mogu se izdvojiti Poli-Vinil-Hlorid (PVC), Poli-Etilen (PE), Poli-Propilen (PP), Glasfiber Plastika (GRP).

S druge strane, čelični i liveni cevovodi imaju velike čvrstoće što može biti presudno kod odabira cevnog materijala u slučaju izuzetno visokih pritisaka, u nepovoljnim morfološkim uslovima ili u uslovima postojanja značajnih spoljašnjih opterećenja.

Analizom materijala dostupnih na aktuelnom tržištu, izdvojena je nekolicina materijala koja predstavljaju prilično konvencionalna rešenja kada su u pitanju cevovodi za transport vode pod pritiskom u vodovodnim i irigacionim sistemima, energetskim derivacijama i potisnim cevovodima crpnih stanica različite namene. U nastavku je prikazana uporedna analiza sledećih cevnih materijala:

- Polietilen visoke gustoće (**PEHD** – PolyEthylene High Density);
- Glasfiber Plastika (**GRP** – Glassfiber Reinforced Plastic);
- Molekularno orijentisani Poli-Vinil-Hlorid (**PVC-O**);
- Nodularno liveno gvožđe (Duktil)
- Čelik.

2 Tehničko-tehnološke karakteristike materijala

U slučaju postojanja različitih ograničenja prilikom projektovanja sistema pod pritiskom, izbor cevnog materijala se ponekad može izvršiti na osnovu sagledavanja opštih tehničko-tehnoloških karakteristika cevnih materijala. Ova ograničenja mogu proisteći iz radnih karakteristika cevovoda, otpornosti na mehanička i hemijska dejstva vode i spoljašnje sredine, morfologije podloge ili uslova ugradnje. U nastavku su prikazana svojstva materijala koja pri specifičnim uslovima izgradnje mogu dati prevagu pojedinim materijalima.

2.1 Struktura i osnovna fizičko-mehanička svojstva materijala

2.1.1 Polietilen

Polietilen (PE) je makromolekularni proizvod koji se dobija polimerizacijom etilena. Pronađen je 1898.g. od strane nemačkog hemičara Hansa fon Pekmana, a danas predstavlja najprimenjeniji plastični materijal u svetu.

Hidrotehničke cevi se izrađuju od polietilena visoke gustoće (PEHD) koji se dobija polimerizacijom etilena pod niskim pritiskom (6-7 bari) i niskom temperaturom (60-70°C), uz prisustvo katalizatora Ziegler-Natta. Ovi uslovi omogućuju manje granjanje molekule i bolju interakciju između njih, što za rezultat daje bolje mehaničke karakteristike nego kod polietilena niske gustoće.

HDPE je neproziran materijal. Za proizvodnju 1 kg HDPE se koristi 1,75 kg sirove nafte, pa je koštanje ovog materijala dobrim delom u vezi sa kretanjem cene pomenutog resursa.

Materijal je termoplastičan, što znači da se može oblikovati pri određenim temperaturama i zadržavati novodobijene oblike prilikom hlađenja. Pored toga, termoplastičnost omogućuje varenje ovog materijala, odnosno spajanje nezavisnih delova pod uticajem visoke temperature. Cevi su

otporne na trajne temperature od -30°C do 60°C , dok kratkotrajno mogu izdržati i temperature do 80°C . Važno je napomenuti da iako je otporan na više temperature, temperature iznad 20°C dovode do redukcije mehaničkih svojstva materijala.

Pojam „visoka gustoća“ se odnosi na polietilene zapreminske mase u rasponu $941\text{-}960\text{ kg/m}^3$. HDPE je veoma hemijski otporan materijal i sam po sebi nije toksičan pa se može koristiti u cevovodima za pitku vodu. Ima niske koeficijente elektro i toplotne provodljivosti pa se smatra dobrim izolatorom. Iako ima slabije performanse kada su u pitanju UV otpornost i uticaj oksidacije, uz dodatak agenasa može biti otporan na UV zračenje i oksidaciju, a samim tim pogodan za površinsku instalaciju cevovoda.

Cevni materijal je veoma gladak, što smanjuje hidrauličke gubitke. Pored toga ima visoku otpornost na abraziju i ne dozvoljava hvatanje kamenca što doprinosi očuvanju hidrauličkih performansi tokom eksploatacije.

Osnovna fizička svojstva se mogu pregledno sagledati u Tabela 1.

Tabela 1. Osnovna fizička svojstva HDPE materijala

Table 1. Basic physical properties of HDPE material

<i>Svojstvo</i>	<i>Jed. Mere</i>	<i>Vrednost</i>
Gustina	kg/m^3	941-960
Čvrstoća na zatezanje	Mpa	20-25
Modul elastičnosti	MPa	1000-1300
Poissonov Koeficijent	-	0,45
Koeficijent linearnog istezanja	$\text{mm/m}^{\circ}\text{K}$	0,18
Tačka omekšanja po Vicat-u	$^{\circ}\text{C}$	72-77
Toplotna provodljivost na 20°C	$\text{W/m}^{\circ}\text{K}$	0,38-0,40
Površinski otpor	Ωm	$>10^{14}$

2.1.2 Glasfiber plastika

Primena staklenih vlakana u industriji je počela tridesetih godina 20.veka, a nedugo nakon toga došlo je i do proizvodnje plastike ojačane vlaknima stakla. Proizvodnja i primena ovog materijala u industriji cevi počela je sredinom 20. veka.

GRP, kako je skraćena ovog materijala, je kompozitni materijal koji se sastoji od matrice polimera i staklenih vlakana. Obično se koristi matrica polimera epoksi, vinilester ili poliester termostabilne smole (najčešće poliester). Smola je odgovorna za ekološku i hemijsku otpornost proizvoda, vezivno je sredstvo za staklena vlakna i definiše oblik GRP materijala. Staklena vlakna su zadužena za čvrstoću kompozitnog materijala. Vlakna mogu biti nasumično raspoređena ili pogodno orijentisana u strukturi materijala (cevi). Najčešća vrsta staklenih vlakana koja se koriste za GRP je E-staklo, koje je alumino-borosilikatno staklo. Pored pomenutog stakla, česta je primena i C-stakla koje je znatno otpornije na dejstvo kiselina. Uz smolu i staklo standardno se upotrebljava i kvarcni pesak koji predstavlja vrstu punioca, katalizatori i aditivi. Suština kombinovanja materijala jeste uzimanje najboljih osobina od svakog od njih. Plastična smola ima značajnu otpornost na pritisak, dok su staklena vlakna veoma otporna na zatezanje.

GRP materijal se proizvodi primenom nekoliko postupaka. Najčešće primenjeni postupci su namotavanje vlakana i centrifugalno livenje. Na Slika 1 je prikazan tipičan poprečni presek zida GRP cevi.



Slika 1. Tipiski strukturni presek GRP cevi

Figure 1. Typical structural section of GRP pipe

Sa Slika 1 se uočava slojevitost strukturnog preseka zida GRP cevi. Spoljašnji (1) i unutrašnji (6) sloj su veoma tanki i formiraju se od mešavine smole i stakla. Uloga ovih slojeva je zaštita cevi od uticaja fluida i okolne sredine. Pored pomenutih slojeva, u nekim aplikacijama dodatnu zaštitu pruža i granicni sloj (5) koji je formiran od seckanog stakla i smole. Spoljašnji (2) i unutrašnji strukturni (4) sloj pored smole sadrže kontinualno stakleno vlakno i seckano stakleno vlakno. Ovi slojevi su zaduženi za visoke vrednosti mehaničkih svojstava. Jezgro (3) je sastavljeno od smole, silicijumskog peska, seckanih staklenih vlakana i kontinualnih staklenih vlakana. Jezgro pored mehaničkih svojstava daje krutost strukturi cevi.

Jedna od osnovnih karakteristika GRP materijala jeste velika mehanička otpornost, naročito u poređenju sa specifičnom masom materijala. Ovaj materijal je izuzetno otporan na hemijska dejstva fluida i okolne sredine pa se može koristiti za transport najrazličitijih vrsta fluida. GRP je otporan na koroziju, UV zračenje i promene temperature, pa je pored podzemnih, česta primena ovog materijala i kod nadzemnih instalacija. Može se koristiti i kao vatrostalan materijal u aplikacijama koje zahtevaju otpornost na vatru i visoke temperature. Njegova unutrašnjost je veoma glatka što ga čini veoma efikasim kada su u pitanju hidraulički gubici pritiska prilikom tečenja fluida u cevi. U Tabela 2 su prikazane osnovne fizičke karakteristike GRP cevi.

Tabela 2. Osnovna fizička svojstva GRP materijala

Table 2. Basic physical properties of GRP material

<i>Svojstvo</i>	<i>Jed. Mere</i>	<i>Vrednost</i>
Gustina	<i>kg/m³</i>	1800-2100
Čvrstoća na zatezanje (kružna)	<i>Mpa</i>	130-700
Čvrstoća na zatezanje (aksijalna)	<i>Mpa</i>	30-60
Modul elastičnosti	<i>MPa</i>	6000-24000
Izduženje do granice kidanja	%	1,5-2
Koeficijent linearnog istezanja	<i>mm/m^{°K}</i>	0,024-0,030
Maksimalna temperatura fluida	<i>°C</i>	50
Toplotna provodljivost	<i>W/m^{°K}</i>	0,14-0,25

2.1.3 Molekularno orijentisani PVC

PVC je materijal koji se dobija se radikalnom polimerizacijom vinil-hlorida, najčešće u vodenoj suspenziji, pri 50 do 70°C i pritisku od 7-13 bara. Zvanično je otkriven 1872.g. od strane nemačkog hemičara Eugena Baumana. PVC cevi predstavljaju krutu verziju PVC materijala, a sa njihovom

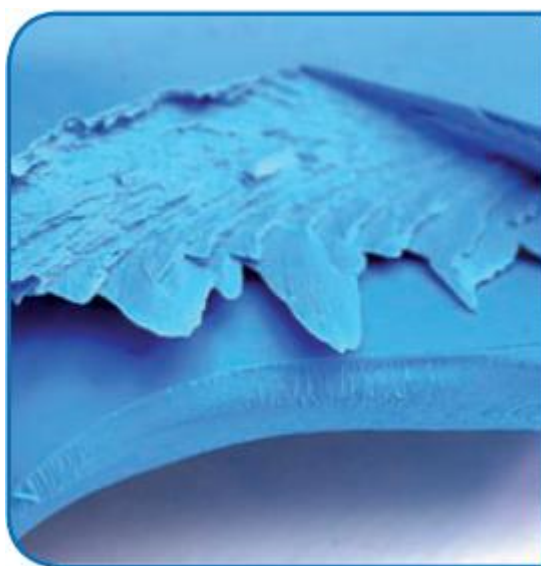
proizvodnjom se počelo još u prvoj polovini 30ih godina 20.og veka i to za potrebe izgradnje Olimpijskog kompleksa u Berlinu. Danas se standardne PVC cevi mahom koriste u kanalizacionim i drenažnim sistemima (tečenje sa slobodnom površinom), dok je ređa primena u sistemima po pritiskom.

Standardni PVC materijal je zapravo amorfni polimer u kojem su molekuli nasumično smešteni. Međutim, u određenim uslovima pritiska, temperature i brzine, rastezanjem materijala moguće je orijentisati molekule polimera u istom smeru u kojem se materijal rasteže. U zavisnosti koji se parametri procesa koriste i koja je količina rastezanja, dobiće se niži ili viši stepen orijentacije. Rezultat je PVC-O, plastika sa strukturom u slojevima koji se mogu videti na prvi pogled, a čije su mehaničke karakteristike znatno poboljšanje u odnosu na standardni PVC materijal.



Slika 2. Uticaj orijentacije molekula na polimernu strukturu

Slika 2. Influence of molecule orientation to polymer structure



Slika 3. Struktura standardnog PVC (dole) i molekularno orijentisanog PVC materijala (gore)

Slika 3. Structure of standard PVC (below) and molecularly oriented PVC material (above)

Postupak molekularne orijentacije značajno povećava fizičke i mehaničke karakteristike PVC-a i daje mu niz izvanrednih svojstava, a da pritom ne menja prednosti izvornog polimera. Na taj način se dobija plastika koja je izvanredna kada su u pitanju otpornost na trenje (spoljne i unutrašnje) i zamor materijala, izuzetne fleksibilnosti i otpornosti na udarce.

PVC-O cevi su potpuno otporne na koroziju, imaju odličnu otpornost na hemijska dejstva fluida i spoljašnje sredine i odlični su toplotni i električni izolatori. Osnovna fizička svojstva se mogu videti u Tabela 3.

Tabela 3. Osnovna fizička svojstva PVC-O materijala

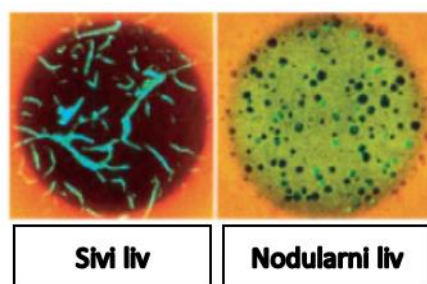
Table 3. Basic physical properties of PVC-O material

<i>Svojstvo</i>	<i>Jed. Mere</i>	<i>Vrednost</i>
Gustina	<i>kg/m³</i>	1350-1460
Čvrstoća na zatezanje (kružna)	<i>Mpa</i>	>85
Čvrstoća na zatezanje (aksijalna)	<i>Mpa</i>	>48
Modul elastičnosti	<i>MPa</i>	>4000
Tvrdoća po Shore-u na 20°C	-	81-85
Poissonov Koeficijent	-	0,35-0,41
Toplotna provodljivost	<i>W/m^{°K}</i>	0,16-0,21
Tačka omekšanja po Vicat-u	<i>°C</i>	>80
Koeficijent linearnog istezanja	<i>mm/m^{°K}</i>	0,08
Poprečni otpor na 20°C	<i>Ω/m</i>	>10 ¹⁸

2.1.4 Nodularno liveno gvožđe

Livena gvožđa su legure gvožđa sa više od 2,0% ugljenika. Livena gvožđa u osnovi imaju nisku plastičnost i relativno malu otpornost prema udaru. Koriste se zbog dobrih svojstava livenja, širokog opsega čvrstoće i tvrdoće, u većini slučajeva dobre obradivosti rezanjem. Ako je potrebno popraviti neka svojstva, livena gvožđa se dodatno legiraju. Kao pratēci legirajuēi elementi najēeēe se koriste silicijum, mangan, hrom i nikel. Zavisno od oblika ugljenika u mikrostrukturi ohlaēenog gvožđa, ono se deli na sivo (C je u obliku grafita) i belo (C je u obliku cementita) liveno gvožđe.

Nodularno (duktilno, žilavo) liveno gvožđe je poboljšana verzija sivog livenog gvožđa. Nastaje dodavanjem magnezijuma (ili Cerijuma) u rastopljeni liv neposredno pred izlivanje. Na taj naēin se omogućuje izdvajanje grafita u obliku nodula (kuglica), umesto u obliku listiēa ili pahuljica kako je sluēaj kod sivog liva. Nodularni liv ima znatno veēu ēvrstoēu i žilavost od sivog liva, što je posledica izdvojenog grafita u obliku nodula i smanjenog sadržaj sumpora i fosfora.



Slika 4. Struktura sivog i nodularnog livenog gvožđa

Slika 4. Structure of of gray and nodular cast iron

Gvozdene cevi od sivog liva se koriste već 200 godina. Zbog svojih nedostataka, poslednjih decenija je proizvodnja ovih cevi potisnuta, a umesto njih u ekspanziji je proizvodnje cevovoda od nodularnog liva.

Osnovne karakteristike cevovoda od nodularnog liva (duktila) jesu izuetna mehaniēka svojstva (zatezna ēvrstoēa, otpornost na unutrašnji pritisak i vakum, spoljašnje optereēenje i udarce) daleko iznad svih platiēnih cevovoda, što im daje veliku pouzdanost. Iako su cevi od duktila veoma otpornije na koroziju od cevovoda izraēenih od sivog liva, da bi se zaštitile u potpunosti od ove pojave koriste

se postupak galvanizacije u kome se dodaje metalizirani cink ili aluminijum, premazuju se bitumeskim premazima ili se oblažu polietilenskim, polipropilenskim ili poliuretanskim zaštitnim slojem. Sa unutrašnje strane, cevi se oblažu slojem cementnog maltera koji ih štiti od korozije i u isto vreme smanjuje hrapavost površine u dodiru sa vodom.



Slika 5. Tipični strukturni presek duktilne gvozdene cevi

Figure 5. Typical structural section of ductile iron pipe

Nepovoljnost kod instaliranja cevovoda od livenog gvožđa jeste velika elektroprovodljivost. Osnovna fizička svojstva cevovoda od nodularnog liva su prikazana u tabeli Tabela 4.

Tabela 4. Osnovna fizička svojstva nodularnog livenog gvožđa

Table 4. Basic physical properties of nodular cast iron

<i>Svojstvo</i>	<i>Jed. Mere</i>	<i>Vrednost</i>
Gustina (samo liv, bez zaštitnih slojeva)	<i>kg/m³</i>	7100-7250
Čvrstoća na zatezanje (granica razvlačenja)	<i>MPa</i>	270-420
Čvrstoća na pritisak	<i>MPa</i>	2970
Izduženje do granice kidanja	<i>%</i>	5÷10
Modul elastičnosti	<i>GPa</i>	165-180
Tvrdoća	<i>MPa</i>	1150-3200
Poissonov Koeficijent	-	0,27-0,28
Toplotna provodljivost	<i>W/m^{°K}</i>	36
Temperatura topljenja	<i>°C</i>	1130-1250
Koeficijent linearnog istezanja	<i>mm/m^{°K}</i>	0,011
Poprečni otpor na 20°C	<i>Ω/m</i>	49-56x10 ⁻⁸

2.1.5 Čelik

Čelik je po definiciji legura gvožđa i ugljenika sa sadržajem ugljenika manjim od 2,1%. Ovaj materijal se koristi od davnina u različitim sferama života. Osnovna prednost ovog materijala u odnosu na sve druge od kojih se vrši konvencionalna proizvodnja cevi jesu značajno veće mehaničke otpornosti.

Prilikom proizvodnje, postizanje željenih mehaničkih svojstava zavisi o tri međusobno povezana faktora: hemijskog sastava (kombinacija legirajućih elemenata), plastične prerade i termičke obrade. Prema proizvodnom procesu razlikuju se dve vrste čeličnih cevi:

- Bešavne cevi koje se proizvode od valjanog čelika
- Šavne cevi koje se proizvode uzdužnim ili spiralnim varenjem

Osnovna karakteristika čelika jeste izuzetna čvrstoća (otpornost na lom i elastičnost). Zbog svojih mehaničkih karakteristika, čelik se naročito koristi u sistemima sa značajno velikim pritiscima i u uslovima koji zahtevaju značajne otpore dinamičkim uticajima i savijanjima.

Najveća mana čeličnih cevovoda jeste osetljivost na hemijske i elektrolitičke uticaje, odnosno na pojavu korozije. Kako bi se pojava korozije izbegla, čelične cevi se premazuju zatitnim premazima na bitumenskoj, cementnoj ili plastičnoj osnovi i vrši se katodna zaštita cevi. Osnovna fizička svojstva čeličnih cevovoda su prikazana u tabeli Tabela 5.

Tabela 5. Osnovna fizička svojstva čelika

Table 5. Basic physical properties of steel

<i>Svojstvo</i>	<i>Jed. Mere</i>	<i>Vrednost</i>
Gustina (samo liv, bez zaštitnih slojeva)	kg/m ³	7850-8000
Čvrstoća na zatezanje (granica razvlačenja)	MPa	250
Izduženje do granice kidanja	%	21
Modul elastičnosti	GPa	200-207
Tvrdoća (Brinell)	-	131
Poissonov Koeficijent	-	0,28-0,30
Toplotna provodljivost	W/m ^{°K}	54
Temperatura topljenja	°C	1371-1540
Koeficijent linearnog istezanja	mm/m ^{°K}	0,015
Poprečni otpor na 20°C	Ω/m	14x10 ⁻⁸

2.2 Hidraulički kapacitet cevovoda

Hidraulički kapacitet cevovoda je definisan površinom unutrašnjeg poprečnog preseka cevi i koeficijentom koji reprezentuje hrapavost, tj otpore duž cevi. Izvođenjem elementarnih hidrauličkih jednačina može se uočiti da je proticaj u cevovodu Q , koji zavisi od karakteristika cevovoda, proporcionalan unutrašnjem prečniku cevi d stepenovanom na vrednost 8/3 i obrnuto proporcionalan Manningovom koeficijentu trenja n :

$$Q = f \left(\frac{d^{8/3}}{n} \right) \quad (1)$$

Ovo znači da je neophodno svesti različite cevne materijale različitih dimenzija na hidraulički parametar $d^{8/3}/n$ kako bi se mogla izvršiti realna komparacija njihovih hidrauličkih kapaciteta.

2.2.1 Komparacija nominalnih i unutrašnjih prečnica cevovoda

U proizvodnji cevnog materijala postoje standardne oznake za određene veličine otvora cevovoda koje se nazivaju nominalnim prečnicima – DN. Zavisno od materijala, nominalni prečnik može označavati spoljni prečnik (HDPE, PVC-0), unutrašnji prečnik ili dimenziju koja je približna jednoj ili obema pomenutim veličinama.

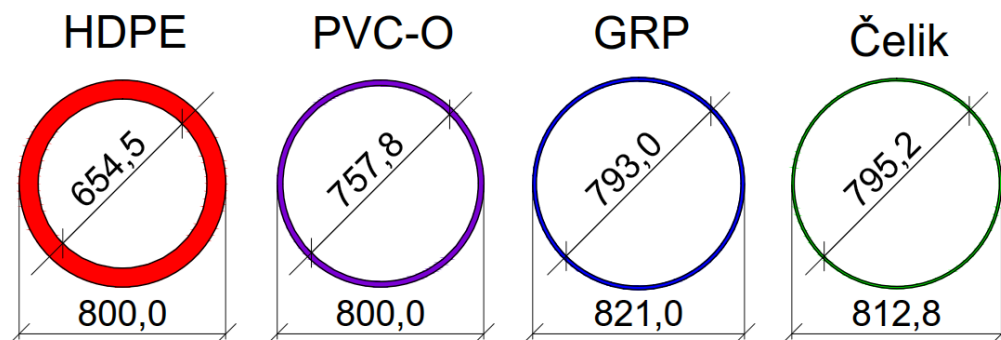
U konvencionalnoj proizvodnji HDPE cevovoda nominalni prečnik (DN) označava spoljašnju dimenziju cevi (OD – Outer Diameter). Na tržištu se najčešće mogu naći cevovodi sa nominalnim prečnikom počev već od 16 mm, pa sve do DN≤630÷800 mm. Pojedini proizvođači raspolažu sa cevima nominalnih prečnika do 1200 mm, a po porudžbini se mogu naručiti i veći. Treba napomenuti da se kod HDPE cevovoda povećanje mehaničkih svojstava cevi postiže povećanjem debljine zida.

Ovo za posledicu ima da je u velikom broju slučajeva razlika između nominalnog (spoljašnjeg) i unutrašnjeg prečnika značajna. Odnos nominalnog (spoljašnjeg) prečnika i debljine zida je izražen koeficijentom SDR (Standard Dimension Ratio). SDR koeficijent je jedinstven za sve nominalne prečnike unutar jedne klase pritiska PN. Na primer, za PN6 koeficijent SDR iznosi cca 27,6, za PN10 on je približno 17, za PN16 približno 11, dok je za cevovode klase pritiska PN20, SDR jednak 9.

Kada govorimo o GRP cevovodima, konvencionalna proizvodnja podrazumeva nominalne prečnike u rasponu od 100 (50) mm, pa sve do 4000 mm. Kod GRP cevovoda, nominalni prečnik približno odgovara unutrašnjem prečniku cevi (razlike su obične nekoliko mm). Debljina cevovoda nije značajna u odnosu na nominalni prečnik i nema značajnih povećanja debljine zida sa porastom prečnika i/ili klase pritiska.

PVC-O cevovodi su relativno novi na domaćem tržištu. Kod ovih cevovoda, kao i kod HDPE, oznaka DN se odnosi na spoljni prečnik. Prema katalogskoj ponudi španske kompanije „MOLECOR Tecnologia“, ovi cevovodi su dostupni za nominalne prečnike manje ili jednake 1200 mm. Iako debljina zida raste sa povećanjem DN i PN, ova pojava nije tako izražena kao kod HDPE cevovoda. Ovo za rezultat ima da su unutrašnji prečnici PVC-O cevovoda značajno veći od unutrašnjih prečnika HDPE cevovoda istih DN i PN.

Nominalni prečnici čeličnih cevovoda označavaju zaokruženu približnu vrednost spoljnog prečnika. Čelični cevovodi se proizvode sa tipskim vrednostima spoljašnjeg prečnika (npr. za DN150, OD iznosi 159 mm; za DN500, OD iznosi 508 mm). Konvencionalna proizvodnja čeličnih cevi za potrebe hidrotehnike uglavnom podrazumeva cevovode nominalnih prečnika manjih od 600 mm. Cevi sa većim prečnicima se mogu raditi po porudžbini. Debljine zidova se mogu dobiti proračunom i usvojiti prema proizvodnom katalogu. S obzirom na male potrebne debljine zida cevi, unutrašnji prečnici ne odstupaju znatno od vrednosti DN.



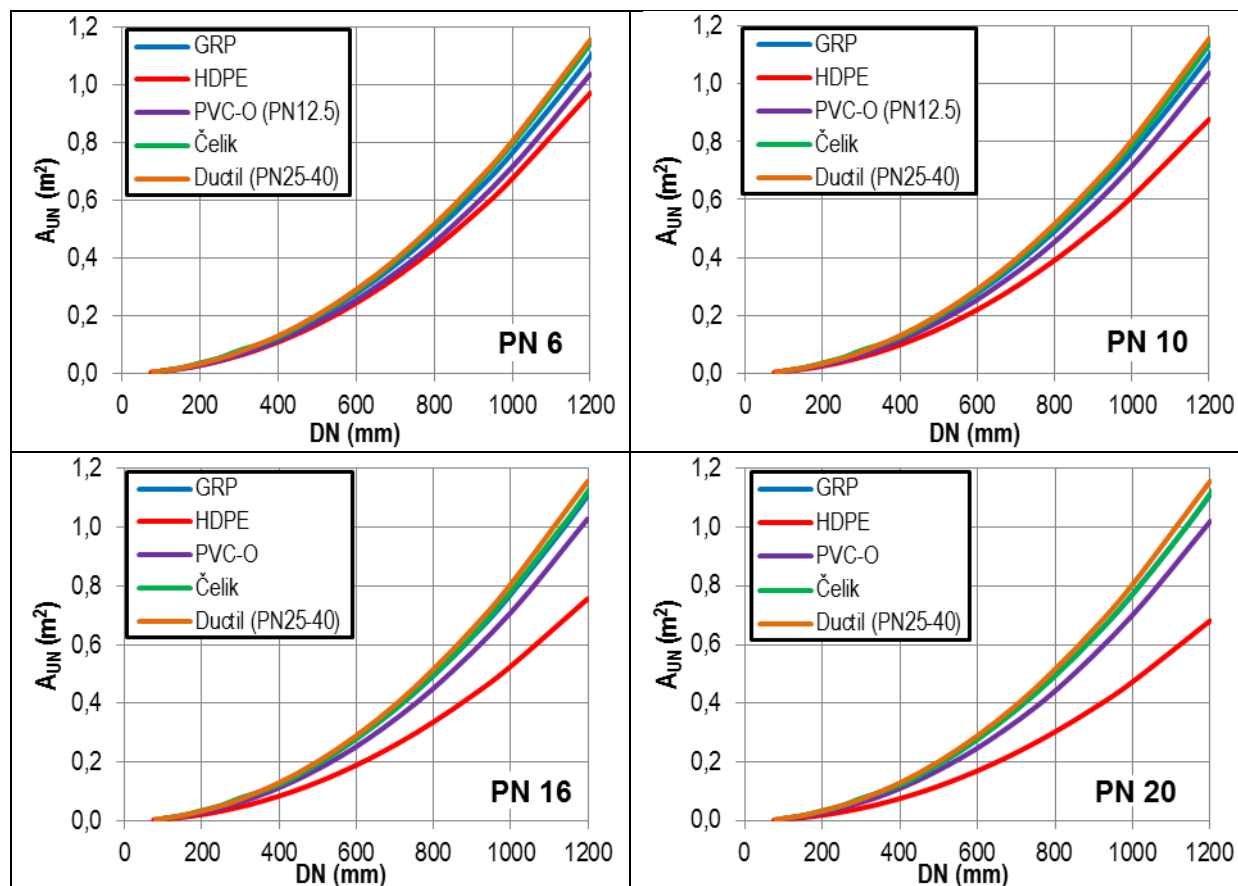
Slika 6. Dimenzije unutrašnjih i spoljašnjih prečnika (mm) cevovoda DN800/PN16 za različite cevne materijale

Figure 6. Inner and outer diameter dimensions (mm) of DN800 / PN16 pipes for different pipe materials

Cevi od nodularnog liva se proizvode uglavnom u rasponu nominalnih prečnika od 50 do 800 (1200) mm. Kao i kod nekih drugih, cevi većeg prečnika mogu biti izrađene po porudžbini. Nominalni prečnikom su označene približne vrednosti unutrašnjih prečnika cevi, ali s obzirom na male debljine zidova, one često ne odstupaju mnogo ni u odnosu na spoljašnje (ugradbene) prečnike cevovoda. S obzirom na kvalitet i mehanička svojstva cevi od nodularnog liva, proizvodni program uglavnom podrazumeva samo cevovode klase pritiska većih od 25 bari.

Na Slika 6 se mogu videti razlike u unutrašnjim prečnicima cevovoda DN800 / PN16 za različite cevne materijale. Dimenzije se mogu neznatno razlikovati u zavisnosti od proizvođača. Sa Slika 6 se jasno uočava velika mana HDPE cevovoda, a to je da cevovodi proizvedeni od ovog materijala svoje mehaničke sposobnosti postižu značajnim debljinama zida cevi. Inovativna tehnologija proizvodnje PVC-O cevovoda doprinosi da mehaničke karakteristike cevovoda ne zavise previše od debljine zidova cevi, iako je primetno povećanje debljine cevovoda sa porastom DN i PN. Tehnologija proizvodnje GRP cevovoda je takva da mehaničke sposobnosti ne zavise previše od

debljine cevovoda. Povećanje mehaničkih sposobnosti kod GRP cevovoda se postiže povećanjem sadržaja staklenih vlakana unutar strukture zida cevi. Čelik sa svojim izuzetnim mehaničkim karakteristikama omogućava izuzetno tanke zidove cevi i pri većim DN i PN.



Slika 7. Zavisnost površine unutrašnjeg poprečnog preseka cevi od vrste materijala, DN i PN

Figure 7. Area of the pipe's inner cross section in a function of the material type, DN and PN

Sa Slika 7 se može uočiti da u istoj klasi pritiska, sa porastom nominalnog prečnika dolazi do porasta odstupanja između efektivnih površina poprečnih preseka HDPE i drugih cevovoda. Ova odstupanja su značajnija sa porastom klase pritiska cevovoda. Duktilni cevovodi (nodularni liv) su nezavisni od klase pritiska jer njihova konvencionalna proizvodnja podrazumeva cevovode jedne klase pritiska koja zavisi od prečnika varira između PN25 i PN50, a ponekad i više. Porast DN i PN nema apsolutno veliki značaj na redukciju površine efektivnog poprečnog preseka čeličnih i GRP cevovoda. Kod PVC-O cevovoda, redukcija efektivne površine poprečnog preseka postoji ali ona nije ni približno značajna kao kod HDPE cevovoda. Važno je napomenuti da je trenutno na domaćem tržištu minimalna klasa pritiska PVC-O cevovoda koja je dostupna jednaka PN12,5.

2.2.2 Komparacija Maningovih koeficijenata trenja

Jedna od najbitnijih karakteristika proizvedenog cevovodnog materijala jeste hrapavost unutrašnje strane zida cevi, koja direktno utiče na kapacitet cevovoda. Različiti proizvođači u svojim specifikacijama daju različite parametre koji reprezentuju ovu karakteristiku. Najčešći reprezent hrapavosti cevovoda jeste apsolutna hrapavost k , izražena u milimetrima. Pored ovog parametra, kao reprezent hrapavosti u specifikacijama proizvođača pojavljuju se Maningov koeficijent trenja n i

Hazen-Vilijamsova konstanta C . U Tabela 6 su prikazane apsolutne hrapavosti k za nove cevi, definisane od strane proizvođača.

Tabela 6. Apsolutna hrapavost k za različite materijale

Table 6. Absolute roughness k for different materials

Materijal	HDPE	GRP	PVC-O	Čelik	Duktil*
k (mm)	0,005-0,010	0,01-0,03	0,006-0,012	0,05-0,1	0,01-0,05

* hrapavost duktilnih cevi reprezentuje sloj cementnog morta sa unutrašnje strane cevi

Iz prikazanih vrednosti parametra k se mogu videti neki relativni odnosi hrapavosti pojedinih materijala. Međutim, ove vrednosti važe za nove cevi i ne uzimaju u obzir neravnine kao što su ispupčenja na spojnica cevi. Tokom eksploatacije dolazi do erodiranja unutrašnje površine cevi usled abrazije i hemijskog dejstva fluida unutar cevi. Ovo za posledicu ima povećanje prikazanih vrednosti apsolutne hrapavosti u cevi, ne računajući spojnice. Treba napomenuti da su plastične cevi otpornije od legura gvožđa kada su u pitanju abrazija i hemijsko dejstvo vode, pa samim tim imaju manje degradacije glatkoće tokom vremena.

Kako bi se realno sagledali eksploatacioni uslovi i izvršila komparacija hidrauličkog kapaciteta između cevi izrađenih od različitih cevni materijala, za svaki cevni materijal definisani su Maningovi koeficijenti trenja (otpora) – n . Ovi koeficijenti se odnose na eksploatacione karakteristike i definisani su na osnovu preporuka proizvođača, iskustva i aproksimativne zavisnosti Maningovog koeficijenta n od apsolutne hrapavosti k za oblast turbulentnog strujanja [3]:

$$n = \frac{k^{1/6}}{26} \quad (2)$$

Tabela 7. Maningov koeficijenti hrapavost n za različite materijale

Table 7. Manning roughness coefficients n for different materials

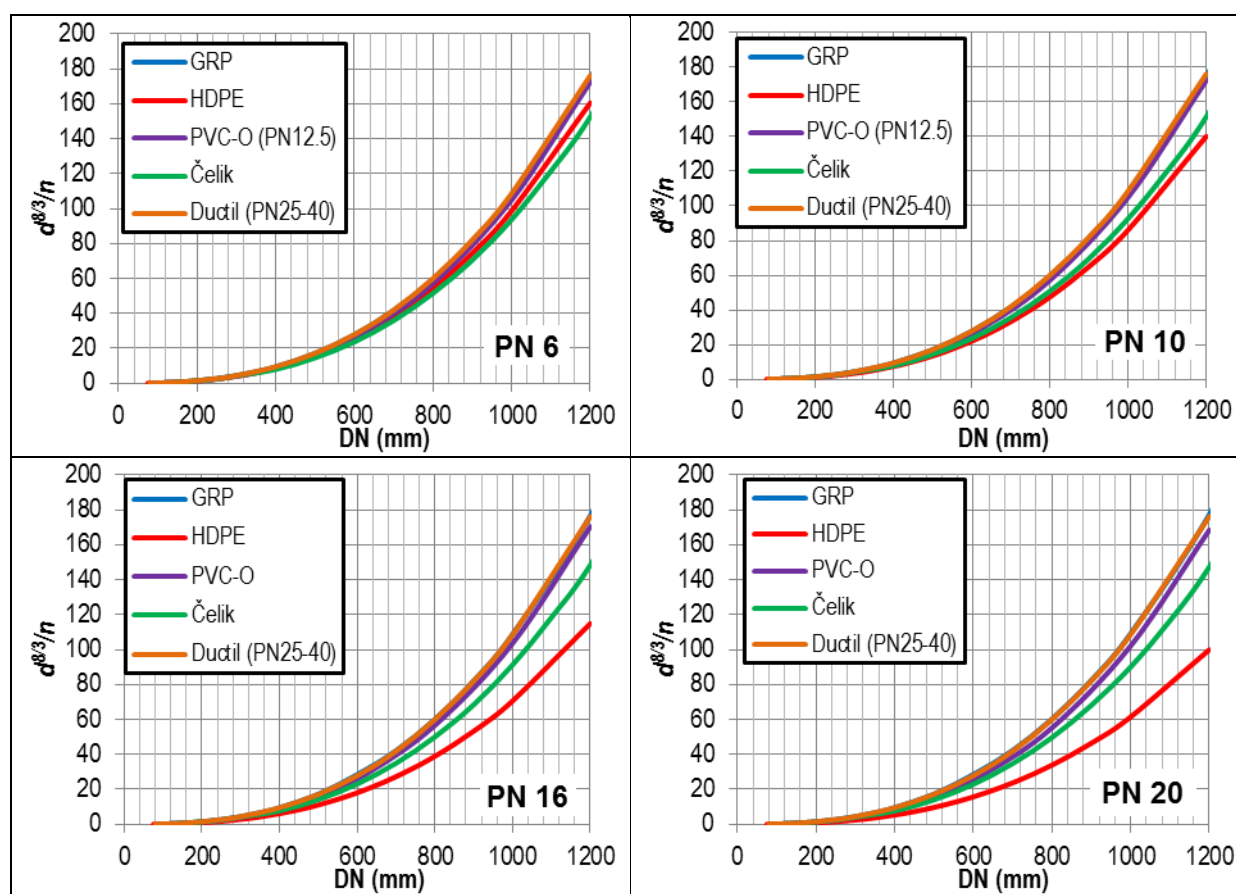
Materijal	HDPE	GRP	PVC-O	Čelik	Duktil*
n (m ^{-1/3} s)	0,0083	0,0090	0,0084	0,0108	0,0095

* hrapavost duktilnih cevi reprezentuje sloj cementnog morta sa unutrašnje strane cevi

Bitno je napomenuti da su u jednačini (2) korišćene apsolutne hrapavosti koje prema literaturi i iskustvu odgovaraju eksploatacionom stanju cevovoda, a ne karakteristikama novih pojedinačnih cevi. U Tabela 7 su prikazani približni Maningovi koeficijenti hrapavosti korišćenji u daljim analizama.

2.2.3 Komparacija hidrauličkog kapaciteta

Komparacija hidrauličkog kapaciteta cevovoda je izvršena komparacijom hidrauličkog parametra $d^{8/3}/n$. Na Slika 8 su prikazane vrednosti zavisnosti pomenutog hidrauličkog parametra zavisno od tipa cevi, nominalnog prečnika i klase pritiska cevni materijala.



Slika 8. Zavisnost hidrauličkog parametra $d^{8/3}/n$ od vrste materijala, DN i PN

Figure 8. Relation of hydraulic parameter $d^{8/3}/n$ with material type, DN and PN

Poređenjem Slika 7 i Slika 8 može se sagledati uticaj hrapavosti na hidraulički kapacitet cevovoda. Može se uočiti da je kapacitet čeličnog cevovoda u celom rasponu nominalnih prečnika manji od kapaciteta HDPE cevovoda za cevovode klase pritiska PN6, iako su odgovarajući unutrašnji prečnici čeličnih cevovoda veći. Kako PN raste, smanjuje se unutrašnji prečnik HDPE cevovoda, koji je ipak dominantni činilac razmatranog hidrauličkog parametra $d^{8/3}/n$. U svim razmatranim klasama pritiska najveće kapacitete po nominalnim prečnicima poseduju GRP i duktilne cevi. Što se tiče PVC-O cevovoda, njihovi kapaciteti po DN ne zaostaju znatno za pomenutim GRP i duktilnim cevovodima. Razlog tome je racionalna debljina zida i velika glatkoća njegove površine.

2.3 Unutrašnji pritisak vode i spoljašnje opterećenje

Otpornost na unutrašnji pritisak vode i na spoljašnje opterećenje su često glavni faktori koji određuju vrstu materijala cevovoda koji će se ugraditi u određeni sistem.

2.3.1 Otpornost na unutrašnji pritisak vode

Otpornost na unutrašnji pritisak vode ili drugog fluida se definiše klasom pritiska PN, odnosno nominalnim pritiskom (Pressure Nominale). Broj iza oznake PN označava najveći dozvoljeni pritisak izražen u barima (1 bar=1 atmosfera=10 mvs=10.000 Pa) kojim fluid može dejstvovati na unutrašnji zid cevi, kontinualno u normalnim radnim uslovima. Prilikom proizvodnje cevi postoje i određeni koeficijenti sigurnosti koji predstavljaju odnos maksimalnog pritiska koji cev u eksploatacionim uslovima može izdržati i nominalnog pritiska PN (Tabela 8).

Tabela 8. Koeficijenti sigurnosti n za različite materijale

Table 8. Manning roughness coefficients n for different materials

Materijal	HDPE	GRP	PVC-O	Čelik*	Duktil
K	1,25	1,4	1,4	min 1,0	3,0

* Zavisno od načina dimenzionisanja cevovoda

Konvencionalne klase pritiska koje se najčešće nalaze u proizvodnim asortimanima fabrika su PN6, PN10, PN16, PN20, PN25, PN32 i PN40. Pored navedenih, često se sreću i cevni materijali sa oznakama PN4, PN8, PN12,5, PN50, pa i oni sa većim klasama pritiska za pojedine proizvodne materijale.

HDPE cevovodi se proizvode najčešće u klasama pritiska do PN32. Zbog velike potrebne debljine zidova, za nominalne prečnike koji su veći od DN400, retko se mogu sresti proizvodi klase pritiska veće od PN20.

GRP cevovodi imaju širok raspon nominalnih pritisaka i prečnika. Do klase pritiska PN32 mogu se naći cevi nominalnih prečnika do 1600 mm. Najveći nominalni prečnici (do DN4000) se uglavnom proizvode u klasama pritiska PN16 ili manje.

PVC-O cevi su na našem tržištu trenutno dostupne do nominalnih pritisaka PN25 i to za cevi sa $DN \leq 800$ mm. Cevovodi DN1200 imaju najveću klasu pritiska PN16.

Duktilni cevovodi se proizvode u jedinstvenim klasama pritiska. Uglavnom cevi sa $DN \leq 400$ mm pripadaju klasi pritiska PN40 (ili PN50). Za cevovode nešto većih prečnika, tipa do DN600 (eventualno DN800) standardne klase pritiska iznose PN30. Za najveće prečnike sprovedna klasa pritiska je uglavnom PN25, eventualno PN20.

Čelični cevovodi se dimenzionišu prema konkretnim zahtevima. Kod njih se bira debljina zida koja je u skladu sa maksimalnim pritiskom koji se može javiti u cevovodu [1].

Još jedna od bitnih pojava vezana za otpornost na dejstvo unutrašnjeg pritiska fluida jeste hidraulički udar. Prilikom hidrauličkog pritiska može doći do pojave nadpritiska koji prevazilazi maksimalne pritiske koje cev može izdržati shodno svojim koeficijentima sigurnosti. Vrednost natpritiska Δp je shodno jednačini Žukovskog (3) [2] direktno proporcionalna vrednosti brzine širenja elastičnog talasa a u materijalu od kojeg je napravljena cev.

$$\Delta p = \frac{a \times \Delta v}{g} [mvs] \quad (3)$$

gde je g - gravitaciona brzina, a Δv - promena brzine kretanja fluida u cevi.

Vrednost brzine širenja elastičnog talasa a se dobija na osnovu jednačine (4) [2] :

$$a = \frac{1425}{\left(1 + \frac{K}{E} \times \frac{ID}{s_{min}}\right)} [m/s] \quad (4)$$

gde su K – zapreminski modul elastičnosti vode, E – modul elastičnosti materijala od kojeg je napravljena cev, ID – spoljašnji prečnik razmatranog cevovoda, s_{min} – minimalna debljina zida cevi.

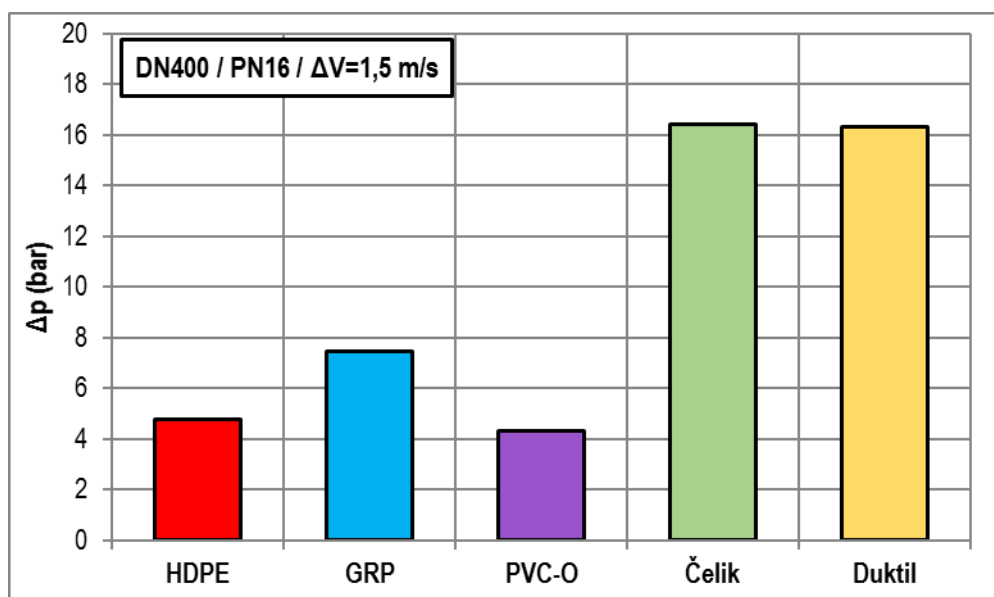
Korišćenjem reprezentativnih vrednosti promenljivih iz jednačine (4) za cevi PN16, sračunate su refrentne vrednosti brzine širenja elastičnog talasa (Tabela 9). Ova vrednost je najmanja za cevovode izrađene od PVC-O materijala i iznosi oko 282 m/s (nezatne razlike između z različite nominalne prečnike). Nešto veću vrednost parametra a imaju cevi od HDPE materijala i ova vrednost iznosi cca 313 m/s, nezavisno od nominalnog prečnika. Kada su u pitanju GRP cevovodi, sračunata vrednost paramtera a se kreće u rasponu od 478,2 do 543,8 m/s. Najveće vrednosti brzine širenja elastičnog talasa imaju čelični i duktilno liveni cevovodi. Kod ovih cevovoda predmetni parametar varira oko vrednosti 1000 m/s (uglavnom ispod 1100 m/s).

Tabela 9. Vrednosti brzine širenja elastičnog talasa za cevi klase pritiska PN16

Table 9. Elastic wave propagation velocity values for PN16 pressure class pipes

Materijal	HDPE	GRP	PVC-O	Čelik	Duktil
DN250	313,1	543,8	282,6	1092,9	1128,3
DN400	313,1	488,8	282,6	1073,8	1065,6
DN800	313,1	478,2	281,0	1015,6	995,8

Kako bi se pokazao red veličine natpritiska koji se javlja u cevovodima PN16, korišćenjem jednačine (3) i sa vrednostima brzine a za DN400 sračunate su vrednosti natpritiska koji se javlja pri trenutnom zatvaranju cevovoda u kome se voda kreće brzinom 1,5 m/s (Slika 9).



Slika 9. Vrednosti natpritiska pri trenutnom zatvaranju cevovoda DN400/PN16 i brzini vode 1,5 m/s

Figure 9. Overpressure values during instant closing of DN400 / PN16 pipeline at water speed 1.5 m/s

Sa Slika 9 se uočava da su vrednosti natpritiska u čeličnom i duktilnom cevovodu reda veličine radnog pritiska. Treba napomenuti da je nominalni pritisak duktilne cevi DN400 zapravo PN40 što govori o većoj debljini cevi koja indukuje veću brzinu širenja talasa, a samim tim i natpritisak. Najmanji natpritisak u cevi se javlja u PVC-O cevovodima - 4,32 bara što odgovara oko 27% vrednosti nominalnog pritiska. Nešto veći natpritisak se javlja kod HDPE cevovoda – 4,8 bari što odgovara cca 30% nominalnog pritiska. U GRP cevima prilikom hidrauličkog udara dolazi do pojave natpritiska koji je u slučaju PN16 nešto manji od 47% nominalnog pritiska.

2.3.2 Otpornost na spoljašnje opterećenje

Otpornost na spoljašnje opterećenje se iskazuje preko krutosti cevi, odnosno njene sposobnosti da preuzme temeno opterećenje najčešće od zemlje i/ili saobraćaja. Krutost cevi se najčešće izražava pomoću koeficijenta/oznake SN koji se deklariše kao obodna krutost cevi (ring nominal stiffness). Krutost cevi je proizvod modula elastičnosti prstenastog savijanja materijala zida cevi i momenta inercije jedinice dužine cevi (5) [4].

$$SN = \frac{E \times I}{(OD - s)^3} = \frac{E \times s^3}{12 \times (OD - s)^3} [N / m^2] \quad (5)$$

gde su E – modul elastičnosti materijala, s – debljina zida cevi, OD – spoljni prečnik cevi.



Slika 10. Izgled aparature za testiranja obodne krutosti SN

Figure 10. Appearance of the apparatus for testing the ring stiffness SN

Proizvođači HDPE punozidnih cevovoda obično ne ističu ovu karakteristiku kao osnovnu kada su u pitanju karakteristike cevi. Vrednost SN je u direktnoj vezi odnosa nominalnog (spoljnog prečnika) i debljine zida cevi. S obzirom da cevi svih dijametara unutar jedne klase pritiska imaju isti pomenuti odnos, tako im je ista vrednost SN. Proračunska vrednost SN varira zavisno od karakteristika osnovnog materijala (modul elastičnosti). U Tabela 10 su prikazani rasponi proračunske vrednosti SN za HDPE cevi zavisno od PN, odnosno koeficijenta SDR.

Tabela 10. Vrednosti SN zavisno od PN kod HDPE cevi

Table 10. SN values in a function of PN of HDPE pipes

PN	6	10	16	20
<i>minSN (kN/m²)</i>	3,7	14,2	58,3	113,9
<i>maxSN (kN/m²)</i>	6,4	24,4	100,0	195,3

Iz Tabela 10 se vidi da su sa povećanjem klase pritiska, odnosno debljine zida HDPE cevi, značajno veće obodne krutosti cevovoda.

Kada je u pitanju obodna krutost GRP cevovoda, ona predstavlja deo asortimana serijske proizvodnje. GRP cevi, nezavisno od PN se obično proizvode sa obodnim krutostima 1250, 2500, 5.000 i 10.000 N/m². Po porudžbini se izrađuju i cevi obodne krutosti 20.000 N/m² ili druge.

PVC-O cevovodi imaju definisane debljine zidova i obodne krutosti SN za svaku od nominalnih klasa pritiska PN. Zavisnost parametra SN od PN je prikazana u Tabela 11.

Poređenjem tabela 10 i 11 se može uočiti da HDPE cevi imaju znatno veće obodne krutosti u odnosu na PVC-O cevi iste nominalne klase pritiska. Razlog ovome jeste što i pored boljih mehaničkih svojstava PVC-O cevi (modul elastičnosti) debljina zida HDPE cevovoda je značajno veća

nego kod PVC-O cevodova. Ipak, vrednosti SN za PVC-O cevi su sasvim dovoljne kada je u pitanju instalacija cevodova u zemljištu sa konvencionalnim dubinama ukopavanja (<3÷4 m dubine) i opterećenjem od drumskog saobraćaja.

Tabela 11. Vrednosti SN zavisno od PN kod PVC-O cevi

Table 11. SN values in a function of PN of PVC-O pipes

PN	12,5	16	20	25
<i>minSN (kN/m²)</i>	5,0	7,0	11,0	20,0

Značajne vrednosti modula elastičnosti čelika i nodularnog liva doprinose velikim obodnim krutostima cevodova napravljenih od ovih materijala. Dimenzionisanje čeličnih cevodova prema unutrašnjim prečnicima nekad ima za posledicu previše male debljine zidova, sa kojima se i pored velikih vrednosti modula elastičnosti postižu relativno male vrednosti obodne krutosti. U tabeli 12 su prikazane zavisnosti obodnih krutosti SN čeličnih i duktilnih cevodova DN400 i DN800 zavisno od PN. Debljine zidova čeličnih cevodova su dimenzionisane prema unutrašnjem pritisku (probni) primenom kotlovske formule i dodavanjem sigurnosnih 2 mm zbog potencijalne korozije. Usvojeni materijal je čelik Č0361, a vrednosti debljine zidova su usvojene na osnovu proizvodnih kataloga. Duktilni cevodovi su nepromenljivi u datom opsegu PN jer im je stvarna vrednost PN veća.

Tabela 12. Vrednosti SN zavisno od PN za čelične i duktilne cevi

Table 12. SN values in a function of PN of steel and ductil iron pipes

Materijal / PN	SN (kN/m ²)			
	6	10	16	20
Čelik DN400	12,2	16,8	46,6	66,7
Čelik DN800	2,9	8,1	22,4	33,0
Duktil DN400	54,6	54,6	54,6	54,6
Duktil DN800	23,0	23,0	23,0	23,0

Tabela 12 pokazuje da čelični cevodovi dimenzionisani na male unutrašnje pritiske (PN6) nemaju značajne vrednosti obodne krutosti (ali ne i beznačajne). Sa porastom PN i debljine zida logično raste krutost cevi, dok sa povećanjem nominalnog prečnika vrednosti SN opadaju.

2.4 Transport, ugradnja i eksploatacioni vek cevodova

2.4.1 Transport cevi

Na cenu ugrađenog cevodova može uticati cena transporta cevi od mesta proizvodnje do gradilišta. Ovo u mnogome zavisi od razdaljine između mesta proizvodnje i gradilišta, dostupnih vidova transporta (drumski, železnički, brodski) ali i od dimenzija i načina pakovanja cevi.

HDPE cevodovi manjih prečnika (DN<110mm) se zbog svoje savitljivosti mogu pakovati na koturovima na koje staje 50-100 m cevi, zavisno od DN. Veći DN od 110 mm zahtevaju proizvodnju i pakovanje u šipkama dužina 6-12 m.

GRP cevodovi se proizvode u šipkama dužina 3, 6 i 12 m, dok pojedini proizvođači pružaju mogućnost proizvodnje šipki dužina do 18 m. Velika pogodnost GRP cevodova je mogućnost transporta cevodova različitih nominalnih prečnika jedan u drugome (Slika 11). Ovo može bitno da utiče na cenu transporta cevodova kod mrežnih sistema koji imaju veći broj projektovanih nominalnih prečnika u sklopu jedne lokacije.



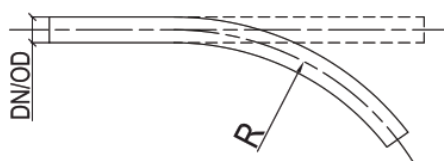
Slika 11. Pakovanje GRP cevodova različitih nominalnih prečnika

Figure 11. Packing of different nominal diameters GRP pipes

PVC-O cevi se proizvode u šipkama približne dužine 6 m, kao i većina duktilnih cevi kod kojih je prisutna i proizvodna dužina 3 m. Čelične cevi pored pomenute dimenzije mogu se proizvoditi i transportovati u dužinama od 12 m.

2.4.2 Trasiranje i ukopavanje cevodova

Jedan od najzahtevnijih projektantskih zadataka jeste definisanje trase cevodova. Trasa po pravilu mora biti što kraća kako bi se minimizirali hidraulički gubici. Pritom treba voditi računa o što manjem broju horizontalnih i vertikalnih preloma trase koji uglavnom iziskuju izgradnju anker blova za stabilizaciju krivina. Cilj trasiranja je da niveleta cevodova u što većoj meri prati liniju terena kako bi se minimizirao obim zemljanih radova, a da s druge strane takva niveleta ne zahteva ugradnju velikog broja vazušnih ventila i ispusta na lokalno najvišim i najnižim delovima cevodova.



Slika 12. Krivljenje trase HDPE cevodova

Figure 12. Bending of HDPE pipeline route

HDPE cevodovi su verovatno najzahvalniji za trasiranje. Cevi se najčešće spajaju zavarivanjem u kontinualnu cev. Zahvaljujući svojim mehaničkim karakteristikama, ove cevodove je moguće kriviti do određenog stepena bez upotrebe fazonskih komada (Slika 12). Najveći dozvoljeni radijus krivine je obično $20 \times \text{DN(OD)}$, osim za cevodove sa tanjim zida (PN6) kod kojih je neophodno da radijus krivine bude veći ili jednak $30 \times \text{DN(OD)}$.

Pored HDPE cevodova, PVC-O cevodovi imaju nešto manju mogućnost savijanja samih cevi radi postizanja veće zakrivljenosti trase. Uz krivljenje cevi, na svakoj spojnici, odnosno na rastojanju od cca 6 m moguće je izvršiti defleksiju pravca trase za 2° , nezavisno od nominalnog prečnika cevodova.



Slika 13. Krivljenje trase PVC-O cevovoda na spojnica

Figure 13. Bending of PVC-O pipeline route using joint deflection

GRP cevovodi takođe imaju mogućnost preloma trase u spojnica. Za manje DN i PN su dozvoljeni veći stepeni defleksije. Tako za cevovode $PN \leq 16$ bari, najčešće sretane granične vrednosti ugla defleksije (α) su zavisno od DN prikazane u Tabela 13.

Tabela 13. Uobičajene vrednosti ugla defleksije na spojnica GRP cevovoda

Table 13. Common values of deflection angle at GRP pipeline joints

DN (mm)	≤ 500	$500 < DN \leq 900$	$900 < DN \leq 1800$	> 1800
α (°)	3	2	1	0,5

Slično GRP cevovodima, moguće su promene pravca trase cevovoda na mestu spojnica, zavisno od tipa spojnice koja se koristi i proizvođača. Za cevovode manjih DN moguće su vrednosti promene pravca na spojnica i za 5° . Kako rastu vrednosti DN, tako opada mogući ugao defleksije, pa je za najveće vrednosti DN (oko DN1000) na spojnica moguća promena pravca za manje od 1° .

Čelični cevovodi mogu imati fleksibilne nastavke kao i duktilni, ali se češće nastavljaju zavarivanjem.

Što se tiče ukopavanja cevovoda, ono zavisi od više faktora, među kojima su dubina mržnjenja, opterećenje sa površine terena, morfologija i sastav tla.

Prema važećim domaćim standardima, dubina ukopavanja javnih mreža ne treba biti manja od 80 cm, što predstavlja minimalnu vertikalnu razdaljinu između površine terena i vrha cevi.

Ukopavanje cevi shodno opterećenju je posledica statičkog proračuna u kome figurišu ranije prikazani parametar obodne krutosti, površinsko opterećenje i fizičko-mehaničke karakteristike zemljišta i ostalih materijala ispod, oko i iznad cevi. Površinsko opterećenje je najčešće saobraćajnog porekla. Uticaj površinskog opterećenja se smanjuje povećanjem dubine ukopavanja, ali u tom slučaju raste opterećenje od nadsloja zemlje iznad cevi. Ako imamo površinsko opterećenje, cevovodi sa većom obodnom krutošću dozvoljavaju manja ukopavanja. Veća krutost cevovoda omogućava i ukopavanja dublja od 4 m, kod kojih je dominantno opterećenje od nadsloja zemlje. Sa stanovišta opterećenja, optimalna dubina ukopavanja se kreće od 1,0 do 2,0 m, osim u izuzetnim slučajevima. Većina razmatranih cevovoda sa svojim obodnim krutostima je u stanju da podnese ukopavanja dubina od 1 do 4 m dubine.

2.4.3 Ugradnja cevovoda

Pod ugradnjom cevovoda mogu se uvrstiti monterski radovi na spajanju cevi i njihovoj montaži u rov, kao i svi neophodni zemljani, tesarski, armirački i betonski radovi. Građevinski radovi najčešće obuhvataju iskop i podgrađivanje rova za polaganje cevovoda, pripremu podloge, formiranje posteljice, zasipanje cevovoda nekoherentnim sitnozrnim materijalom, zatrpavanje rova sa nabijanjem zemlje iz iskopa, kao i eventualni odvoz viška materijala iz iskopa. Pored ovih radova, ne računajući izgradnju objekata (šahtova različite namene) duž trase cevovoda, često su neophodni armirački i betonski radovi na izradi anker blokova.

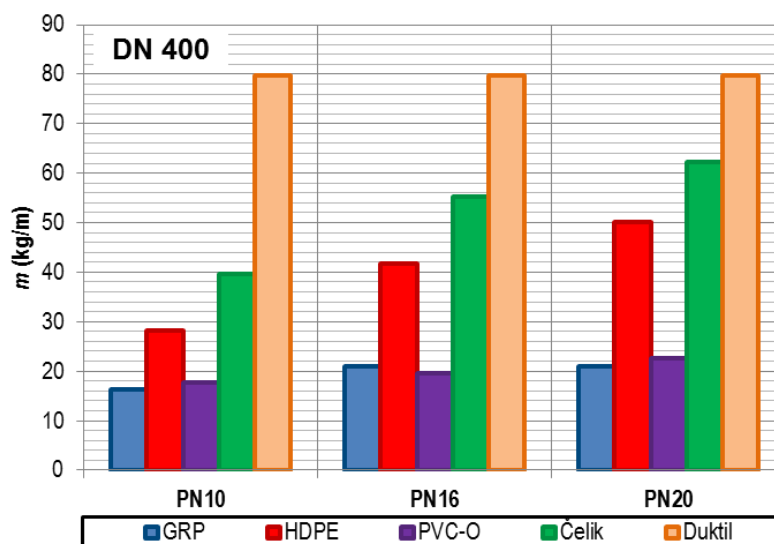
Spajanje cevovoda se vrši zavisno od tipa cevovoda. Polietilenske cevi se spajaju uglavnom varenjem koje može biti sučeono (tope se i spajaju krajevi dve cevi) ili elektrofuziono (oko krajeva dve cevi se topi fazonski komad za njihovo spajanje). Ređe se ove cevi spajaju prirubničkim spojem. Često se, naročito za manje cevovode, varenje cevi vrši na površini terena gde je manevar olakšan, a

zatim se cevi simultano, deo po deo spuštaju u prethodno pripremljene rovove. Varenje je praktično jer se njime omogućava kontinuitet cevovoda i izbegava potencijalno slabo mesto na spoju dve cevi. S druge strane proces varenja ima svoje trajanje koje donekle usporava radni proces ugradnje cevovoda. Varenje HDPE cevovoda može biti skupo, naročito za veće prečnike cevovoda.

GRP cevi se proizvode bez naglavaka za međusobno spajanje. Spoj ovih cevi se omogućava prstenastom spojnicom sa zaptivkama koja obavija spoj dve cevi. Krajevi cevi naležu do gumenog graničnika (stopera), a oko obe cevi naleže po jedan gumeni prsten za zaptivanje. Montaža se vrši na prethodno pripremljenoj posteljici rova, gde se cevi građevinskom mehanizacijom uguravaju u prsten spojnice. Postoji mogućnost integrisanja GRP ili čeličnih prirubnica univerzalnih dimenzija za spajanje dve GRP cevi, spajanje GRP cevi sa cevima drugog materijala ili hidromehaničkom opremom. Pored navedenih vrsta spojeva, posebna vrsta GRP cevi koje se nazivaju biaksijalne cevi se spaja cevi putem prstenaste spojnice koja se lepi oko krajeva cevi. Na taj način se postiže kruta veza cevovoda koji funkcioniše spregnuto i redukuje potrebu za izgradnjom anker blokova.

Spojnice za spajanje PVC-O cevi su integrisane u cevi i podrazumevaju naglavak na kraju cevi u koji naleže ravni deo druge cevi. U sklopu naglavka je integrisan polipropilenski prsten sa gumenim delom koji služe za sprečavanje pomeranja tokom montaže i obezbeđuju vodonepropusnost spoja. Ova vrsta spoja omogućava laku i brzu montažu cevovoda, naročito uzimajući u obzir njihovu malu težinu.

Čelične cevi se uglavnom spajaju varenjem, a mogu imati i naglavke ili se spajati prirubicama.



Slika 14. Jedinične težine cevi DN400 za pojedine cevne materijale

Figure 14. Unit weights of DN400 pipe for different pipe materials

Duktilne cevi se spajaju pomoću integrisanih prirubnicama sa zaptivanjem na krajevima cevi ili vezom na muf koja podrazumeva naglavke na krajevima cevi i prsten za zaptivanje. Postoje i pojedine vrste spojnice na muf koje omogućuju zaključavanje cevovoda i spregnuta pomeranja spojenih cevi. Na taj način se može izbeći česta ugradnja anker blokova na promenama pravca.

Brzina montaže cevovoda dosta zavisi i od težine cevi koja se ugrađuje. Težina HDPE cevovoda značajno varira zavisno od klase pritiska PN. Izuzev duktilnih koje su dimenzionisane na velike klase pritiska, najmanju zavisnost težine od klase pritiska imaju GRP cevi. S druge strane, debljina zida, kao i težina GRP cevi zavisi od SN faktora koji je veći za veće debljine zidova cevi. Na Slika 14 su prikazane jedinične težine cevi DN400 izrađene od pojedinih materijala, kako bi stekao uvid u relativne odnose između njih. Za težinu GRP cevi korišćene su vrednosti materijala SN5000 za PN10, a za PN16 i PN20 su korišćene vrednosti SN10000.

Slika 14 pokazuje da su daleko najlakše PVC-O i GRP cevi. Duktilne cevi su dimezionisane za veće pritiske i očekivano imaju najveću težinu. Težina HDPE i čeličnih cevi značajno raste sa povećanjem PN, s tim što su čelične cevi nešto teže.

Razlike u količini zemljanih radova mogu nastati u potrebnim dimenzijama rova za polaganje cevovoda, vrsti materijala kojim se zasipa cev i u broju anker blokova duž trase cevovoda.

Plastični cevovodi generalno ne zahtevaju velike širine rovova za njihovu ugradnju, dovoljno je da oko cevi postoji dovoljno prostora da se izvrši pravilno nabijanje nasutog materijala (min 20 cm). Slično je i kod duktilnih cevovoda sa vezom na muf. Kada su u pitanju čelični cevovodi, potreban je nešto malo veći prostor za manevrisanje prilikom varenja cevovoda.

Razlike u dubinama rovova su uslovljene neopohodnom dubinom ukopavanja koja je u slučaju postojanja saobraćajnog opterećenja obrnuto proporcionalna obodnoj krutosti. HDPE cevovodi generalno imaju zavidne krutosti i ne zahtevaju velike dubine ukopavanja, kao ni čelični i duktilni cevovodi. Nešto malo veće dubine su nekad potrebne u slučaju ugradnje GRP i PVC-O cevovoda.

Plastične cevi, pa i duktilne se po pravilu zatrpavaju sitnozrnim nekoherentnim materijalom (najčešće peskom) oko cevi i do 30ak cm iznad vrha cevi. Na taj način se zid cevi štiti od mogućih oštećenja koja mogu nastati prilikom zasipanja neselektiranim materijalom iz iskopa. Čelične cevi nisu toliko osetljive pa je moguća ugradnja neselektiranog materijala iz iskopa oko cevi.

Odstupanje od pravila kod plastičnih cevi čine PVC-O cevi koje se najčešće mogu ugrađivati bez peščane zaštite, uz zasipanje delimično selektiranim materijalom iz iskopa. Ovo je posledica njihove strukture koja je veoma otporna na površinska oštećenja i koja ne dozvoljava širenje eventualne pukotine u dubinu zida cevi. Na Slika 15 se mogu videti metode testiranja PVC-O cevi na površinska oštećenja. Sa slike se vidi kako i nakon prelaska bagera i udara kamena težine 250 kg sa visine 2,5 m zidovi cevi ostaju funkcionalni i u stanju da sprovode vodu pod pritiskom bez pojave curenja.



Slika 15. Testiranje PVC-O cevi na mehanička oštećenja

Figure 15. Testing of PVC-O pipes for mechanical damage

Specijalna edicija HDPE cevi sa oznakom RC (Resistance to Crack) omogućava ugradnju cevi bez potrebe za zasipanjem peskom. Modifikovani proces proizvodnje u odnosu na standardni omogućava otpornost cevi na dejstvo tačkastog opterećenja i brzo širenje eventualno nastale pukotine. Odsustvo potrebe za ugradnjom peščanog materijala doprinosi mnogo bržem i jeftinijem izvođenju zemljanih radova.



Slika 16. Instalacija HDPE_RC cevi u rov bez posteljice

Figure 16. Installation of HDPE_RC pipe in the trench without bed

Što se tiče količine anker blokova, ona je ubedljivo najmanje potrebna u slučaju instalacije HDPE cevovoda kod kojih se krivine mahom savlađuju krivljenjem samih cevi. PVC-O cevi zbog svoje savitljivosti i mogućnosti promene pravca na spojnica u velikoj meri oslobađaju od potrebe za izgradnjom anker blokova. GRP i duktilne cevi imaju mogućnost promene pravca na spojnica (ekstremno do 5%), dok je za veće promene pravca neophodna ugradnja fazonskih komada ubetoniranih u anker blokove. I za GRP i duktilne cevi postoje aplikacije koje omogućavaju spregnuto funkcionisanje više cevi u nizu i izostanak potrebe za anker blokovima. U pojedinim slučajevima, duktilni i čelični cevovodi za manje skretne uglove (<10%) mogu izdržati skretne sile bez ugradnje anker blokova.

2.4.4 Eksploatacioni vek cevovoda

Svi plastični cevovodi deklariraju rok trajanja na 50 godina, iako mali broj njih daje zvaničnu garanciju. Naravno, ovaj vek trajanja podrazumeva adekvatno projektovane, pravilno ugrađene i eksploatisane cevovode. HDPE i GRP cevovodi imaju tradiciju ugradnje koja je duža od 50 godina i pojedine cevi koje su ugrađene 50-ih godina 20.og veka i danas su funkcionalne.

Liveni cevovodi imaju najdužu tradiciju ugradnje i korišćenja u sistemima pod pritiskom. Karakteristike cevovoda nodularnog (duktilnog) liva koje uključuju spoljašnje u unutrašnje antikorozivne zaštite, omogućuju eksploatacioni vek duži od 50 godina (80 godina).

Čelični cevovodi zbog svoje slabe otpornosti na koroziju, često imaju najkraći rok trajanja. Procenjeni eksploatacioni vek čeličnog cevovoda iznosi 30 godina.

3 Tehno-ekonomska analiza

Kada na osnovu uslova izgradnje ne postoje jasni indikatori za izbor cevovodnog materijala, izbor se najčešće svodi na najpovoljnije rešenje. U izboru najpovoljnijeg rešenja nalizirani su HDPE (PE100), HDPE_RC (PE100), GRP (poliester), PVC-O 500, duktilni liveni i čelični cevovodni materijal. Raspon analiziranih vrednosti DN je od 75 do 1400 mm, dok su u analizu uvrštene klase pritiska PN6, PN10, PN16 i PN20.

Kako bi se analizirani materijali mogli uporediti, izvršena je tehno-ekonomska analiza instalacije cevovoda u zemljištu II i III kategorije. Analiziran je slučaj sa srednje teškim saobraćajnim

opterećenjem, kako bi se istakle razlike između cevovoda sa različitim obodnim krutostima (dubina ukopavanja).

3.1.1 Određivanje jediničnih cena

Tehno-ekonomska analiza se svela na procenu jediničnog koštanja izgradnje cevovoda za svaki od razmatranih cevni materijala. U sklopu jedinične cene su uvrštene sledeće pozicije:

- Cevni materijal
 - ✓ Nabavka cevi
 - ✓ Nabavka fittinga
 - ✓ Transport
 - ✓ Montaža
- Građevinski radovi
 - ✓ Iskop
 - ✓ Podgrada rova
 - ✓ Planiranje dna
 - ✓ Izrada posteljice od peščano-šljunkovitog materijala
 - ✓ Zasipanje cevi peščano-šljunkovitim materijalom ili selektiranim materijalom iz iskopa
 - ✓ Zatrpavanje preostalog dela rova materijalom iz iskopa
 - ✓ Odvoz viška materijala na deponiju približne udaljenosti 5 km

Radi određivanja nabavke cevovoda, izvršeno je ispitivanje tržišta slanjem upita komercijalnim službama svih relevantnih kompanija koje se bave prodajom cevnog materijala na srpskom tržištu. Poslednja aktuelizacija cena je izvršena u periodu od juna do avgusta 2021.g. Većina firmi u svojim ponudama uvrštava i cenu transporta koja za tržište Srbije ne zavisi previše od tačne lokacije gradilišta. S obzirom da cene za pojedine proizvode variraju u širokom opsegu, za analizu su usvojene najpovoljnije tržišne cene ali isključivo od renomiranih proizvođača sa odgovarajućim referencama:

- HDPE i HDPE_RC – Peštan doo, Srbija
- GRP – Grandpipe, Turska (uvoznik i zastupnik za Srbiju – Vatra doo)
- PVC-O – Molecor Tecnologia, Španija (uvoznik i prodavac – Mima komerc doo)
- Duktil – PAM Saint Gobain, Francuska i JINDAL SAW, Italija (prodavac – Mima komerc doo)

Izuzetak u postupku formiranja nabavne cene čine čelični cevovodi za koje je umesto komercijalnih ponuda gotovih cevi, koštanje određeno na osnovu jedinične težine svake cevi i tržišnih cena čelika za takav oblik proizvoda. Treba napomenuti da je za cenu GRP cevovoda usvojena cena za SN10000 materijal.

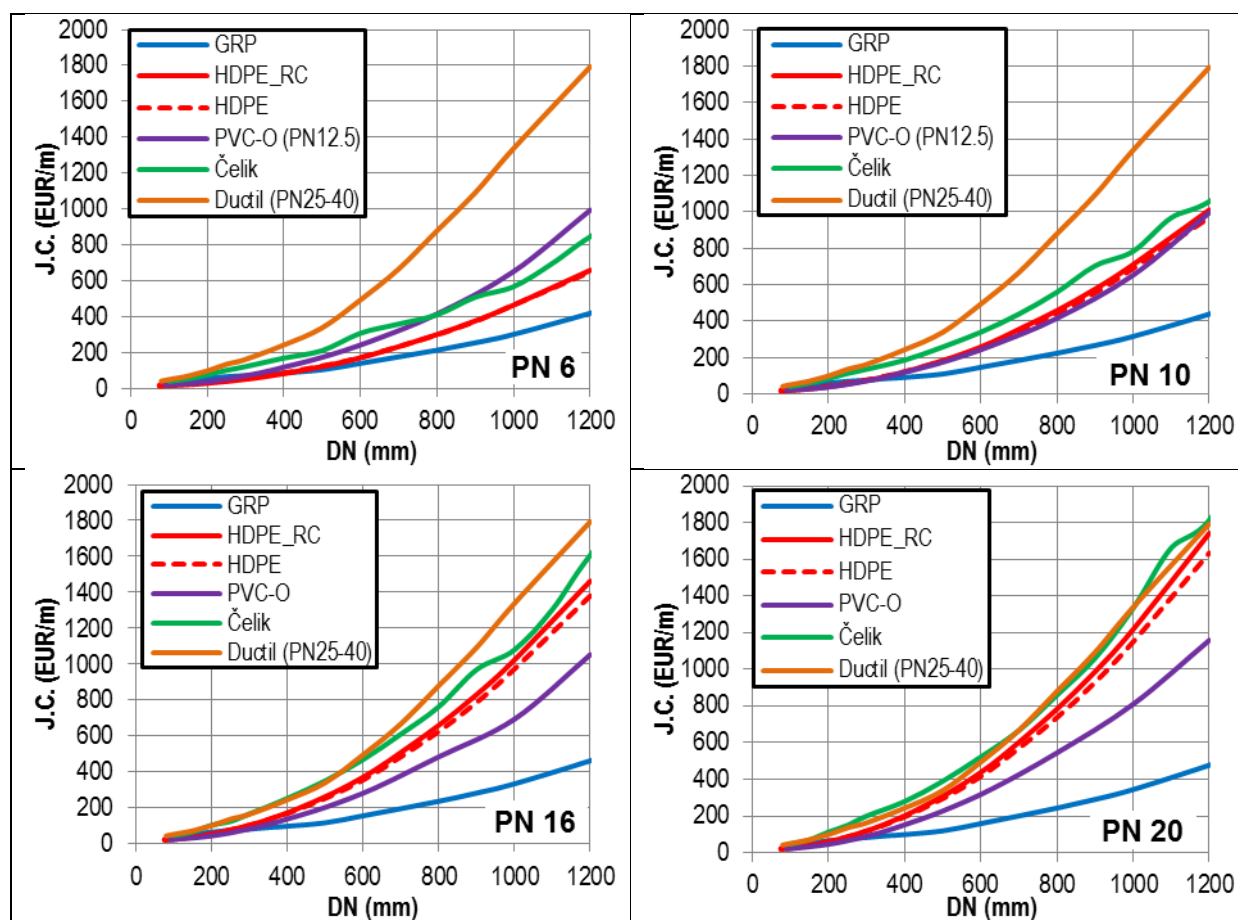
Koštanje fittinga i montaže su usvojeni procentulano u odnosu na koštanje cevnog materijala. Kao reference za određivanje procentualnog udela nabavke fittinga i montaže cevovoda su korišćeni podaci sa realizovanih i/ili projekata u završnim fazama izrade tehničke dokumentacije, pre svih:

- Deponija Vinča (>10km cevovoda pod pritiskom, $25 \leq DN \leq 560\text{mm}$)
- Sistem za navodnjavanje Negotinske nizije (>30 km cevovoda pod pritiskom, $110 \leq DN \leq 1100\text{mm}$)
- Sistem za navodnjavanje Koceljeva (cca60km cevovoda pod pritiskom, $125 \leq DN \leq 800\text{mm}$)
- Sistem za navodnjavanje Ub (cca60km cevovoda pod pritiskom, $140 \leq DN \leq 1200\text{mm}$)

Potrebne količine svih zemljanih radova, kao i za podgrađivanje rova su sračunate na osnovu konstruisanih dimenzija tipskih rovova za svaki razmatrani cevovod. Konstrukcije rovova su formirane na osnovu preporuka proizvođača. Količina materijala za anker blokove je procenjena na osnovu iskustvenih podataka iz gore pomenutih projekata u skladu sa tipom cevnog materijala, DN i PN.

3.1.2 Rezultati analize

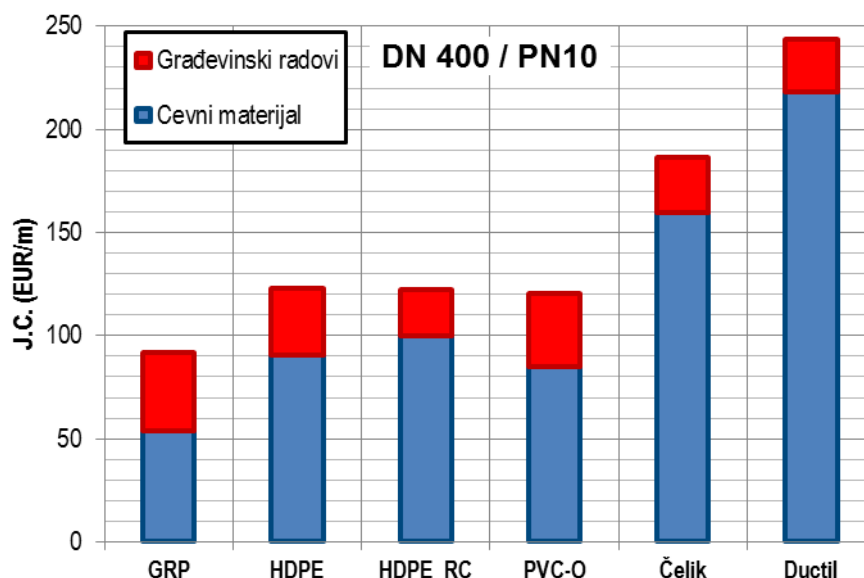
Slika 17 daje okvirni prikaz isplativosti primene pojedinih cevnih materijala zaviso od DN i PN. U slučaju PN6, za manje prečnike (<400mm) najisplativija je primena HDPE, a zatim PVC-O materijala, iako minimalna proizvodna klasa pritiska PVC-O materijala iznosi PN12.5. Kada su u pitanju veći prečnici (>400mm), ubedljivo najpovoljnija je instalacija GRP cevodova. Razlika u isplativosti između GRP i ostalih cevodova se povećava sa porastom PN. Koštanje HDPE cevodova se izjednačuje sa PVC-O cevodovima već za PN10, dok sa daljim povećanjem PN koštanje HDPE cevodova postaje znatno nepovoljnije od PVC-O. Logično, duktilni cevodovi dimenzionisani na veće pritiske su daleko najskuplji, sve dok ih ne uporedimo sa koštanjima ostalih materijala dimenzionisanih na slične vrednosti PN. Veoma je bitno napomenuti da su ovi dijagrami samo indikativni i da ne daju preciznu sliku o isplativosti upravo zbog različitih hidrauličkih kapaciteta istih DN različitih cevni materijala.



Slika 17. Zavisnost jediničnog koštanja cevodova od vrste materijala, DN i PN

Figure 17. Relation of pipeline unit cost with material type, DN and PN

Slika 18 govori u strukturi jediničnog koštanja jednog od cevodova (DN400/PN10). Sa slike se uočava da je HDPE_RC cevod nešto povoljniji od običnog HDPE cevodova, iako je sam cevni materijal za oko 10% skuplji ali su jeftiniji zemljani radovi zbog izostanka nasipanja peska. Duktilni, čelični pa i HDPE cevod imaju manje dubine ukopavanja pa je obim zemljanih radova manji nego kod PVC-O i GRP cevodova. Bez obzira na to, zbog niske cene samog cevnog materijal GRP cevod je najpovoljniji, a za njim sledi PVC-O cevod.



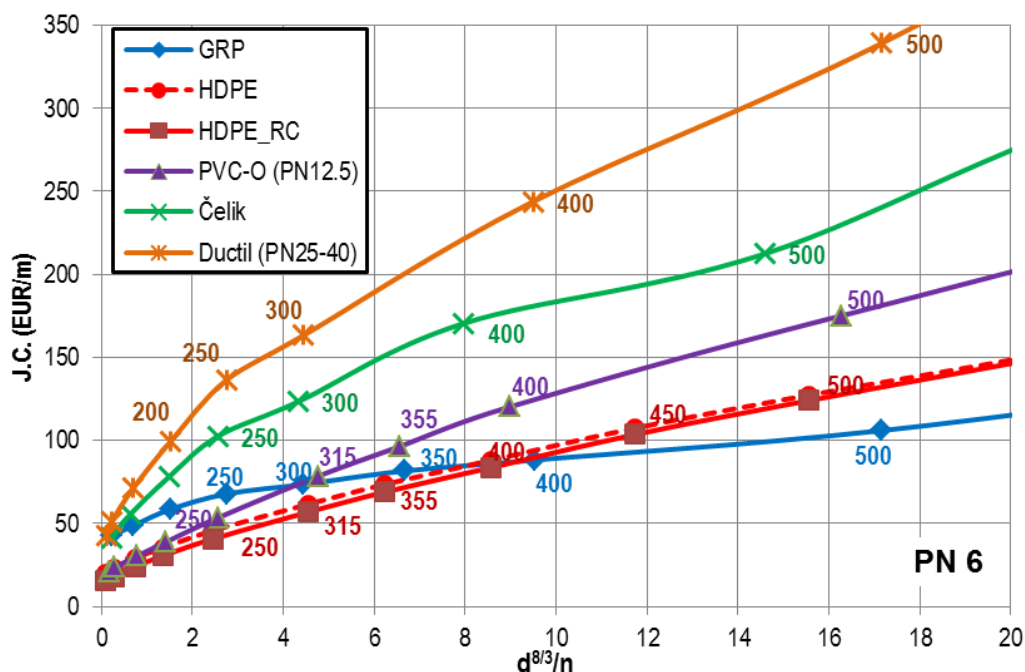
Slika 18. Struktura koštanja cevovoda DN400/PN10

Figure 18. Cost structure of DN400 / PN10 pipeline

Do sada smo u analizi govorili o nominalnim prečnicima. Iz poglavlja 2.2 se može videti koliko se nominalni i unutrašnji prečnici mogu razlikovati i koliko to može uticati na kapacitet pojedinih cevovoda. Da bi se ove razlike anulirale, prvo je izvršeno poređenje jediničnih cena u zavisnosti od unutrašnjih prečnika cevovoda, a zatim je izvršena i fina analiza poređenja jediničnih koštanja različitih cevni materijala u zavisnosti od hidrauličkog parametra $d^{8/3}/n$, koji reprezentuje hidraulički kapacitet cevovoda. Rezultati obe analize daju gotovo identične rezultate iako se parametar n (Manningov koeficijent hrapavosti) nešto razlikuje od materijala do materijala. U nastavku u prikazani dijagrami zavisnosti jediničnog koštanja cevovoda od njihovog hidrauličkog kapaciteta.

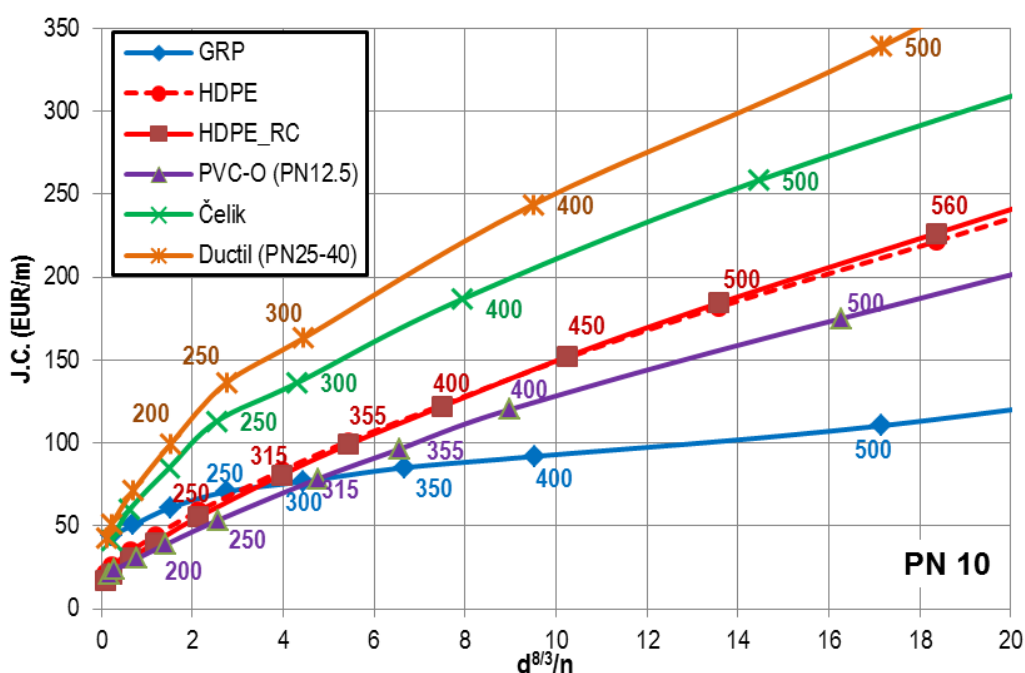
Slika 19 opisuje zavisnost jediničnog koštanja cevovoda od hidrauličkog parametra $d^{8/3}/n$ za cevovode PN6. Pojedine vrednosti DN su istaknute na dijagramu, kako bi se stekao uvid u vezu DN i parametra $d^{8/3}/n$. Rezultati govore da je za nominalne prečnike manje od 400 mm, najisplativija upotreba HDPE_RC cevovoda. Nešto nepovoljniji su obični HDPE cevovodi, koji sa porastom prečnika postaju povoljniji od HDPE_RC, jer kod većih prečnika je dominantno koštanje cevni materijala, a ne građevinskih radova. Za vrednosti DN preko 400mm najpovoljnija je primena GRP cevovoda. Isplativost GRP cevovoda značajno raste sa porastom DN, što se može videti i na Slika 17.

Slika 20 pokazuje odnos koštanja različitih cevni materijala za klasu pritiska PN10. Poređenjem sa Slika 19 se vidi koliko je značajan porast jedinične cene HDPE cevovoda istih hidrauličkih performansi sa porastom PN. Osnovni razlog tome je značajno povećanje debljine zida cevi koje uzrokuje smanjenje hidrauličkog kapaciteta usled smanjenja unutrašnjeg prečnika, a pored toga i povećanje cene materijala. Za cevi PN10, u slučaju DN manjih od 300(315)mm, najpovoljnija je izgradnja PVC-O cevovoda. Za cevi većeg prečnika od DN300(315) primat opet imaju GRP cevi, čija isplativost raste sa porastom prečnika. Treba napomenuti da su PVC-O cevi minimalne klase pritiska PN12,5 i da im je u pomenutoj PN isplativost sigurno značajnija.



Slika 19. Zavisnost jediničnog koštanja cevovoda od hidrauličkog parametra $d^{8/3}/n$ za PN6

Figure 19. Relation of pipeline unit cost with hydraulic parameter $d^{8/3}/n$ for PN6

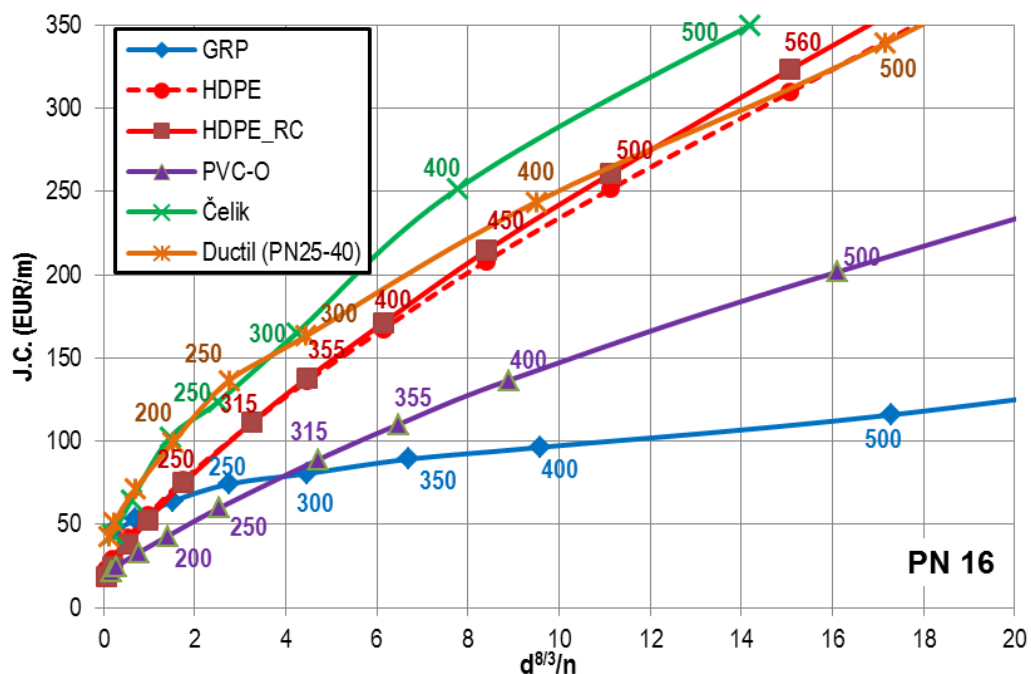


Slika 20. Zavisnost jediničnog koštanja cevovoda od hidrauličkog parametra $d^{8/3}/n$ za PN10

Figure 20. Relation of pipeline unit cost with hydraulic parameter $d^{8/3}/n$ for PN10

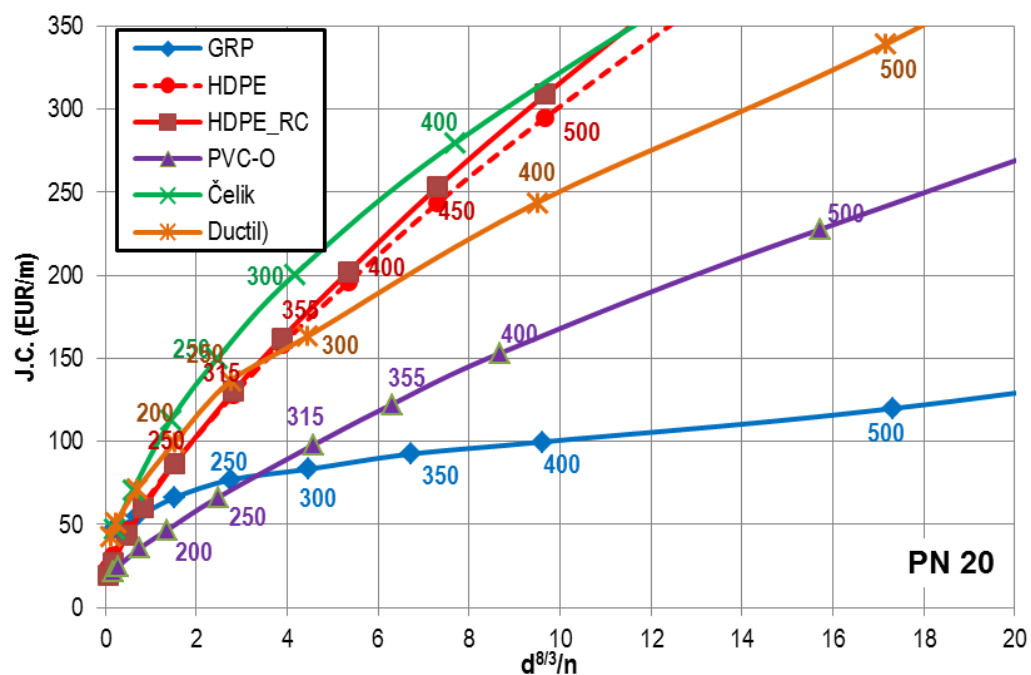
Kada su u pitanju cevovodi PN16 (Slika 21) rezultati su još nepovoljniji po HDPE cevovode, koji za veće prečnike imaju isplativost sličnu čeličnim i duktilnim cevovodima. Za manje prečnike od cca 300(315)mm i dalje je najisplativija primena PVC-O cevovoda, dok je za veće prečnike neprikosnoven GRP materijal.

Na Slika 22 se vidi kako za cevi PN20 primena HDPE cevovoda postaje nepovoljnije rešenje od duktilnih cevovoda za DN preko 315 mm. Za manje prečnike, ovaj put od 250-280mm, najpovoljnije rešenje je i dalje PVC-O cevni materijal. GRP cevovodi sa povećanjem klase pritiska pokazuju svoju dominaciju u isplativosti nad drugim cevni materijalima.



Slika 21. Zavisnost jediničnog koštanja cevovoda od hidrauličkog parametra $d^{8/3}/n$ za PN16

Figure 21. Relation of pipeline unit cost with hydraulic parameter $d^{8/3}/n$ for PN16



Slika 22. Zavisnost jediničnog koštanja cevovoda od hidrauličkog parametra $d^{8/3}/n$ za PN20

Figure 22. Relation of pipeline unit cost with hydraulic parameter $d^{8/3}/n$ for PN20

Zahvalnica

Ovom prilikom se zahvaljujemo na saradnji kompanijama za proizvodnju i trgovinu cevnim materijalima koje su nam omogućile tehničku podršku i podatke od značaja za realizaciju ovog rada:

- Peštan doo, Aranđelovac
- Pipelife Serbia doo, Beograd
- Hobas Rohre GMBH, Austrija
- Grandpipe, Turska
- Poliester Cevi doo, Priboj
- Mima Komerc doo, Beograd
- Vatra doo, Stara Pazova
- CMC Group doo, Beograd

Pored pomenutih kompanija, zahvalnost dugujemo i kompanijama za izvođenje građevinskih radova koje su nam pružile sve potrebne informacije iz oblasti ugradnje cevovoda i prateće opreme:

- Energoprojekt Niskogradnja ad, Beograd
- Telekomunikacija doo, Blace
- PEK-ING doo, Beograd
- Hidrovod doo, Pančevo

Literatura

1. Đorđević B. (1984), *Korišćenje vodnih snaga: objekti hidroelektrana*, Naučna knjiga, Beograd.
2. Ivetić M. (1996), *Računska hidraulika: tečenje u cevima*, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
3. Kapor R. (2015), *Hidraulika*, Akademska misao, Beograd.
4. The European Standard 13244 (2002), *Plastics piping systems for buried and above-ground pressure systems for water for general purposes, drainage and sewerage - Polyethylene (PE)*

Primena Lattice Boltzmann metode za rešavanje ravanskih jednačina strujanja vode u prirodnom vodotoku - Misuri

Danilo Stipić¹
Ljubomir Budinski²
Slobodan Kolaković³
Goran Jeftenić⁴

APSTRAKT: U ovom radu prezentovan je multi-relaxation lattice Boltzmann metoda (MRT-LBM) za rešavanje ravanskih jednačina strujanja vode u realnom prirodnom vodotoku. Koristeći kvadratnu mrežu formiran je D2Q9 model u kartezijanskim koordinatama. Cilj rada je dokazati da se primenjena metoda može koristiti kao alternativa klasičnim metodama za rešavanje jednačina tečenja u prirodnim vodotocima koje karakteriše izrazito komplikovana geometrija i morfologija. Metoda je testirana na deonici reke Misuri. Dobijeni rezultati poređeni su sa rezultatima dobijenim primenom metode konačnih razlika (MKR) i sa merenim podacima. Veoma dobra poklapanja rezultata su zabeležena, čime je dokazana sposobnost LBM da efikasno simulira kompleksne realne probleme.

Ključne reči: lattice Boltzmann metoda, prirodni vodotoci, ravanske jednačine strujanja vode

Flow simulation in natural watercourses using the Lattice Boltzmann model - Missouri River

ABSTRACT: Using the multi-relaxation lattice Boltzmann method (MRT-LBM) for solving the shallow water equations (SWE) in the case of natural watercourse is investigated in this paper. The square-grid with nine velocities (D2Q9) model has been used. The aim is the validation of the LBM as an alternative numerical procedure to the classical ones in solving flow equations in natural watercourses having complex geometry and bathymetry. For this, the LBM has been verified by the Missouri river. The results obtained are compared with the results produced by the finite difference method (FDM) and the measured data. Very good agreement of the results is documented, proving the capability of the LBM for the simulation of real, complex cases.

Keywords: lattice Boltzmann method, natural watercourses, shallow water equations

¹Mast. inž. građ. Danilo Stipić, Fakultet Tehničkih Nauka u Novom Sadu, asistent, danilostipic@uns.ac.rs

²Dr Ljubomir Budinski, Fakultet Tehničkih Nauka u Novom Sadu, vanredni profesor, ljubabu@gmail.com

³Dr Slobodan Kolaković, Fakultet Tehničkih Nauka u Novom Sadu, docent, kolakovic.s@uns.ac.rs

⁴Dr Goran Jeftenić, Fakultet Tehničkih Nauka u Novom Sadu, docent, goran.jeftenic@uns.ac.rs

1 Uvod

Lattice Boltzmann metoda (LBM) predstavlja numeričku metodu za rešavanje jednačina kojima se opisuje kretanje fluida. Zbog velike efikasnosti i stabilnosti numeričkog modela, kao i malog računskog vremena, LBM je poslednjih dvadesetak godina privukla veliku pažnju istraživača. Od kada su McNamara i Zanetti, 1988 predstavili LBM kao alternativu za lattice gas automata (LGA), a zatim i Qian et al. 1992 predstavili osnovni oblik LBM–Bhatnagar–Gross–Krook (BGK) model, metoda je u stalnom procesu unapređivanja. Pored BGK, koji se može predstaviti i kao single-relaxation time LBM (SRT-LBM), razvijena su još dva oblika LBM: two-relaxation-time (TRT-LBM) (Hammouet et al. 2011) i multi-relaxation lattice Boltzmann metoda (MRT-LBM) (Bouzidi et al. 2001). Svaki model ima svoje prednosti i mane, a izbor metode zavisi od same prirode problema koji se razmatra.

Prvu primenu LBM na rešavanje osrednjenih jednačina strujanja je predstavio Zhou, 2002. Autor je u radu dao predlog za ravnotežnu funkciju i dokazao je da primenom Chapman-Enskog procedure LB jednačina sa primenjenom ravnotežnom funkcijom daje rešenje traženih jednačina. Verifikacija modela izvršena je na nekoliko jednostavnih problema, razmatrajući i ustaljeno i neustaljeno tečenje. S obzirom da način aproksimacije slobodnog člana može značajno uticati na rešenje, Zhou, 2004 ustanovljava da je centralna šema konačnih razlika najtačnija i najstabilnija. Budući da prirodne vodotoke karakteriše kompleksna morfologija, uveden je specijalni tretman člana kojim se opisuje nagiba dna. Zhou, 2011 je to rešio tako što je član nagiba dna ubacio direktno u osnovnu jednačinu, čime je zadržana jednostavna aritmetička operacija koja karakteriše LBM. U cilju boljeg prilagođavanja računске mreže kompleksnoj geometriji razvijen je LBM u krivolinijskim koordinatama (Budinski 2012).

Model formiran prema BGK metodi predstavlja najpopularniji ali i najjednostavniji model i kao takav ima svoje nedostatke. Veliki Reynoldsovi brojevi mogu prouzrokovati nestabilnost šeme. Ovaj problem rešen je uvođenjem TRT-LBM i MRT-LBM. Osnovna ideja MRT-LBM jeste uvođenje transformacione matrice čime se proces sudaranja čestica ne razmatra više u domenu brzina-prostor već u domenu moment-prostor. Ovako formirani modeli, iako su komplikovaniji i zahtevaju duži proračun, zadržavaju jednostavnost LBM, a značajno povećavaju stabilnost i tačnost modela. Liu i sar., 2012 pri put upotrebljavaju MRT-LBM za rešavanje osrednjenih jednačina strujanja simulirajući velike vrtloge. U radu je dat prikaz poređenja SRT-LBM i MRT-LBM, pri čemu se jasno vidi prednost MRT-LBM u pogledu tačnosti i stabilnosti šeme. Takođe, pokazano je i da MRT-LBM zahteva više računskog vremena, ali i da se to može značajno redukovati paralelizacijom koda. MRT-LBM za rešavanje 2D Navier Stokes-ovih jednačina i jednačina osrednjenih po dubini toka transformisanih u krivolinijske koordinate uveo je Budinski, 2014.

Iako se MRT-LBM pokazala kao veoma uspešna za formiranje modela koji rešava jednačine strujanja, nije dokazana primena metode na prirodne vodotoke sa kompleksnom geometrijom. Verifikacija modela vršena je poređenjem dobijenih rezultata sa analitičkim rešenjima i merenjima u laboratorijskim uslovima. U nedostatku radova koji se bave ispitivanjem primene LBM na prirodne vodotoke, autori Thömmes i sar., 2007 konstruišu BGK-LBM za simulaciju tečenja u moreuzu Gibraltar koristeći stvarnu morfologiju, međutim ne postoje merenja koja potkrepljuju dobijene rezultate. Takođe, priroda tečenja vode u morima i okeanima u mnogome se razlikuje od prirode tečenja vode u rekama, pa se ovako formiran model ne može smatrati kao reprezentativan za primenu LBM u prirodnim vodotocima. Sposobnost LBM za primenu u prirodnim vodotocima pokazao je Budinski i sar., 2020. Primenom MRT-LBM u krivolinijskim koordinatama modelirana je reka Dunav. Dobijeni rezultati pokazali su veoma dobra poklapanja sa merenim rezultatima.

U želji da se dokaže mogućnost primene LBM za modeliranje realnog stanja u prirodnim vodotocima, u ovom radu formiran je D2Q9 MRT-LB model primenjen na kvadratnoj mreži. Razmatran je prirodan vodotok sa izuzetno komplikovanom geometrijom i morfologijom. Dobijeni rezultati poređeni su sa merenjima i sa rezultatima modela koji se zasniva na klasičnoj metodi konačnih razlika. Veoma dobra poklapanja rezultata su dobijena.

2 Matematički model

2.1 Jednačine osrednjene po dubini toka

Jednačine osrednjene po dubini toka su parcijalne diferencijalne jednačine koje opisuju vremenski i prostorni raspored dubine i komponenta brzine. Dobijene su osrednjavanjem Navier-Stokes-ovih jednačina po dubini. Sistem jednačina čine:

- jednačina kontinuiteta:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu_j)}{\partial x_j} = 0, \quad (1)$$

- i dinamička jednačina:

$$\frac{\partial(hu_i)}{\partial t} + \frac{\partial(hu_i u_j)}{\partial x_j} = -g \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{h^2}{2} \right) + \nu \frac{\partial^2(hu_i)}{\partial x_j \partial x_j} - gh \frac{\partial Z_b}{\partial x_i} + \frac{\tau_{wi}}{\rho} - \frac{\tau_{bi}}{\rho}, \quad (2)$$

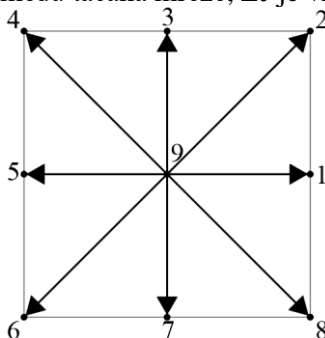
pri čemu je: t – vreme, x_i – kartezijska koordinata u i pravcu, u_i – komponenta brzine u i pravcu, h – dubina, g – gravitaciono ubrzanje, ρ – gustina vode, Z_b – kota dna, ν – kinematska viskoznost, τ_{bi} – bed shear stress, τ_{wi} – wind shear stress (Zhou, 2004).

2.2 Multiple-relaxation lattice Boltzmann model

Za rešavanje jednačina (1) i (2) korišćena je MRT-LBM na kvadratnoj mreži sa devet funkcija raspodela (D2Q9) (slika 1), pri čemu su komponente vektora e_α :

$$e_\alpha = \begin{cases} (0,0), & \alpha = 9 \\ (\pm e_\alpha, 0), & \alpha = 1, 5 \\ (0, \pm e_\alpha), & \alpha = 3, 7 \\ (\pm e_\alpha, \pm e_\alpha), & \alpha = 2, 4, 6, 8, \end{cases} \quad (3)$$

gde je $e = \Delta x / \Delta t$, Δx je rastojanje između tačaka mreže, Δt je vremenski korak.



Slika 1. Prikaz funkcija raspodela (D2Q9)

Odgovarajuća MRT-LBM jednačina glasi:

$$f(x + e_\alpha \Delta t, t + \Delta t) - f(x, t) = -M^{-1} \hat{S}(m(x, t) - m^{eq}(x, t)) + F \Delta t + Z, \quad (4)$$

pri čemu je funkcija raspodele $\mathbf{f} = [f_1, f_2, \dots, f_9]^T$, \mathbf{m} i \mathbf{m}^{eq} predstavljaju vektore odgovarajućih momenata funkcija \mathbf{f} i \mathbf{f}^{eq} , $\mathbf{m} = \mathbf{M}\mathbf{f}$, $\mathbf{m}^{eq} = \mathbf{M}\mathbf{f}^{eq}$, matrica sudara $\hat{\mathbf{S}} = \mathbf{M}\mathbf{S}\mathbf{M}^{-1}$ u domenu moment-prostor je dijagonalna matrica $\hat{\mathbf{S}} = \text{diag}(s_1, s_2, \dots, s_9)$, matrica transformacije \mathbf{M} (Lallemand i Luo, 2000) je:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} -1 & 2 & -1 & 2 & -1 & 2 & -1 & 2 & -4 \\ -2 & 1 & -2 & 1 & -2 & 1 & -2 & 1 & 4 \\ 1 & 1 & 0 & -1 & -1 & -1 & 0 & 1 & 0 \\ -2 & 1 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 1 & 1 & 0 & -1 & -1 & -1 & 0 \\ 0 & 1 & -2 & 1 & 0 & -1 & 2 & -1 & 0 \\ 1 & 0 & -1 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -1 & 0 & 1 & 0 & -1 & 0 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix} \quad (5)$$

Član sile F obuhvata poslednja dva člana desne strane jednačine (2) i definisan je kao:

$$F = \begin{cases} 0, & \alpha = 9 \\ \frac{F_x}{6e_{\alpha x}}, & \alpha = 1, 5 \\ \frac{F_y}{6e_{\alpha y}}, & \alpha = 3, 7 \\ \frac{F_i}{6e_{\alpha i}}, & \alpha = 2, 4, 6, 8. \end{cases} \quad (6)$$

Članom Z definisan je nagib dna.

$$Z = \begin{cases} \frac{g\bar{h}}{2e_x^2} [Z_b(\mathbf{x} + \mathbf{e}_\alpha \Delta t) - Z_b(\mathbf{x})], & \alpha = 1, 5 \\ \frac{g\bar{h}}{2e_y^2} [Z_b(\mathbf{x} + \mathbf{e}_\alpha \Delta t) - Z_b(\mathbf{x})], & \alpha = 3, 7 \\ 0, & \text{otherwise,} \end{cases} \quad (7)$$

pri čemu je

$$\bar{h} = 0.5(h(\mathbf{x} + \mathbf{e}_\alpha \Delta t, t) - h(\mathbf{x}, t)) \quad (8)$$

Predložena forma ravnotežne funkcije raspodele \mathbf{m}^{eq} za kvadratnu mrežu je (Zhou 2012):

$$m^{eq} = \left[e^{eq}, e^{2eq}, \frac{hu_x}{e_x}, q_x^{eq}, \frac{hu_y}{e_y}, q_y^{eq}, p_{xx}^{eq}, p_{xy}^{eq}, h \right]^T$$

$$e^{eq} = -4h + \left(\frac{3gh}{2e_x^2} + 3\frac{u_x^2}{e_x^2} + \frac{3gh}{2e_y^2} + 3\frac{u_y^2}{e_y^2} \right) h$$

$$e^{2eq} = 4h + \left(3\frac{gh}{e_x^2} + 6\frac{u_x^2}{e_x^2} + 3\frac{gh}{e_y^2} + 6\frac{u_y^2}{e_y^2} \right) h$$

$$m^{eq} \quad q_x^{eq} = -\frac{hu_x}{e_x} \tag{9}$$

$$q_y^{eq} = -\frac{hu_y}{e_y}$$

$$p_{xx}^{eq} = \left(\frac{1gh}{2e_x^2} + \frac{u_x^2}{e_x^2} - \frac{1gh}{2e_y^2} - \frac{u_y^2}{e_y^2} \right) h$$

$$p_{xy}^{eq} = \frac{hu_x u_y}{e_x e_y}$$

Konačno, dubina h i komponente brzine u_i mogu se izračunati poznavajući ravnotešne funkcije:

$$h = \sum_{\alpha} f_{\alpha}, \quad u_i = \frac{1}{h} \sum_{\alpha} e_{\alpha i} f_{\alpha} \tag{10}$$

primenjujući izraz za turbilentnu viskoznost ν_t

$$\nu_t = \frac{e^2 \Delta t}{6} (2\tau - 1). \tag{11}$$

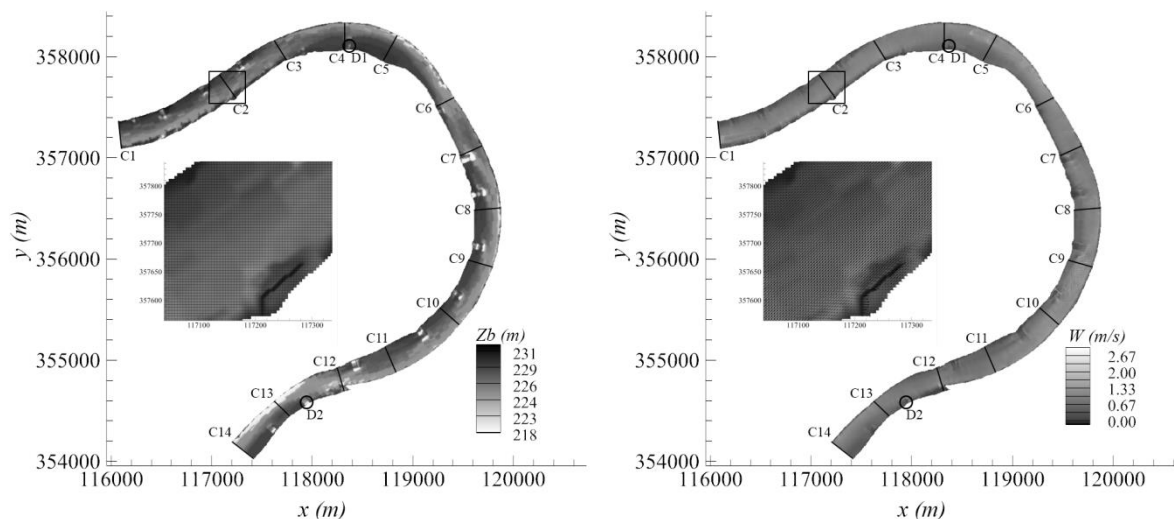
3 Numerička simulacija

U ovoj sekciji, razmatrana je primena LBM na prirodne vodotoke. Cilj analize je pokazati da LBM može predstavljati veoma snažan numerički alat i da se može koristiti kao alternativa klasičnim numeričkim metodama, kada je u pitanju 2D modeliranje prirodnih vodotoka. Kako bi se to dokazalo, analizirana je deonica reke Misuri koju karakteriše izuzetno kompleksa morfologija i geometrija u horizontalnoj projekciji. Pored toga, na posmatranoj deonici se nalazi velik broj napera, koji prouzrokuju veoma kompleksu strujnu sliku. Dobijeni rezultati su poređeni sa podacima dobijenim primenom metode konačnih razlika i sa merenim podacima. Kao uzvodni granični uslov korišćen je protok, kao nizvodni fiksni nivo vode, a u čvrstim granicama je primenjen elastic-collision granični uslov (Zou i He, 1997; Liu i sar., 2012).

3.1 Domen modela i podaci

Razmatrana je deonica reke Misuri koja se nalazi između 642.77 i 651.78 km rečnog toka (slika 2). Snimanje dna korita, nivoa vodnog ogledala i brzina izvršeno je 9. i 10. juna 2000. godine primenom ADCP metode u stacionarnom plovilu. Merenje je izvršeno u 14 profila dok je batimetrija

uzimana na rastojanjima od 60 m. Ono što je karakteristično za posmatranu deonicu jeste prisustvo velikog broja potopljenih regulacionih građevina, kao što si naperi i pragovi. Kako bi se dobio što tačniji i precizniji model izvršeno je dodatno merenje batimetrije na tim mestima.



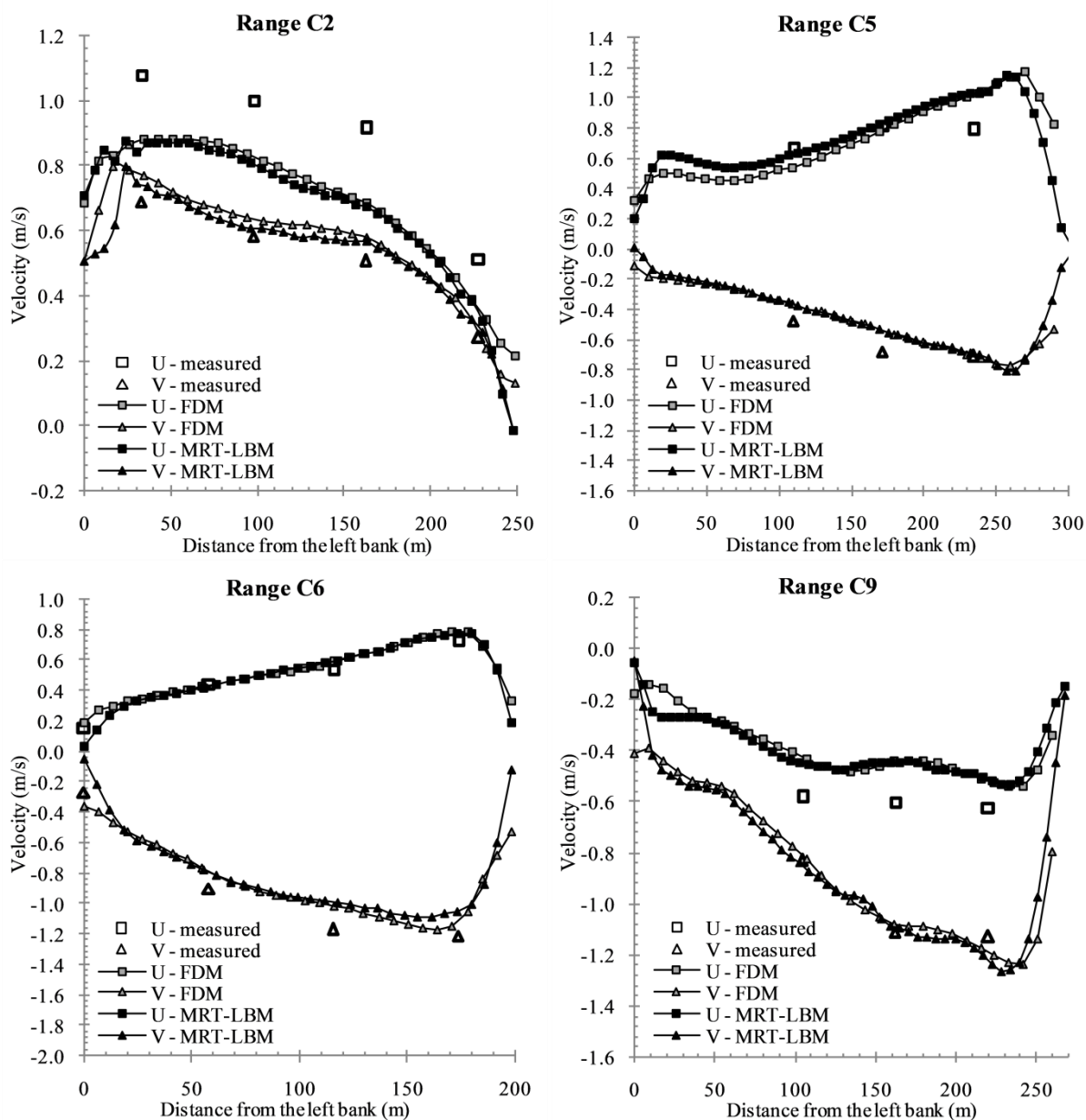
Slika 2. Situacioni prikaz posmatrane deonice reke Misuri – a) kote dna korita, b) brzine

3.2 Formulacija modela

S obzirom da se u posmatranoj deonici nalazi velik broj objekata i da se širina korita kreće oko 250 m, kvadratna mreža 5 x 5 m, sa ukupno 89691 računskih tačaka je usvojena za proračun. Kao uzvodni granični uslov korišćen je protok $Q=1060 \text{ m}^3/\text{s}$, dok je za nizvodni granični uslov usvojen nivo $Z_s=229.55 \text{ m}$. Kao početni uslov usvojeno je da u svim tačkama računске mreže nema brzina. Kao početni uslov usvojen je nivo koji je viši od kote terena u svim tačkama. Međutim, tada se javlja problem numeričke nestabilnosti u računskim tačkama nizvodnog graničnog uslova. Iz tog razloga je usvojeno da je nivo u deonici neposredno pre nizvodnog graničnog uslova jednak nivou Z_s , a da uzvodno nivo kaskadno raste. Na taj način izbegnuta je velika denivelacija nivoa u nizvodnom graničnom uslovu čime je rešen problem numeričke nestabilnosti.

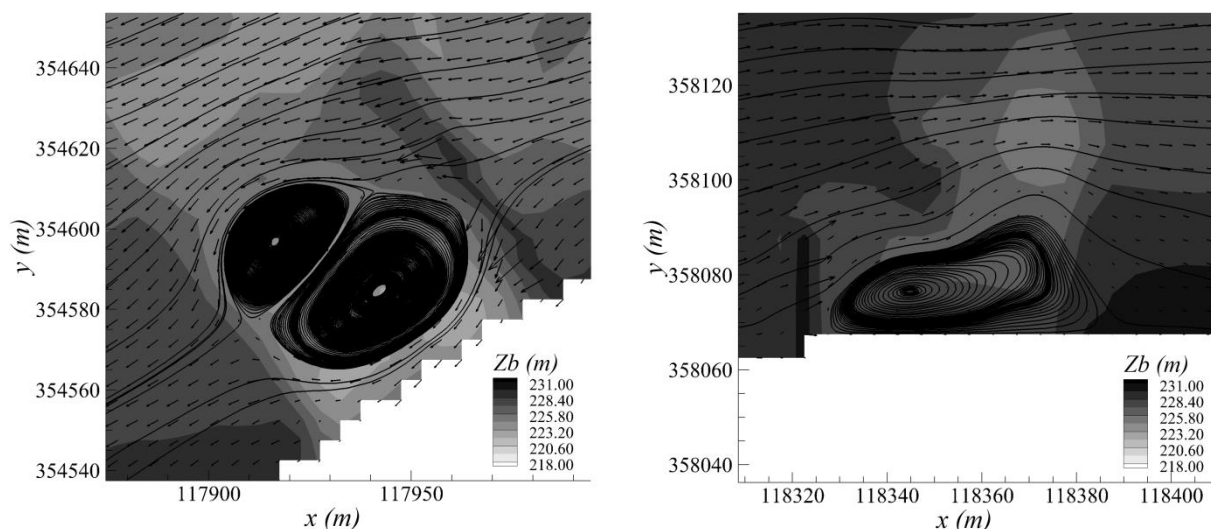
3.3 Validacija modela i rezultati

Sledeće vrednosti parametara su korišćene za proračun: $n=0.038 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}^{-1}$, $\nu=0.05 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$, $\Delta t=0.35 \text{ s}$, $s_1=s_4=s_6=1.0$, $s_2=0.9$, $s_3=s_5=s_9=0$, $s_7=s_8=1/\tau$. Ustaljeno stanje uspostavljeno je nakon 80 000 iteracija. Poređenje dobijenih rezultata sa merenjima i rezultatima dobijenih primenom MKR prikazano je na slici 3, za izdvojena četiri poprečna profila. Veoma dobra poklapanja MRT-LBM i MKR su dobijena, dok merenja u nekim profilima dosta odstupaju. Najveće odstupanje primenjene dve metode je 13%, a odstupanje od merenih rezultata se kreće do 20%.



Slika 3. Poređenje brzina dobijenih primenom MRT-LBM sa izmerenim brzinama i brzinama koje su dobijene primenom MKR

Naperi postavljeni duž toka, predstavljaju prepreke kretanju vode i kao takvi prouzrokuju cirkulaciono kretanje i pojavu vrtloga u njihovoj blizini. Na slici 4 prikazani su vektori brzina i strujnice u okolini dva napera – detalji D1 i D2 označeni na slici 3. Ovim je pokazano da se primenom MRT-LBM može uspešno simulirati komplikovana strujna slika kao što je vrtložno strujanje.



Slika 4. Detalji D1 i D2 sa prikazom vektora brzina i strujnica

4 Zaključak

Primena LBM na rešavanje jednačina osrednjenih po dubini je proučavana u radu. U tom cilju, formiran je dvodimenzionalni model MRT-LBM na kvadratnoj mreži sa devet funkcija raspodela (D2Q9). Kako bi se dokazala sposobnost primenjene metode za rešavanje strujne slike prirodnih vodotoka, analiziran je realan primer prirodnog vodotoka kojeg karakteriše veoma kompleksna geometrija i morfologija. Modelirana je deonica reke Misuri, karakteristična po velikom broju regulacionih građevina. Analizirana je kako bi se pokazalo da LBM može funkcionisati i u slučaju strujanja sa izrazitim vrtloženjem. Verifikacija modela izvršena je poređenjem dobijenih rezultata sa merenim rezultatima kao i sa rezultatima dobijenih klasičnom metodom konačnih razlika. Zabeležena su veoma dobra slaganja rezultata. Sa stanovišta praktične primene, može se smatrati da su vrednosti odstupanja rezultata primenjenih metoda i merenih podataka u dozvoljenim granicama. Time je pokazano da se MRT-LBM može koristiti kao alternativa već postojećim numeričkim metodama, kad je u pitanju rešavanje jednačina osrednjenih po dubini, u prirodnim vodotocima, što je i cilj sprovedene analize.

Zahvalnica

Ovo istraživanje (ovaj rad) je podržan(o) od strane Ministarstva prosvete, nauke i tehnološkog razvoja kroz projekat broj 451-03-9/2021-14/ 200156 "Inovativna naučna i umetnička istraživanja iz domena delatnosti FTN-a"

Literatura

1. Bouzidi, M., D'Humières, D., Lallemand, P., Luo, L.S., 2001. Lattice Boltzmann equation on a two-dimensional rectangular grid. *J. Comput. Phys.* 172, 704–717. <https://doi.org/10.1006/jcph.2001.6850>
2. Budinski, L., 2014. MRT lattice Boltzmann method for 2D flows in curvilinear coordinates. *Comput. Fluids* 96, 288–301. <https://doi.org/10.1016/j.compfluid.2014.03.007>
3. Budinski, L., 2012. Lattice Boltzmann method for 2D flows in curvilinear coordinates. *J. Hydroinformatics* 14, 772–783. <https://doi.org/10.2166/hydro.2012.097>

4. Budinski, L., Kermani, E.P., Ožvat, S., Fabian, J., Stipić, M., 2020. Unsteady flow simulation using the curvilinear multiple-relaxation-time lattice Boltzmann method: Danube River case study. *J. Hydraul. Res.* 58, 204–217. <https://doi.org/10.1080/00221686.2019.1573761>
5. Hammou, H., Ginzburg, I., Boulerhcha, M., 2011. Two-relaxation-times Lattice Boltzmann schemes for solute transport in unsaturated water flow, with a focus on stability. *Adv. Water Resour.* 34, 779–793. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2011.04.008>
6. Lallemand, P., Luo, L.-S., 2000. Theory of the lattice Boltzmann method: Dispersion, dissipation, isotropy, Galilean invariance, and stability. *Phys. Rev. E* 61, 6546–6562. <https://doi.org/10.1103/PhysRevE.61.6546>
7. Liu, Haifei, Li, M., Shu, A., 2012. Large eddy simulation of turbulent shallow water flows using multi-relaxation-time lattice Boltzmann model. *Int. J. Numer. Methods Fluids* 70, 1573–1589. <https://doi.org/10.1002/fld.3643>
8. Liu, H., Zhou, J.G., Burrows, R., 2012. Inlet and outlet boundary conditions for the Lattice-Boltzmann modelling of shallow water flows. *Prog. Comput. Fluid Dyn. An Int. J.* 12, 11. <https://doi.org/10.1504/PCFD.2012.044850>
9. McNamara, G.R., Zanetti, G., 1988. Use of the Boltzmann equation to simulate lattice-gas automata. *Phys. Rev. Lett.* 61, 2332–2335. <https://doi.org/10.1103/PhysRevLett.61.2332>
10. Qian, Y.H., D’Humières, D., Lallemand, P., 1992. Lattice bgk models for navier-stokes equation. *Epl* 17, 479–484. <https://doi.org/10.1209/0295-5075/17/6/001>
11. Thömmes, G., Seaid, M., Banda, M.K., 2007. Lattice Boltzmann methods for shallow water flow applications. *Int. J. Numer. Methods Fluids* 55, 673–692. <https://doi.org/10.1002/fld.1489>
12. Zhou, J.G., 2012. MRT rectangular lattice boltzmann method. *Int. J. Mod. Phys. C* 23. <https://doi.org/10.1142/S0129183112500404>
13. Zhou, J.G., 2011. Enhancement of the LABSWE for shallow water flows. *J. Comput. Phys.* 230, 394–401. <https://doi.org/10.1016/j.jcp.2010.09.027>
14. Zhou, J.G., 2004. *Lattice Boltzmann Methods for Shallow Water Flows, Lecture Notes in Economics and Mathematical Systems.* Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/978-3-662-08276-8>
15. Zhou, J.G., 2002. A lattice Boltzmann model for the shallow water equations. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* 191, 3527–3539. [https://doi.org/10.1016/S0045-7825\(02\)00291-8](https://doi.org/10.1016/S0045-7825(02)00291-8)
16. Zou, Q., He, X., 1997. On pressure and velocity boundary conditions for the lattice Boltzmann BGK model. *Phys. Fluids* 9, 1591–1598. <https://doi.org/10.1063/1.869307>

Određivanje plavnih zona kombinovanjem linijskih i ravanskih modela tečenja

David Jaćimović¹
Nikola Rosić²

APSTRAKT: U ovom radu se prikazuje mogućnost primene kombinovanih modela tečenja za određivanje plavnih zona. Tečenje duž plavnih površina najčešće odlikuje izrazita prostorna promenljivost hidrauličkih veličina, pri čemu se pravci strujanja na plavnim površinama mogu znatno razlikovati od pravaca strujanja toka u glavnom koritu. Poseban problem predstavljaju plavne površine u blizini rečnih ušća, račvanja tokova, mesta gde dolazi do preliivanja visokih prepreka koja razdvajaju korita za veliku vodu dva vodotoka. Takođe, moguće je i da se pri različitim hidrološkim scenarijima značajno menjaju pravci strujanja. Navedeni razlozi otežavaju primenu modela linijskog tečenja za određivanje plavnih zona. Kako bi se modelirali navedeni složeniji slučajevi strujanja u koritu za veliku vodu, moguće je linijske modele kombinovati sa ravanskim modelima kojima se obuhvataju složeniji delovi toka. U radu su prikazane su mogućnosti povezivanja linijskih i ravanskih elemenata modela, kao i primena kombinovanog modela strujanja u programskom paketu HEC-RAS. Primena kombinovanih modela ilustrovana je na primeru određivanja plavnih zona u okolini grada Uba, gde su linijski modeli reke Ub i reke Gračice povezani pomoću ravanskih elemenata. Na ovaj način modelirana je interakcija ova dva vodotoka i tečenje na plavnoj površini prilikom izlivanja vode iz glavnog korita. Rezultati kombinovanog modela upoređeni su rezultatima dobijenim na osnovu linijskog modela tečenja. Poređenja ukazuju na to da se dodavanjem ravanskih elemenata može na adekvatniji način modelirati razmena protoka između dva vodotoka tokom poplavne epizode, a samim tim hidrodinamiku toka i obim plavljenja.

Ključne reči: plavne površine, linijski modeli tečenja, kombinovani modeli tečenja, Tamnava, Ub, Gračica

Determination of flood zones by combining 1D and 2D flow models

ABSTRACT: In the paper is presented the possibility of applying combined flow models to determine flood zones. Flow over floodplains is most often characterized by significant spatial variability of hydraulic quantities, whereby the flow directions on floodplains can differ significantly from the flow directions in the main channel. A special problem are the floodplains near river mouths, forks of streams, places where water flows over high obstacles that separate the floodplains of two rivers. Also, it is possible that in different hydrological scenarios, the flow directions change significantly. These reasons make it difficult to apply the 1D flow model for determining flood zones. In order to model the above mentioned complex cases of flow in the main channel and floodplains, it is possible to combine 1D models with 2D models that include more complex parts of the stream. The paper presents the possibilities of connecting 1D and 2D elements of the model, as well as the application of the combined flow model in the HEC-RAS software package. The application of combined models is illustrated by the example of determining flood zones in the vicinity of the town of Ub, where the 1D models of the river Ub and the river Gračica are connected by 2D elements. This way, the interaction of these two rivers during the outflow of water from the main channel was modeled. The results of the combined model were compared with the results obtained on the basis of the 1D flow model. Comparisons indicate that the addition of 2D elements can more adequately model the flow exchange between two rivers during a flood episode, and thus flow hydrodynamics and the extent of flooding.

Keywords: floodplains, 1D flow models, combined flow models, Tamnava, Ub, Gračica

¹ David Jaćimović, Ehting, student specijalističkih studija, davidjacimovic@gmail.com

² Dr Nikola Rosić, Građevinski fakultet Beograd, docent, nrosic@grf.bg.ac.rs

1 Uvod

Hidraulički modeli mogu se koristiti za procenu šteta izazvanih poplavnim događajima, na osnovu čega se mogu preduzeti određene mere da do tih šteta ne dođe. Iz tog, i mnogih drugih praktičnih razloga, hidraulički modeli predstavljaju moćan alat u rešavanju praktičnih problema rečne hidraulike. Tokom prethodnog perioda razvijeni su mnogobrojni hidraulički modeli i softverski alati koji se uspešno primenjuju kako u svetskoj, tako i u domaćoj inženjerskoj praksi. Pored modela linijskog tečenja koji se standardno primenjuju za određivanje plavnih zona, u poslednje vreme se sve više primenjuju i modeli ravanskog tečenja.

Tečenje duž plavnih površina najčešće odlikuje izrazita prostorna promenljivost hidrauličkih veličina. Pravci strujanja na plavnim površinama se mogu znatno razlikovati od pravca strujanja toka u glavnom koritu reka što otežava formiranje linijskih modela tečenja za velike vode. Poseban problem predstavljaju plavne površine u blizini rečnih ušća, račvanja tokova, mesta gde dolazi do preliivanja visokih prepreka koje razdvajaju korita za veliku vodu dva vodotoka. Moguće je i da se na istim plavnim površinama, pri različitim hidrološkim scenarijima, značajno menjaju pravci strujanja. Iz navedenih razloga je u ovim slučajevima poželjna primena modela ravanskog tečenja, kako bi se opisane pojave modelirale na što verodostojniji način.

Imajući u vidu da je za formiranje modela ravanskog tečenja potreban veći fond podataka, računarskih i vremenskih resursa, kompromis između opisanih pristupa predstavlja kombinacija linijskih i ravanskih elemenata modela, pri čemu se pomoću modela linijskog tečenja obuhvata glavni tok koji se zbog svoje prirode može tretirati kao linijski, dok se hidraulički složeniji delovi toka obuhvataju ravanskim elementima modela.

U ovom radu će se prikazati primena kombinovanog modela tečenja u programskom paketu HEC-RAS. Prikazaće se teorijske osnove linijskih i ravanskih modela, načini povezivanja linijskih i ravanskih elemenata, kao i rezultati primene kombinovanog modela za određivanje plavnih zona u okolini grada Uba.

2 Opšte o kombinovanim modelima tečenja

Linijski – 1D modeli se tradicionalno koriste u inženjerskoj praksi. Kako je u ovom radu akcenat na primeni hidrauličkih modela za određivanje posledica poplavnih događaja, primena hidrauličkih modela u ostalim aspektima rečnog inženjerstva neće se posebno obrađivati. Daće se opšti prikaz hidrauličkih modela neustaljenog tečenja u prirodnim vodotocima, posebno za modele linijskog-1D, odnosno ravanskog – 2D tečenja.

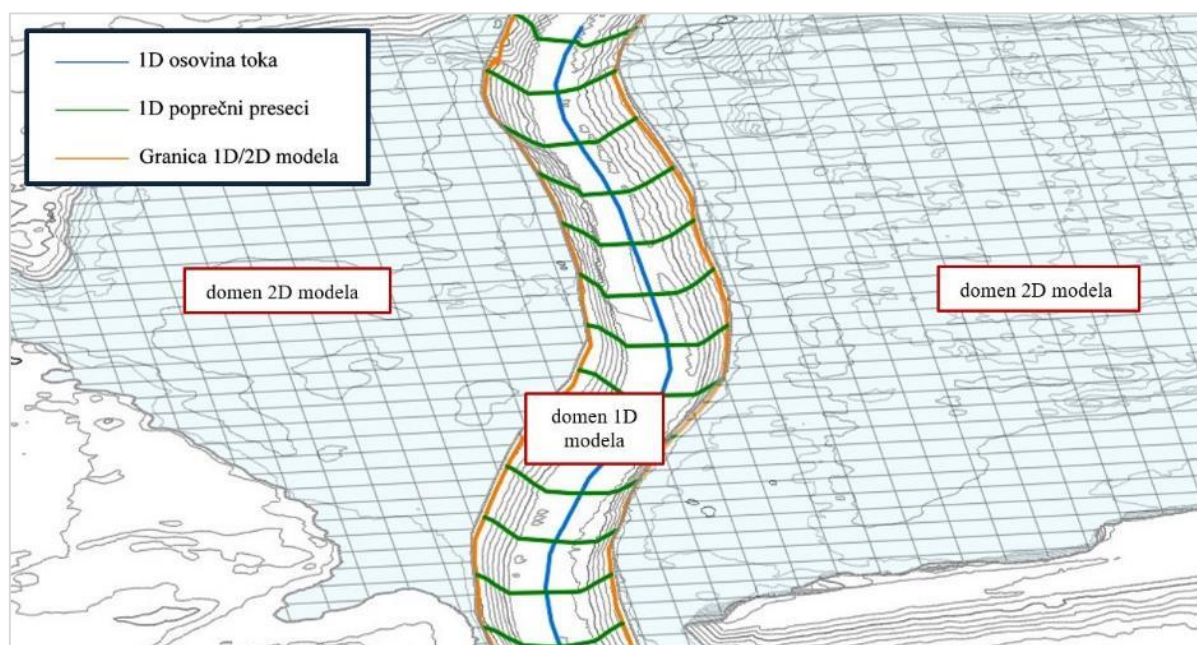
Linijski modeli u opštem slučaju sastoje se iz niza poprečnih preseka kojima je predstavljena topografija glavnog korita vodotoka i plavnih površina. Nivoi vode pri zadatim ulaznim podacima računaju se u svakom poprečnom preseku na osnovu jednačina linijskog neustaljenog tečenja, pri čemu je nivo vode u poprečnom preseku horizontalan. Za formiranje linijskog modela tečenja praktično je potrebno obezbediti podatke o topografiji terena u unapred definisanim poprečnim presecima. U uslovima relativno uskih plavnih površina, ograničenih nasipima ili visokim terenom, linijski modeli daju dobre rezultate i mogu se pouzdano koristiti za procenu hidrauličkih veličina prilikom nailaska poplavnog talasa. Međutim, u slučaju složenijih topografskih uslova na plavnim površinama, gde pravac tečenja značajno odstupa od pravca glavnog toka koji je predefinisani geometrijom modela, linijski modeli nemaju mogućnost adekvatnog modeliranja ravanskog toka koji se na plavnim površinama ostvaruje. Najveća prednost linijskih modela je u jednostavnosti izrade i brzini obavljanja simulacija, dok je najveći nedostatak nemogućnost adekvatnog opisivanja hidrodinamike toka u uslovima gde su izražene razlike u pravcima strujanja. Takođe, kalibracija linijskih modela predstavlja znatno jednostavniji zadatak od kalibracije ravanskih modela.

U slučajevima gde se pomoću linijskih modela ne može modelirati tok koji značajno odstupa od linijskog, primena ravanskih modela predstavlja značajnu prednost. Međutim, za razliku od linijskih modela kod kojih se topografija terena definiše pomoću niza poprečnih preseka, u slučaju ravanskih

modela potrebno je raspolagati sa kontinualnim topografskim podacima kojima je pokrivena kompletna oblast za koju se hidraulički model formira. Ravanski modeli se najčešće sastoje od računске mreže pomoću koje je razmatrana oblast diskretizovana u prostornom smislu, pri čemu svaka računска ćelija nosi informacije o topografiji terena koju pokriva.

Pribavljanje kvalitetnih topografskih podataka je ujedno i najveći izazov prilikom formiranja ravanskih modela tečenja, imajući u vidu da kvalitet topografskih podataka u najvećoj meri utiče na tačnost dobijenih rezultata [1]. Prema tome, prednosti ravanskog modeliranja se ogledaju u tačnosti dobijenih rezultata, pre svega u slučajevima gde se u prirodi javlja promenljivost u pravcima strujanja. U poređenju sa linijskim modelima, nedostaci se ogledaju u većem fondu podataka koji je potreban za formiranje modela, kao i u potrebnom vremenu za obavljanje simulacije i zahtevanim računarskim resursima.

Kako bi se iskoristile prednosti, odnosno nadomestili nedostaci linijskih i ravanskih modela tečenja, pristup koji predstavlja kompromis je formiranje kombinovanog modela - takozvano „kuplovanje“ modela. U tom slučaju se deo toka koji je u prirodi blizak jednodimenzionalnom modelira linijskim modelom (glavno korito), dok se delovi razmatrane oblasti gde je tok po prirodi ravanski (plavne površine) modeliraju ravanskim modelima (slika 2.1).



Slika 2.1. Ilustracija primene kombinovanog modela tečenja.

Figure 2.1. Illustration of the application of a combined flow model.

Međutim, kombinovanje linijskih i ravanskih modela zahteva definisanje načina „hidrauličkog“ povezivanja ova dva domena. Jedan način je da se primeni takozvano „slabo“ kuplovanje (*eng. loose coupling*), gde se prvo obavlja proračun u domenu linijskog modela, a zatim se rezultati koriste kao granični uslov za proračun u domenu ravanskog modela. Ovaj pristup je korišćen u mnogim studijama, međutim, pokazalo se da ovaj pristup može dovesti do problema sa bilansom zbog nemogućnosti vraćanja vode iz 2D u 1D domen [2]. Drugi način je takozvano „čvrsto“ kuplovanje (*eng. tight coupling*) gde se dva domena povezuju na nivou računskog koraka. Ovaj pristup zahteva razvoj dodatnih procedura unutar računskog algoritma kojima se opisuje hidraulička veza između linijskog i ravanskog domena.

U okviru ovog rada primeniće se postupak „čvrstog“ kuplovanja koje se može obaviti na više načina, u zavisnosti od domena primene modela. Naime, linijski i ravanski modeli se u opštem slučaju mogu povezivati na dva načina. Prvi način podrazumeva **bočno** povezivanje linijskih i ravanskih domena modela, pri čemu se veza između dva domena ostvaruje pomoću bočnog preliva. Kao primer

za primenu ovog tipa povezivanja može se uzeti modeliranje proboja nasipa, gde se nebranjeni deo korita reke modelira linijskim, a branjeni deo ravanskim modelom tečenja. Drugi način podrazumeva **direktno** povezivanje gde se veza između linijskog i ravanskog domena modela ostvaruje direktno, bez umetanja fiktivnih objekata. Primer za ovakav način kuplovanja modela može biti modeliranje rečnog ušća pomoću ravanskog modela, pri čemu se tokovi dveju reka uzvodno i nizvodno od ušća modeliraju linijskim modelom.

3 Osnovne jednačine

Osnovne jednačine neustaljenog tečenja proizilaze iz zakona održanja, i to jednačina kontinuiteta iz zakona održanja mase i dinamičke jednačine (jednačine sila) iz zakona održanja količine kretanja. Broj jednačina matematičkog modela zavisi od dimenzionalnosti problema. U slučaju modela linijskog tečenja, matematički model čini sistem od dve parcijalne diferencijalne jednačine – jedna jednačina kontinuiteta i jedna dinamička jednačina. U slučaju modela ravanskog tečenja jednačinama su obuhvaćene dve komponente brzine u horizontalnoj ravni, te je broj jednačina tri – jedna jednačina kontinuiteta i dve dinamičke jednačine.

Kada je reč o kombinovanim modelima tečenja, potrebno je obezbediti jednačine kojima se ostvaruje veza između linijskog i ravanskog domena modela. U nastavku će se prikazati matematički model kombinovanih modela tečenja, sa posebnim akcentom na načine povezivanja dva računaska domena.

3.1 Jednačine linijskog neustaljenog tečenja

U slučaju linijskog neustaljenog tečenja, matematički model čini sistem od dve jednačine, jedne jednačine kontinuiteta - (3.1) i jedne dinamičke jednačine - (3.2) [2, 3, 4]:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q = 0 \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial Z}{\partial x} + I_e \right) = 0, \quad (3.2)$$

gde je: x – prostorna koordinata, t – vreme, Q – zapreminski protok, q – bočni dotok, A – površina proticajnog preseka, Z – kota nivoa vode, g – ubrzanje zemljine teže i I_e – nagib energetske kote.

U navedenim jednačinama prostorna koordinata x i vreme t su nezavisno promenljive, dok su ostale veličine zavisno promenljive, osim ubrzanja zemljine teže koje je fizička konstanta. U pitanju su parcijalne diferencijalne jednačine hiperboličkog tipa koje u opštem slučaju nemaju analitičko rešenje, već se za njihovo rešavanje primenjuju metode numeričkog rešavanja jednačina.

Nagibom energetske kote I_e , koji se određuje se na osnovu Šezi-Maningove jednačine, obuhvaćen je jedini parametar matematičkog modela linijskog neustaljenog tečenja – Maningov koeficijent otpora, do čije vrednosti se dolazi kalibracijom modela.

3.2 Jednačine ravanskog neustaljenog tečenja

Jednačine matematičkog modela ravanskog tečenja proizilaze iz istih zakona održanja kao i jednačine linijskog tečenja. Osnovna razlika je što se u slučaju jednačina ravanskog tečenja bilans mase i količine kretanja razmatra u horizontalnoj ravni, pri čemu je tok osrednjen po dubini.

Prema tome, matematički model čini sistem od tri jednačine, jedne jednačine kontinuiteta - (3.3) i dve dinamičke jednačine - (3.4) i (3.5) [2, 3]:

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial x} - q = 0 \quad (3.3)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial Z}{\partial x} + v_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_\tau u + f_v \quad (3.4)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial Z}{\partial y} + v_t \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_\tau v + f_u \quad (3.5)$$

gde je: t – vreme, (x, y) – prostorne koordinate, (u, v) – komponente vektora brzine u pravcima (x, y) , h – dubina vode, Z – kota nivoa vode, q – bočni dotok, v_t – koeficijent turbulentne viskoznosti, C_τ – koeficijent trenja, g – ubrzanje zemljine teže, a (f_v, f_u) – izvorni članovi. U prethodnim jednačinama vreme i prostorne koordinate su nezavisne promenljive, dok su ostale veličine, osim koeficijenata i fizičkih konstanti, zavisno promenljive.

Kao i u slučaju jednačina linijskog neustaljenog tečenja, u pitanju su parcijalne diferencijalne jednačine parabolikog tipa, za čije rešavanje se primenjuju standardne numeričke metode, kao što su metoda konačnih razlika, metoda konačnih elemenata, metoda konačnih zapremina, i sl.

Pretposlednji član jednačina (3.4) i (3.5) predstavlja lokalni tangencijalni napon koji se najčešće izražava pomoću Manningovog koeficijenta rapavosti - prvi parametar modela. Drugi član sa desne strane u dinamičkim jednačinama predstavlja napon turbulencije koji su posledica osrednjavanja zavisno promenljivih veličina po vremenu. Imajući u vidu da se ne radi o fizičkim veličinama, već o članovima jednačine kojima se opisuje uticaj fluktuacija brzina na glavno strujanje, njih je potrebno na neki način modelirati. Konkretno, u jednačinama (3.4) i (3.5) prikazan je koncept zasnovan na koeficijentu turbulentne viskoznosti koji je po svojoj prirodi tenzorska veličina. Međutim, ukoliko se pretpostavi izotropnost turbulencije, koeficijent turbulentne viskoznosti postaje skalarna veličina, čime se dobija ukupan broj od dva parametra modela. Ovime se u praktičnoj primeni postupak kalibracije modela znatno pojednostavljuje.

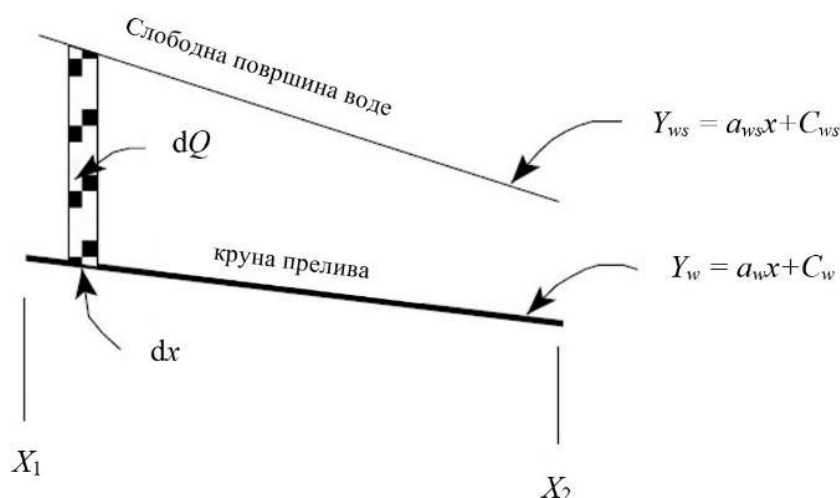
3.3 Jednačina bočnog povezivanja linijskog i ravanskog modela

Kao što je ranije rečeno, linijski i ravanski elementi modela se mogu povezivati na više načina. Shodno tome, razlikuje se i matematička formulacija problema. Praktični aspekti povezivanja linijskih i ravanskih elemenata prikazaće se u poglavljima koja slede. Ovde će se razmotriti slučaj bočnog povezivanja linijskih i ravanskih elemenata modela, gde se linijskim modelom predstavlja glavni tok, koji je po svojoj prirodi blizak jednodimenzionalnom, dok se ravanskim elementima modelira složnije tečenje na plavnoj površini. U matematičkom smislu, povezivanje 1D i 2D oblasti strujanja vrši se pomoću standardne jednačine preliivanja preko bočnog preliiva. Bočni preliv može biti i fiktivan, u slučajevima kada se ravanskim elementima modelira izlivanje iz osnovnog korita i terečnje na plavnim površinama, pri čemu ne postoje fizičke prepreke u vidu nasipa ili visokog terena.

U opštem slučaju, slobodna površina vode duž preliiva je pod određenim nagibom. Takođe, krana preliiva posleduje određen podužni nagib (slika 3.1). Iz tog razloga, potrebno je izvesti jednačinu za konkretan slučaj preliivanja preko bočnog preliiva. Polazi se od standardne jednačine preliivanja u diferencijalnom obliku [3]:

$$dQ = C_q (Z - Z_{kp})^{3/2} dx \quad (3.6)$$

Jednačina (3.6) predstavlja standardnu jednačinu preliivanja, gde dQ predstavlja protok preko preliiva po jedinici dužine dx , C_q koeficijent preliivanja, Z nivo vode na preliivu i Z_{kp} kotu krune preliiva. Kada je nivo u poprečnom preseku ili u ćeliji računске oblasti veći od kote krune preliiva, dolazi do preliivanja, odnosno razmene protoka između linijskog i ravanskog domena modela.



Slika 3.1. Segment preлива sa nagibom slobodne površine [3].

Figure 3.1. Lateral structure segment with sloped free water surface.

Sledeći skicu prikazanu na slici 3.1, diferencijalna jednačina 3.6 integrirani se duž bočnog preлива. Kao što se na slici 3.1 može videti, slobodna površina i kruha preлива predstavljaju se pomoću linearnih zavisnosti koje se potom uvrste u jednačinu 3.6:

$$dQ = C_q ((a_{ws} - a_w)x + C_{ws} - C_w)^{3/2} dx. \quad (3.7)$$

Objedinjavanjem konstanti i integracijom jednačine u granicama koje su definisane geometrijom preлива, dobija se konačan izraz za protok [3]:

$$\int_{x_1}^{x_2} dQ = C_q \int_{x_1}^{x_2} (a_1 x + C_1)^{3/2} dx, \quad (3.8)$$

$$Q_{x_1-x_2} = \frac{2C_q}{5a_1} ((a_1 x_2 + C_1)^{5/2} - (a_1 x_1 + C_1)^{5/2}), \quad (3.9)$$

gde su $a_1 = a_{ws} - a_w$ i $C_1 = C_{ws} - C_w$.

U opštem slučaju, razmena protoka između linijskih i ravanskih oblasti strujanja može se odvijati u oba smera, u zavisnosti od odnosa nivoa vode u delovima računskih oblasti. Prema tome, protok definisan izrazom (3.7) može predstavljati ulaz u domen ravanskog iz domena linijskog strujanja, i obrnuto, iz ravanskog u linijski domen.

Pored standardne jednačine prelivanja, HEC-RAS nudi opciju proračuna protoka preko bočnog preлива primenom Hagerove jednačine, koja se suštinski ne razlikuje od standardne jednačine prelivanja. Razlika je u tome što kod Hagerove jednačine prelivanja koeficijent prelivanja nije konstantna veličina koja se zadaje proizvoljno, već se računa na osnovu sledećeg izraza [3]:

$$C_q = \frac{3}{5} C_0 \sqrt{g} \left[\frac{1-W}{3-2y-W} \right]^{0.5} \left\{ 1 - (\beta + S_0) \left[\frac{3(1-y)}{y-W} \right]^{0.5} \right\} \quad (3.9)$$

gde je $W = h_w / H_t + h_w$ i $y = H + h_w / H_t + h_w$.

U prethodnim jednačinama korišćene oznake imaju sledeće značenje: H – visina prelivnog mlaza, h_w – visina preлива, H_t – kota energije na prelivu, S_0 – prosečan nagib dna glavnog korita, β – ugao kontrakcije glavnog korita (jednak nuli ako je preliv paralelan sa osovinom glavnog korita).

C_0 predstavlja bazni koeficijent preliivanja i zavisi od oblika preliiva u poprečnom preseku, pri čemu npr. za preliv sa visinom jednakom nuli (*eng. zero height*) iznosi $\approx 0,63$ [3, 5, 6].

Prema tome, koeficijent preliivanja u slučaju Hagerove jednačine preliivanja predstavlja funkciju koja se menja na nivou računskog koraka, s obzirom na to da pored geometrijskih karakteristika preliiva zavisi i od hidrauličkih veličina kao što su visina prelivnog mlaza i kota energije.

3.4 Direktno povezivanje linijskih i ravanskih modela

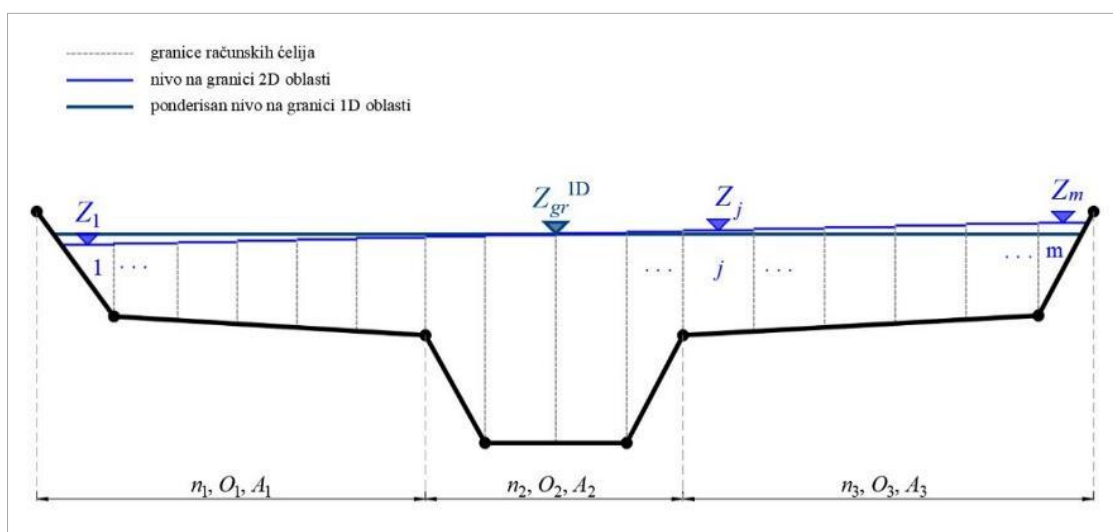
Direktno povezivanje linijskih i ravanskih elemenata modela poželjno je primenjivati na mestima gde je u prirodi tok blizak linijskom, pri čemu se povezivanje može vršiti na dva načina.

Prvi način podrazumeva povezivanje nizvodne 1D i uzvodne 2D računске oblasti. U ovom slučaju nizvodna granica 2D računске oblasti i uzvodna granica 1D oblasti prostorno se poklapaju. U svakom računskom koraku, protok iz 2D oblasti prosleđuje se u 1D oblast na osnovu rasporeda protočnosti u ćelijama koje su direktno povezane sa graničnim poprečnim presekom. Pri tome, računski nivo u poprečnom preseku na granici linijskog i ravanskog domena „nameće“ se kao nizvodni granični uslov za proračun u okviru domena ravanskog tečenja.

Drugi slučaj je obrnut u odnosu na prethodni. Direktno povezivanje se vrši između nizvodne 2D i uzvodne 1D računске oblasti, pri čemu se nizvodni presek 1D oblasti prostorno poklapa sa uzvodnom granicom 2D oblasti. U svakom računskom koraku protok iz 1D oblasti prosleđuje se u 2D oblast na osnovu rasporeda protočnosti poprečnog preseka, u ćelije koje su sa njim direktno povezane. U ovom slučaju nivo na uzvodnoj granici 2D računске oblasti „nameće“ se kao granični uslov za proračun linije nivoa u uzvodnoj 1D oblasti. U opštem slučaju, nivo na granici 2D oblasti može biti promenljiv po širini (slika 3.2). Iz tog razloga se kao granični uslov definiše ponderisana vrednost nivoa na osnovu protočnosti svake računске ćelije:

$$Z_{gr}^{1D} = \frac{\sum_j Z_j \cdot K_j}{\sum_j K_j}, \quad (3.12)$$

gde je Z_j - nivo u računskoj ćeliji j , a K_j - protočnost za računsku ćeliju j .



Slika 3.2. Ponderisanje nivoa na granici između nizvodne 2D i uzvodne 1D računске oblasti.

Figure 3.2. Weighting of water surface elevations at the boundary between downstream 2D and upstream 1D computational area.

4 Računski primer

Prethodno opisana metodologija primeniće se na računskom primeru. Konkretno, ilustrovaće se primena kombinovanog modela na primeru određivanja plavnih zona u okolini grada Uba. Dobijeni rezultati će se na kraju uporediti sa rezultatima dobijenim pomoću linijskog modela.

4.1 Opis hidrauličkog modela

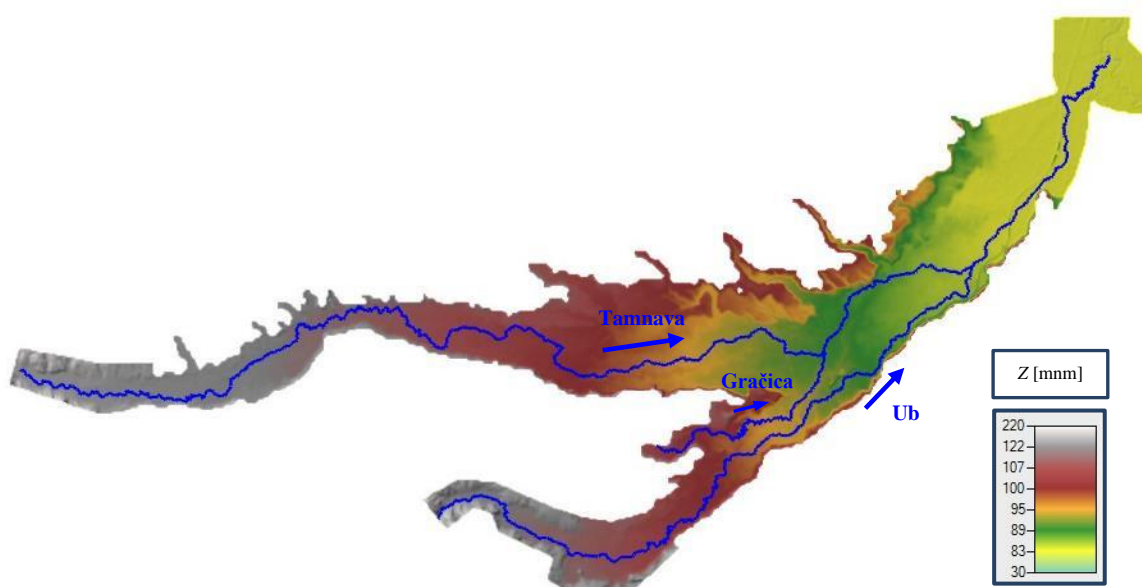
Na slici 4.1 prikazana je pregledna karta sliva reke Tamnave sa glavnim pritokama, rekom Ub i rekom Gračicom. Za potrebe ovog rada korišćen je postojeći linijski hidraulički model razvijen u okviru [7].

Linijski hidraulički model koji obuhvata vodotoke prikazane na slici 4.1 sadrži 877 poprečnih preseka i 24 mosta/propusta na mestu ukrštanja vodotoka sa saobraćajnicama. Model je modifikovan dodavanjem ravanskih elemenata u dve varijante, i to:

- 1) u urbanoj zoni grada Uba, gde je plavna površina između tokova Uba i Gračice najuža, sa ciljem da se ispita eventualna interakcija ova dva vodotoka prilikom izlivanja vode iz osnovnog korita;
- 2) na ušću reke Gračice u Tamnavu, gde se tok Gračice u Tamnavu uliva kroz dva rukavca.

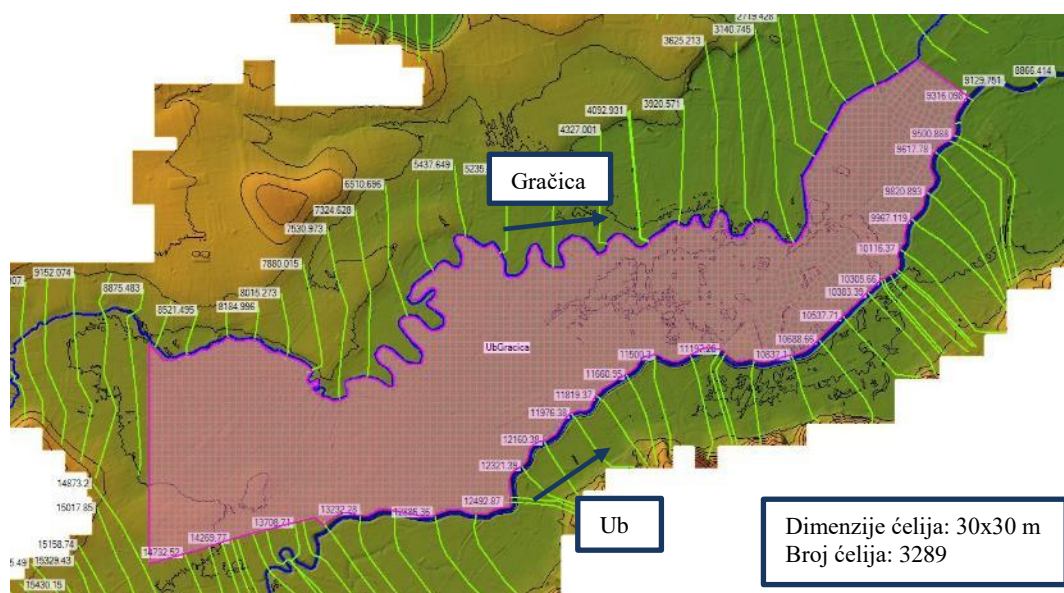
Prema tome, prva računaska varijanta odnosi se na postojeći linijski model, dok varijante 2 i 3 podrazumevaju bočno i direktno povezivanje linijskih i ravanskih elemenata modela.

Na slici 4.2 prikazana je ravanska računaska oblast „umetnuta“ između tokova Gračice i Uba – varijanta 2. Može se primetiti da poprečni preseki linijskog dela modela u ovom slučaju ne obuhvataju površinu unutar domena ravanskog modela. S obzirom na to da je ravanska računaska oblast povezana sa dva vodotoka, bilo je potrebno definisati dva fiktivna bočna preliva (*eng. lateral structure*). Bočni prelivi su zadati tako da prate visok teren koji razdvaja osnovno korito od plavnih površina. To praktično znači da je visina preliva jednaka nuli. Ovo je važno prilikom odabira vrednosti koeficijenta prelivanja koji se razlikuje u zavisnosti od problema koji se analizira.



Slika 4.1. Pregledna karta sliva Tamnave sa glavnim pritokama.

Figure 4.1. Overview map of the Tamnava basin with main tributaries.



Slika 4.2. 2D računski oblast „umetnuta“ između tokova Uba i Gračice – računski varijanta 2.

Figure 4.2. 2D flow area „inserted“ between the Ub and Gračica streams – computational variant 2.

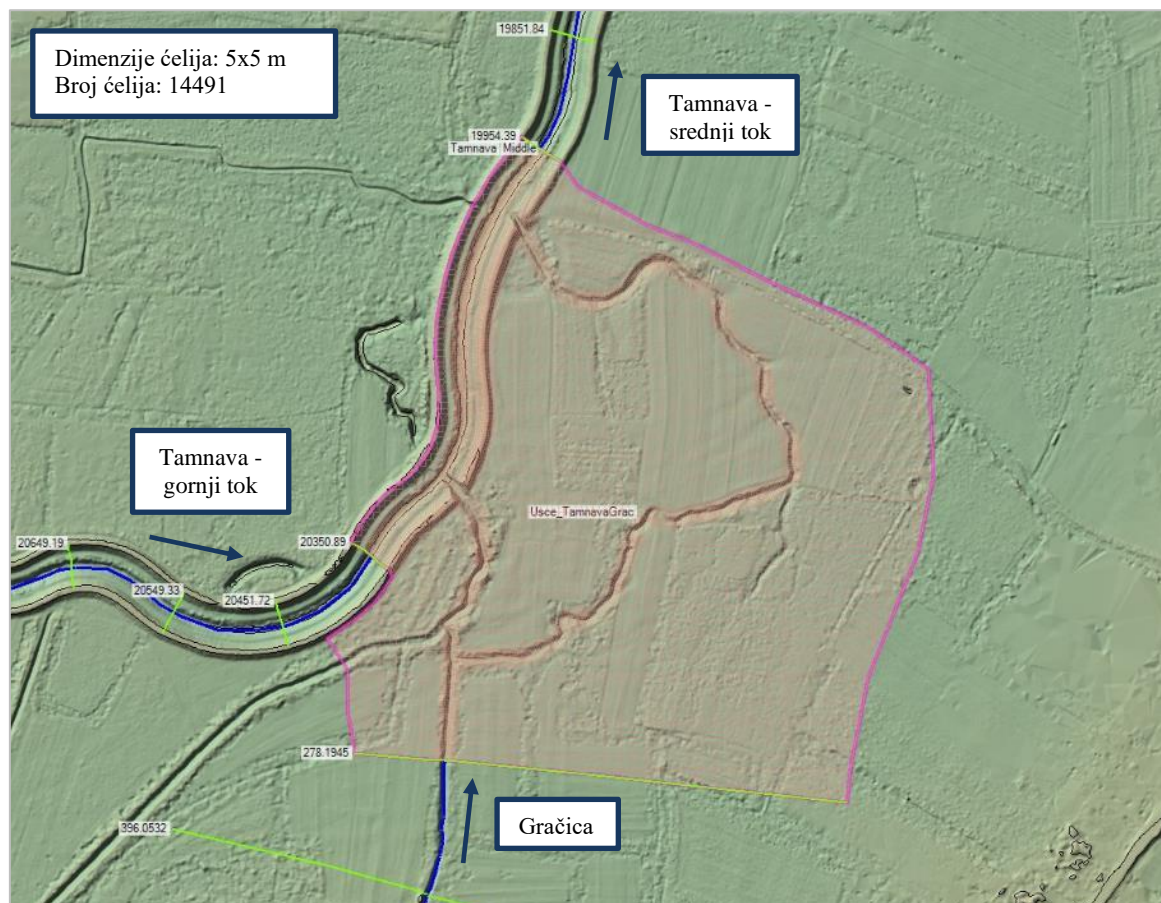
U narednoj tabeli prikazane su vrednosti koeficijenta prelivanja u zavisnosti od primene, odnosno od toga šta se modelira bočnim prelivom. Za konkretan slučaj gde se bočnim prelivom modelira izlivanje iz osnovnog korita, a ravanskim modelom tečenje na plavnoj površini, vrednosti koeficijenta prelivanja potrebno je zadati u opsegu od 0,1-0,5.

Tabela 4.1. Vrednosti koeficijenta prelivanja preko bočnog preliva u zavisnosti od njegove primene [3, 5, 6].

Table 4.1. Lateral discharge coefficient values depending on its application.

Šta se modelira pomoću bočnog preliva	Opis	Opseg vrednosti koeficijenta prelivanja C_q [l]
Nasip/put – 1m ili više iznad prirodnog terena.	Preliv oblika širokog praga; Protok preko nasipa/puta fizički kao protok preko preliva.	0,83-1,43
Nasip/put – 0,3 do 1m iznad prirodnog terena.	Preliv oblika širokog praga; Protok preko nasipa/puta fizički kao protok preko preliva, sa izvesnom pojavom potopljenog prelivanja.	0,55-1,1
Prirodna prepreka u vidu visokog terena – 0,3 do 1 m visine.	Fizički se ne ponaša kao preliv. Voda teče preko visokog terena, pri čemu protok predstavlja ulaz u 2D oblast tečenja. Tok ne prolazi kroz kritičnu dubinu.	0,28-0,55
Teren uz osnovno korito. Bočni preliv nije izdignut u odnosu na teren.	Izlivanje vode iz osnovnog korita na plavnu površinu.	0,11-0,28

U varijanti 3, ravanski elementi iskorišćeni su za modeliranje ušća Gračice u Tamnavu. Na slici 4.3 prikazana je ravanska računaska oblast formirana na ušću ova dva vodotoka. Širinu 2D oblasti uslovlila je širina poprečnih preseka postojećeg 1D modela sa kojima se 2D oblast povezuje. Kod direktnog povezivanja nije potrebno formiranje linijskih objekata, već se linijski domen direktno povezuje sa ravanskim preko graničnih poprečnih preseka.



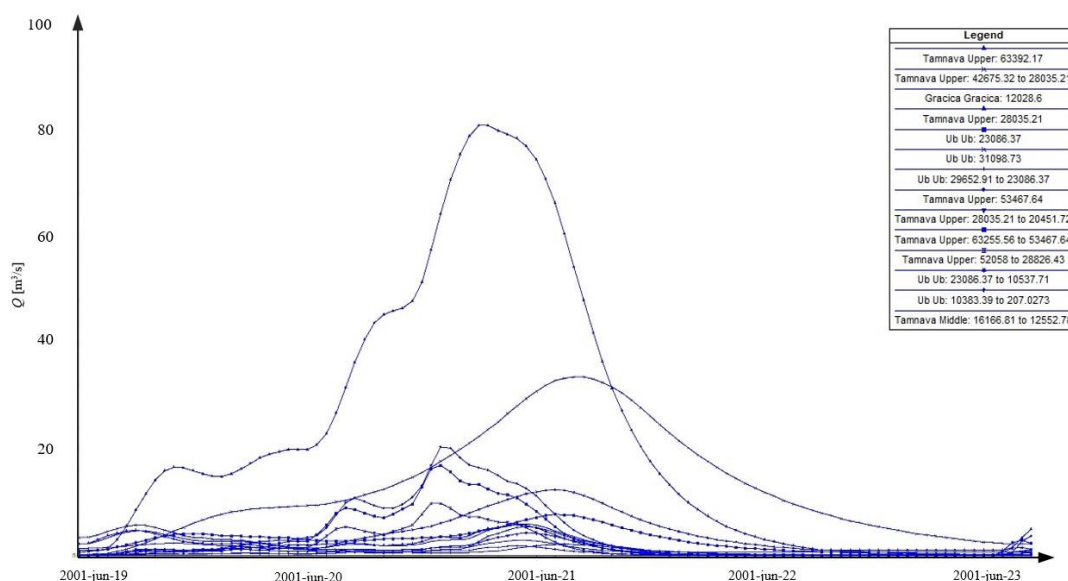
Slika 4.3. 2D računaska oblast na ušću Gračice i Tamnave – računaska varijanta 3.

Figure 4.3. 2D flow area at Gračica and Tamnava mouth – computational variant 3.

4.2 Analizirani poplavni talas

Formirani kombinovani modeli tečenja testirani su na poplavnoj epizodi iz juna 2001. Na slici 4.4 prikazani su svi ulazni hidrogrami zadati kao spoljašnji i unutrašnji granični uslovi. Analizirani vodotoci teku u mirnom režimu. Prema tome, na uzvodnom kraju svake od računskih deonica zadati su ulazni hidrogrami, dok je na nizvodnom kraju računске oblasti, odnosno na nizvodnom kraju donjeg toka reke Tamnave, zadata normalna dubina kao nizvodni granični uslov.

Ulazni hidrogrami prikazani na slici 4.4 definisani su kao više različitih tipova graničnih uslova. Naime, pored spoljašnjih graničnih uslova na krajevima računске oblasti, zadati su i unutrašnji granični uslovi na mestima gde se unutar računске oblasti očekuje dotok vode, a da se pritom tečenje u pritoci ne modelira hidrauličkim modelom. Koncentrisani dotoci predstavljeni su *Lateral Inflow Hydrograph* tipom graničnog uslova, dok je na lokacijama gde je potrebno ravnomerno rasporediti određeni dotok duž deonice vodotoka, primenjen *Uniform Lateral Inflow Hydrograph* granični uslov.



Slika 4.4. Poplavni talas iz juna 2001. godine – ulazni hidrogrami.

Figure 4.4. Flood event from June 2001 – inlet flow hydrographs.

4.3 Rezultati proračuna

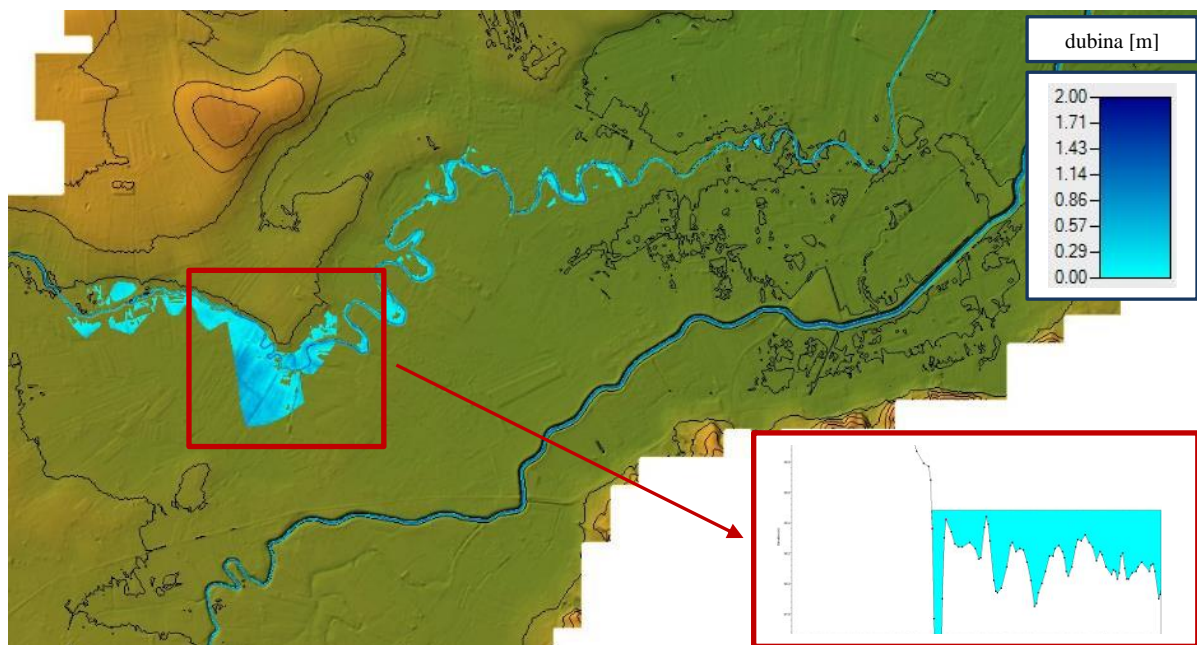
Proračun je sproveden kako za linijski tako i za kombinovani model u dve varijante, sa ciljem poređenja dobijenih rezultata.

Varijanta 1. Na slici 4.5 prikazan je raspored maksimalnih dubina u zoni povezivanja linijskih i ravanskih elemenata modela u varijanti 1, gde se može videti da je u jednom od poprečnih preseka došlo do izlivanja vode iz osnovnog korita Gračice. Međutim, imajući u vidu zakon održanja mase u linijskim modelima neustaljenog tečenja, količina vode iz uzvodnog poprečnog preseka uliva se u nizvodni poprečni presek, gde zbog njegove propusne moći ne dolazi do izlivanja iz osnovnog korita. Posledično, plavna zona ograničena je širinom poprečnog preseka u kome dolazi do izlivanja, čime se gube informacije o hidrodinamici toka na plavnoj površini. S obzirom na to da je predmetna deonica Uba regulisana tako da prihvati i protoke u periodima velikih voda, pri poplavnom talasu iz juna 2001. godine ne dolazi do izlivanja vode iz korita.

Varijanta 2. S obzirom na to da podaci za kalibraciju koeficijenta preliivanja nisu bili dostupni, u okviru računске varijante 2 je obavljen proračun za vrednosti koeficijenta preliivanja 0,1, 0,3 i 0,5, kao karakteristične vrednosti preporučenog opsega iz tabele 4.1. Dobijeni rezultati pokazuju da se obim plavljenja ne razlikuje u velikoj meri za različite vrednosti koeficijenta preliivanja. Takođe, maksimalna računska greška u proračunu nivoa približno je jednaka za sve tri vrednosti koeficijenta preliivanja i iznosi oko 3 cm. Međutim, imajući u vidu da cilj proračuna nije što tačnije određivanje plavnih zona, već ispitivanje mogućnosti primene kombinovanih modela tečenja u datim uslovima, kao reprezentativna vrednost koeficijenta preliivanja za uporednu analizu usvojena je vrednost 0.3. Bočni preliv definisan na desnoj obali Gračice u određenoj dužini duž toka je izdignut u odnosu na okolni teren, odnosno između osnovnog korita i plavne površine postoje prepreke u vidu izdignutog terena relativno male visine. Prema tome, usvajanje srednje vrednosti koeficijenta preliivanja ujedno predstavlja kompromis između graničnih vrednosti za bočni preliv u ravni terena i bočni preliv visine do 1 m (tabela 4.1).

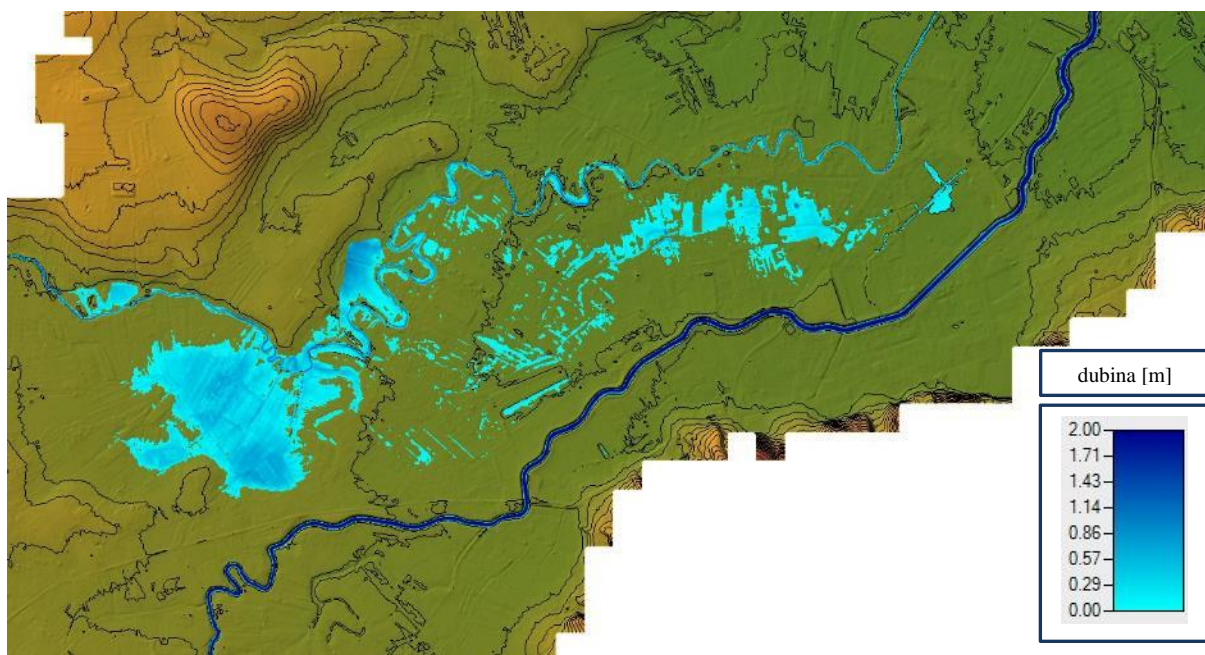
Na slici 4.6 prikazan je maksimalni raspored dubina za računsku varijantu 2. Primećuje se da se raspored maksimalnih dubina u velikoj meri razlikuje u odnosu na rezultate iz računске varijante 1. Usled izlivanja vode iz osnovnog korita Gračice, poplavni talas propagira se duž plavne površine, kako u uzvodnom tako i u nizvodnom smeru. S obzirom na to da na plavnoj površini, u nizvodnoj polovini ravanske računске oblasti, postoje poprečni kanali koji su direktno povezani sa koritom reke Ub,

prilikom povlačenja poplavnog talasa određena količina voda drenira se ka koritu Uba. Ovo ukazuje da postoji izvesna razmena protoka između tokova Gračice i Uba preko plavne površine koja se između njih nalazi. Na slici 4.7 prikazan je računski hidrogram na reci Gračici, u profilu nizvodno od zone kuplovanja linijskih i ravanskih elemenata. Može se primetiti da se usled izlivanja vode iz osnovnog korita maksimalni protok hidrograma smanjio za oko $0,80 \text{ m}^3/\text{s}$.



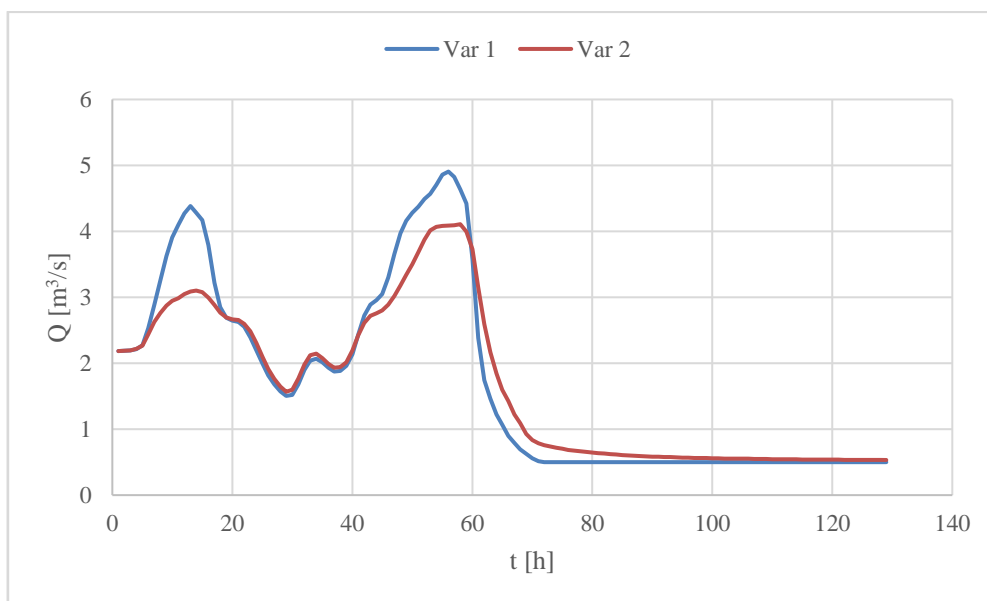
Slika 4.5. Raspored maksimalnih dubina u zoni povezivanja linijskih i ravanskih elemenata modela – varijanta 1.

Figure 4.5. Maximum depths in the zone of 1D and 2D elements connection – variant 1.



Slika 4.6. Raspored maksimalnih dubina u zoni povezivanja linijskih i ravanskih elemenata modela – varijanta 2.

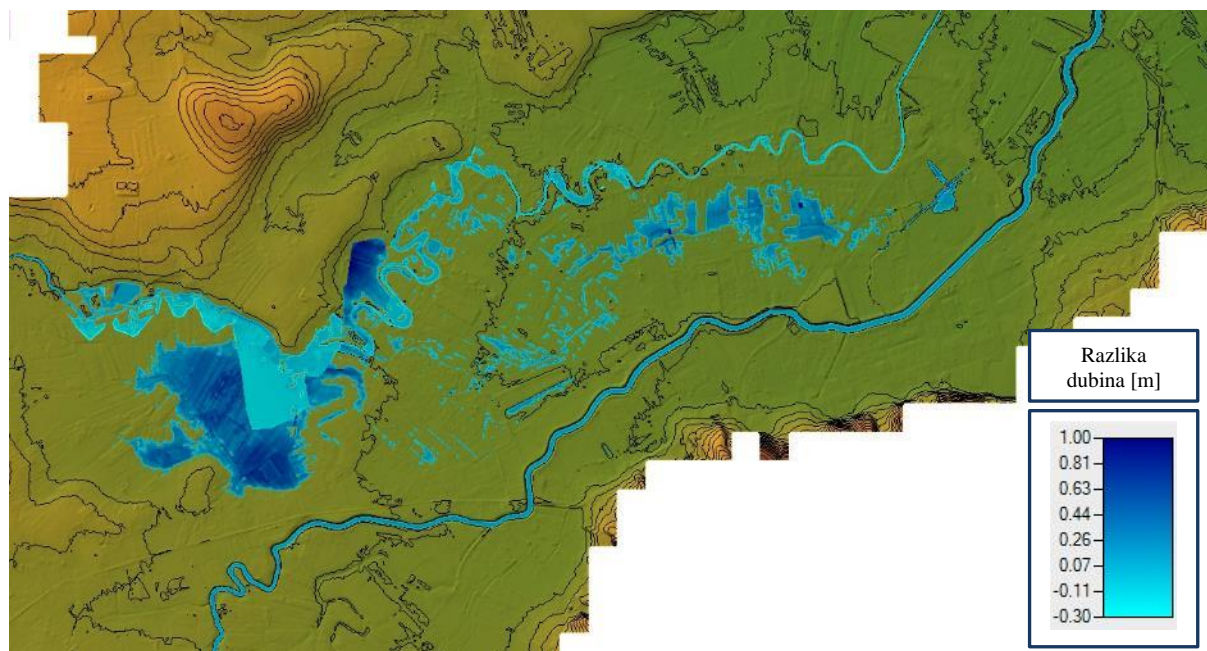
Figure 4.6. Maximum depths in the zone of 1D and 2D elements connection – variant 2.



Slika 4.7. Računski hidrogrami neposredno nizvodno od zone kuplovanja linijskog i ravanskog modela – poređenje računskih varijanti 1 i 2.

Figure 4.7. Computational flow hydrographs downstream of the coupling zone of 1D and 2D models – comparison of computational variants 1 and 2.

Na slici 4.8 prikazane su razlike maksimalnih dubina za varijante 1 i 2. Može se primetiti da su u zoni izlivanja iz osnovnog korita Gračice u varijanti 1 dobijene veće dubine (negativna razlika), što je očekivano s obzirom na to da je zapremina za prihvatanje protoka na plavnoj površini u 1D modelu manja u odnosu na raspoloživu zapreminu obuhvaćenu 2D računskom oblašću.



Slika 4.8. Razlike maksimalnih dubina za računске varijante 1 i 2.

Figure 4.7. Differences of maximum depths for computational variants 1 and 2.

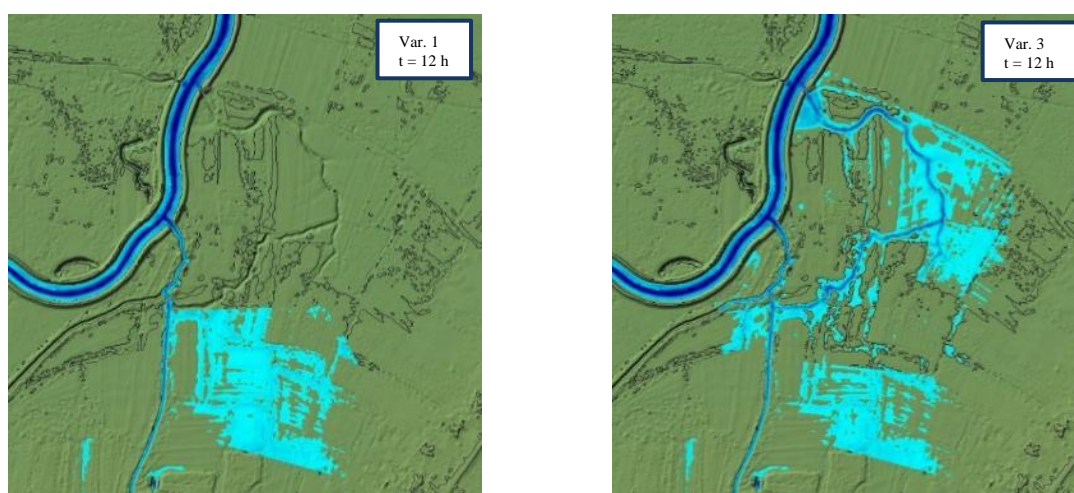
Varijanta 3. U ovoj računskoj varijanti ispitane su mogućnosti modeliranja rečnog ušća pomoću ravanskog modela direktno povezanog sa nizvodnom, odnosno uzvodnim deonicama matične reke Tamnave i pritoke Gračice. Na slikama 4.9 i 4.10 uporedno su prikazane plavne zone u trenutku $t = 0$ h (početni uslov) i u trenutku $t = 48$ h, za računске varijante 1 i 3. Rezultati proračuna ukazuju na značajne razlike u dinamici formiranja plavnih zona na ušću Tamnave i Gračice. Naime, linijskim modelom je obuhvaćen samo jedan rukavac reke Gračice, čime je napravljena greška u preraspodeli protoka na samom ušću. Plavna zona u varijanti 1 ograničena je na oblast koju pokrivaju poprečni preseči linijskog modela, dok je u slučaju varijante 3 ravanskim elementima modela obuhvaćena veća površina u okviru potencijalne plavne zone.

Na slici 4.11 prikazan je raspored brzina u trenutku $t = 48$ h za računsku varijantu 3, gde se može videti izražena promenljivost u pravcima strujanja u zoni ušća Tamnave i Gračice.



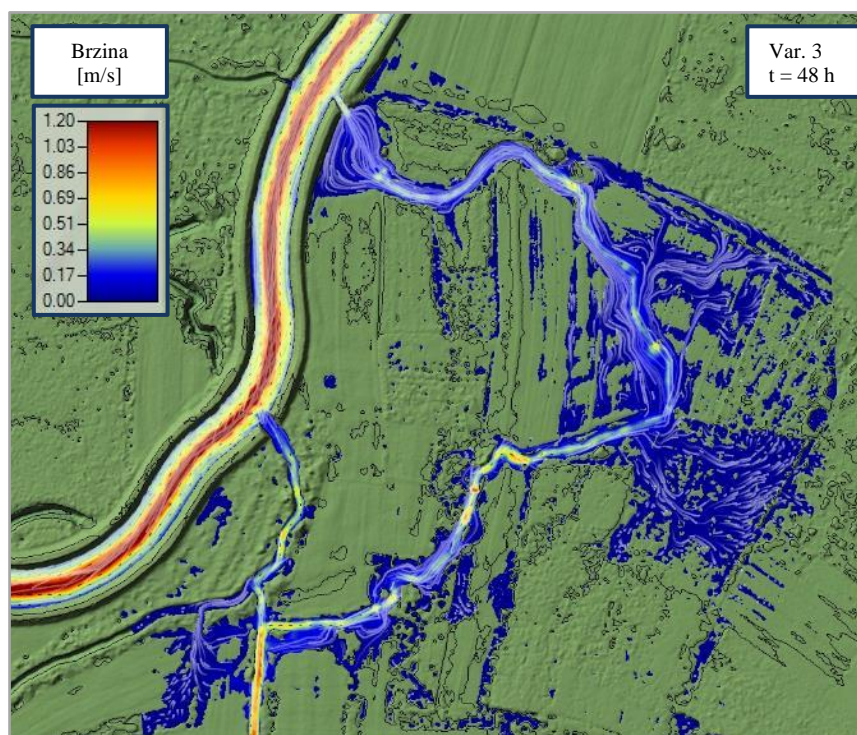
Slika 4.9. Prostorni raspored dubina u zoni ušća Tamnave i Gračice na početku proračuna (početni uslov, $t = 0$ h) – poređenje računskih varijanti 1 i 3.

Figure 4.9. Spatial distribution of depths in the zone of Tamnava and Gračica mouth at the beginning of the simulation (initial condition, $t = 0$ h).



Slika 4.10. Prostorni raspored dubina u zoni ušća Tamnave i Gračice u trenutku $t = 12$ h – poređenje računskih varijanti 1 i 3.

Figure 4.10. Spatial distribution of depths in the zone of Tamnava and Gračica mouth at the time $t = 12$ h - comparison of computational variants 1 and 3.



Slika 4.11. Prostorni raspored brzina u zoni ušća Tamnave i Gračice u trenutku $t = 48$ h – računaska varijanta 3.

Figure 4.11. Spatial distribution of velocities in the zone of Tamnava and Gračica mouth at the time $t = 48$ h – computational variant 3.

Prethodna slika ukazuje na osnovnu prednost ravanskih modela u odnosu na linijske. Na plavnim površinama gde je izražena promenljivost pravaca strujanja, linijskim modelima ne može se na adekvatan način opisati hidrodinamika toka. Eventualnim uvođenjem paralelnih tokova, pri čemu su oni međusobno povezani fiktivnim linijskim objektima, moguće je na adekvatniji način opisati tečenje na plavnim površinama sa složenim uslovima strujanja. Mogućnosti poboljšanja linijskih modela u ovakvim uslovima strujanja nisu ispitivane u ovom radu.

5 Zaključak

U okviru ovog rada prikazane su mogućnosti primene kombinovanih modela tečenja za određivanje plavnih zona, u programskom paketu HEC-RAS, sa ciljem na ukazivanje razlika u rezultatima proračuna koje se uočavaju kada se linijski modeli kombinuju sa ravanskim. Ispitane su dve računске varijante sa kombinovanjem linijskih i ravanskih elemenata, i to jedna varijanta sa bočnim i druga sa direktnim povezivanjem linijskog i ravanskog domena. Rezultati iz obe računске varijante upoređeni su sa rezultatima dobijenim pomoću linijskog modela, pri čemu su uočene značajne razlike u dobijenim plavnim zonama.

U varijanti 2 plavna površina između tokova Gračice i Uba modelirana je pomoću ravanske računске oblasti. Rezultati ukazuju da se u slučaju izlivanja vode iz osnovnog korita dinamika formiranja plavnih zona ne može adekvatno modelirati samo pomoću linijskog modela. Razlog za to je prisustvo kanala i depresija na plavnoj površini, što u izvesnoj meri komplikuje modeliranje na plavnim površinama, pre svega sa aspekta definisanja učešća neaktivnih površina u ukupnoj površini poprečnog preseka i izražene promenljivosti u pravcima tečenja.

U slučaju varijante 3 primenjen je postupak direktnog povezivanja linijskih i ravanskih elemenata na lokaciji ušća reka Tamnave i Gračice. Rezultati ukazuju da se dodavanjem ravanskih elemenata na adekvatniji način modelira hidrodinamika ušća dveju reka, imajući u vidu da se u konkretnom slučaju

tok Gračice u zoni ušća račva na dva rukavca. Postojećim linijskim modelom obuhvaćen je samo jedan od rukavaca, čime je napravljena greška u preraspodeli protoka. Dodavanjem ravanskih elemenata je prevaziđen ovaj nedostatak.

Generalan zaključak je da se dodavanjem ravanskih elemenata modela u programskom paketu HEC-RAS može značajno unaprediti linijski model, pre svega u zonama gde tok po svojoj prirodi odstupa od linijskog. Na taj način se prevazilazi potreba za formiranjem isključivo ravanskih modela koji su sa aspekta računarskih resursa najzahtevniji. Moglo bi se reći da je formiranje kombinovanog modela u praktičnom smislu komplikovanije od formiranja klasičnog linijskog ili ravanskog modela, pre svega zbog dodatnih elemenata kojima se dva različita domena modela povezuju. Takođe, postizanje stabilnosti i robusnosti može predstavljati veći izazov nego u slučaju klasičnih modela. Prema tome, u zavisnosti od namene modela i njegove primene, teba bazirati odluku od tome da li će se određeni vodotok modelirati linijskim, kombinovanim ili pak ravanskim modelom.

Zahvalnica

Deo ovog istraživanja finansiran je iz programa istraživanja i inovacija Horizon 2020 Evropske Unije pod ugovorom br. 776866 za projekat RECONNECT (Regenerating ECOsystems with Nature-based solutions for hydro-meteorological risk rEduCTion). Rad odražava samo poglede autora i Evropska Unija nije odgovorna za bilo kakvo korišćenje informacija iz ovog rada. Rad na ovom istraživanju je delimično podržalo i Ministarstvo prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Srbije pod ugovorom br. 200092.

Literatura

- [1] Jovanović M., *Osnove numeričkog modeliranja ravanskih otvorenih tokova*, Građevinski fakultet, Beograd, 1998.
- [2] Betsholtz N., Nordlof B., *Potentials and limitations of 1D, 2D and coupled 1D-2D flood modeling in HEC-RAS – A case study on Hoje river*, Lund - Sweden, 2017.
- [3] U.S. Army Corps of Engineers, *HEC-RAS – River Analysis System, Hydraulic reference manual*, V. 6.0, 2021.
- [4] Jovanović M., *Regulacija reka – rečna hidraulika i morfologija*, Građevinski fakultet, Beograd, 2008.
- [5] U.S. Army Corps of Engineers, *HEC-RAS – River Analysis System, 2D Modeling User's Manual*, V. 6.0, 2021.
- [6] Gary W. Brunner, *Combined 1D and 2D Modeling with HEC-RAS*, 2014
- [7] Milovanović M., *Hidrološko-hidraulička analiza uticaja planiranih retenzija na slivu Tamnave na smanjenje ugroženosti od poplava - Master rad*, Beograd, 2020.

Fizički zasnovano modeliranje infiltracije kod prirodom inspirisanih rešenja

Ognjen Govedarica¹

Filip Stanić²

Anja Randelović³

APSTRAKT: Prirodom inspirisana rešenja za cilj imaju unapređivanje kvaliteta života u urbanim sredinama pospešivanjem biodiverziteta. Mnoga od ovih rešenja, kao što su zeleni krovovi i biofiltri, su takođe zanimljiva u pogledu smanjivanja i prečišćavanja kišnog oticaja u gradovima. S obzirom da se zasnivaju na procesu infiltracije, za procenu uticaja ovakvih rešenja na urbane (pod)slivove neophodno je koristiti fizički zasnovane i efikasne modele padavine-oticaj. U literaturi se može naći veliki broj modela različitih nivoa kompleksnosti i efikasnosti, pri čemu je neophodno naći kompromisno rešenje. U ovom radu su analizirana dva numerička modela zasnovana na rešavanju Richards-ove jednačine koji spadaju u grupu fizički zasnovanih. Jedan od modela je standardna implicitna numerička shema, dok drugi koristi Ross (2003)-ovo eksplicitno numeričko rešenje. Modeli su testirana na eksperimentalnim podacima prikupljenim sa zelenog krova "Green Wave" i biofiltra na Univerzitetu Monash, a rezultati oba modela su poređeni međusobno u pogledu tačnosti i efikasnosti, a zatim i sa merenim vrednostima dreniranog oticaja. U slučaju zelenog krova gornji granični uslov je mereni intenzitet kiše a donji je slobodno dreniranje, dok se u slučaju biofiltra na gornjoj granici zadaje mereni ulazni fluks a na donjoj nulta vrednost kapilarnog potencijala. Zadati granični uslovi uzrokuju tečenje kroz nezasićeni supstrat zelenog krova, dok kod biofiltra dolazi i do potpunog zasićenja filterskog sloja. Implicitno i eksplicitno numeričko rešenje daju gotovo identične rezultate sa zanemarljivom greškom u bilansu, dok je eksplicitno rešenje skoro 3 puta efikasnije. Takođe, slaganje modeliranih i izmerenih vrednosti oticaja je zadovoljavajuće, pri čemu Nash-Sutcliffe koeficijent iznosi 0.91 u slučaju zelenog krova, odnosno 0.93 u slučaju biofiltra.

Ključne reči: infiltracija, numeričko modeliranje, zeleni krov, biofilter

Physically based modeling of infiltration in case of Nature Based Solutions

ABSTRACT: The main goal of Nature Based Solutions (NBS) is improvement of life quality in urban areas through enhancement of biodiversity. Many of those NBSs, such as green roofs and biofilters, are also interesting in terms of reduction and purification of the urban rainfall runoff. Having on mind those solutions are based on the infiltration process, for estimating their impact on urban (sub)catchments it is necessary to use physically based and efficient rainfall-runoff models. In literature there are numerous models of different complexity and accuracy, and hence it is necessary to find a compromise solution. Two numerical models based on Richards equation, that are considered as fully physically-based, are presented in this work. One is a standard implicit numerical scheme, and the other is based on Ross (2003)'s explicit numerical solution. The models are tested on the experimental data collected from the green roof called "Green Wave" and biofilter at Monash University carpark, where their results are compared firstly in terms of accuracy and efficiency, and afterwards with measured outflow values. In case of green roof, the top boundary condition is measured rainfall intensity and the bottom one is free drainage, while in case of biofilter the measured inflow is defined at the top boundary and zero capillary potential at the bottom side. These boundary conditions cause unsaturated flow through the green roof substrate layer, while in case of biofilter the substrate can get fully saturated. Results of both models are almost identical, with insignificant errors in water balance, whereas the explicit numerical solution is almost three times more efficient. Also, agreement between the modeling results and measurements is satisfactory, where Nash-Sutcliffe coefficient takes values of 0.91 and 0.93 in case of green roof and biofilter, respectively.

Keywords: infiltration, numerical modelling, green roof, biofilter

¹ Ognjen, Govedarica, student doktorskih studija, Građevinski fakultet Beograd, ogovedarica@grf.bg.ac.rs

² Dr, Filip, Stanić, istraživač, Građevinski fakultet Beograd, fstanic@grf.bg.ac.rs

³ Dr, Anja, Randelović, docent, Građevinski fakultet Beograd, arandelovic@grf.bg.ac.rs

1 Uvod

Prirodom inspirisana rešenja imaju ulogu da korišćenjem prirodnih ekosistema u urbanim područjima obezbede benefite koje pruža biodiverzitet (Kabisch i sar., 2016). Mnoga od ovih rešenja se zasnivaju na nekom vidu interakcije zemljišta i vode, što najčešće podrazumeva infiltraciju. Takvi su npr. zeleni krovovi (Stovin i sar., 2012) čiji je glavni cilj da svojom retenzionom sposobnošću i vodoprovodljivošću ublaže i odlože pik kišnog oticaja, čime se smanjuje opterećenje na kanalizacioni sistem i izbegava pojava urbanih poplava. Biofiltri pored uloge u ublažavanju pika kišnog oticaja, mogu značajno da doprinesu poboljšanju kvaliteta oticaja, pa čak i u slučaju veoma upornih zagađivača (Zhang i sar., 2014). Da bi se ovakva rešenja projektovala, kao i da bi se procenili njihovi hidrološki uticaji na urbane (pod)slivove većih razmera, neophodno je efikasno, ali dovoljno tačno, modelirati proces infiltracije.

Kada je reč o kompromisu između efikasnosti i tačnosti modela, u literaturi se mogu naći različiti tipovi modela koji se primenjuju zavisno od nivoa detaljnosti, odnosno prostorne i vremenske skale koja se razmatra. Najjednostavniji modeli su često i najefikasniji, ali s obzirom da se zasnivaju na trivijalnoj fizici, njihovi rezultati su ujedno i najnepouzdaniji. Takva je npr. SCS-CN metoda (Getter i sar., 2007) koja se zasniva na jednostavnoj proporciji da je odnos stvarne i potencijalne zapremine skladištene vode u zemljištu jednak odnosu stvarne otekle i ukupne dotekle zapremine vode na sliv. Nešto složeniji su konceptualni modeli koji poroznu sredinu aproksimiraju linearnim rezervoarima (Zimmer i Geiger, 1997; Versini i sar., 2016), kod kojih je isticanje u linearnoj korelaciji sa nivoom vode u rezervoaru, odnosno nelinearnim (Todini, 1996; Liu i Todini, 2002) kod kojih se ova veza opisuje stepenom funkcijom. Prednost konceptualnih modela je što su zasnovani na uprošćenju fizici koja se može opisati analitički, što ih čini izuzetno efikasnim, ali je njihova primena ograničena na uzak opseg zemljišta i graničnih uslova.

Fizički najsloženiji i najdetaljniji modeli vertikalne infiltracije se zasnivaju na numeričkom rešavanju Richards-ove jednačine (Richards, 1931), za šta se u slučaju linijskog tečenja najčešće koristi metoda konačnih razlika. Numerička shema je najčešće implicitna (van Dam i Feddes, 2000), čime se poboljšava tačnost proračuna na uštrb efikasnosti jer je neophodno iterativno rešavanje sistema nelinearnih jednačina. Osim efikasnosti, implicitne numeričke sheme često imaju problem i sa stabilnošću proračuna koja je uslovljena prostornom, odnosno vremenskom diskretizacijom (Crevoisier i sar., 2009). Kako bi se prevazišao problem efikasnosti i konvergencije implicitnog numeričkog rešenja, Ross (2003) je predložio novo eksplicitno numeričko rešenje koje se zasniva na linearizaciji flukseva u poroznoj sredini razvijanjem istih u Taylor-ov red i korišćenjem integralne funkcije Kirchhoff-ovog potencijala umesto izuzetno nelinearne funkcije vodoprovodljivosti.

U ovom radu su poređeni rezultati dva numerička modela, standardne implicite numeričke sheme (van Dam i Feddes, 2000) i Ross (2003)-ovog eksplicitnog numeričkog rešenja. Modeli su korišćeni za simulaciju infiltracije kroz zeleni krov koji se nalazu u mestu Champs-sur-Marne, 20 km istočno od Pariza (Versini i sar., 2020), kao i infiltracije kroz biofilter na Univerzitetu Monash (Randelovic i sar., 2016). U oba slučaja su kao ulazni podaci korišćeni intenziteti kiše, odnosno dotoka sa sliva, mereni na lokacijama na kojima se nalaze pomenuta prirodom inspirisana rešenja. Preliminarni rezultati modela, dobijeni ručnim kalibrisanjem parametara zemljišta, su osim međusobno upoređeni i sa izmerenim vrednostima dreniranih oticaja, na osnovu čega su izvedeni osnovni zaključci o modelima.

2 Metodologija

Vertikalna infiltracija kroz nezasićenu poroznu sredinu se objašnjava bilansnom jednačinom u integralnoj formi koja opisuje promenu zapremine vlažnosti θ (-) unutar kontrolne zapremine u vremenu t , nastalu usled razlike flukseva q (m/s) na njenom ulazu i izlazu:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial q}{\partial z} \quad (1)$$

Ukoliko se q izrazi preko Darcy-jeve jednačine, a član $\frac{\partial \theta}{\partial t}$ zameni članom $\frac{\partial h_k}{\partial t} \frac{d\theta}{dh_k} = C(h_k) \frac{\partial h_k}{\partial t}$ gde je h_k kapilarni potencijal izražen u (m), dobija se Richards-ova jednačina (Richards, 1931) koja matematički opisuje vertikalnu infiltraciju kroz nezasićenu poroznu sredinu:

$$C(h_k) \frac{\partial h_k}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K(h_k) \left(\frac{\partial h_k}{\partial z} + 1 \right) \right) \quad (2)$$

Jednačina (2) je parcijalna diferencijalna jednačina drugog reda sa nepoznatom h_k , dok su $K(h_k)$ i $C(h_k)$ hidrauličke karakteristike porozne sredine u vidu vodoprovodljivosti (m/s) i nagiba krive vlažnosti (m^{-1}). Jednačina (2) se rešava numerički, za šta je neophodno analitički (ili tabelarno) definisati veze između θ i h_k (opisane preko $C(h_k)$), kao i između K i h_k . Ove analitičke korelacije su opisane različitim funkcijama (Brook i Corey, 1964; van Genuchten, 1980; itd.), među kojima su najzastupljenije one zasnovane na Brook i Corey modelu krive vlažnosti:

$$\theta(h_k) = \begin{cases} \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left(\frac{h_k}{h_{k,a}} \right)^{-\lambda} & , h_k \leq h_{k,a} \\ \theta_s & , h_k > h_{k,a} \end{cases} \quad (3)$$

$$C(h_k) = \frac{d\theta(h_k)}{dh_k} = \begin{cases} -\frac{\lambda}{h_{k,a}} (\theta_s - \theta_r) \left(\frac{h_k}{h_{k,a}} \right)^{-\lambda-1} & , h_k \leq h_{k,a} \\ 0 & , h_k > h_{k,a} \end{cases} \quad (4)$$

$$K(h_k) = \begin{cases} K_s \left(\frac{h_k}{h_{k,a}} \right)^{-(n+2)\lambda-2} & , h_k \leq h_{k,a} \\ K_s & , h_k > h_{k,a} \end{cases} \quad (5)$$

gde su θ_r i θ_s rezidualna i maksimalna vlažnost (-), $h_{k,a}$ je najveća apsolutna vrednost kapilarnog potencijala pri kojoj porozna sredina ostaje zasićena (m), λ je empirijski bezdimenzionalni koeficijent (> 0) koji se odnosi na raspored veličina pora kod određenog poroznog materijala, n je Mualem-ov (Mualem, 1976) bezdimenzionalni koeficijent (može biti pozitivan i negativan) koji uzima u obzir povezanost pora (vijugavost putanje vode), dok je K_s vrednost vodoprovodljivosti (m/s) u zasićenom stanju (koeficijent filtracije). U nekim modelima se kao karakteristika zemljišta koristi i Kirchhoff-ov potencijal koji prestavlja integralnu funkciju vodoprovodljivosti po kapilarnom potencijalu $\phi(h_k) = \int_{-\infty}^{h_k} K(h_k) dh_k$. Ukoliko se funkcija vodoprovodljivosti zameni jednačinom (5) u pomenutom integralu, dobija se sledeći izraz za $\phi(h_k)$:

$$\phi(h_k) = \begin{cases} -\frac{K_s h_k}{(n+2)\lambda+1} \left(\frac{h_k}{h_{k,a}} \right)^{-(n+2)\lambda-2} & , h_k \leq h_{k,a} \\ K_s h_{k,a} \left(\frac{h_k}{h_{k,a}} - \frac{(n+2)\lambda+2}{(n+2)\lambda+1} \right) & , h_k > h_{k,a} \end{cases} \quad (6)$$

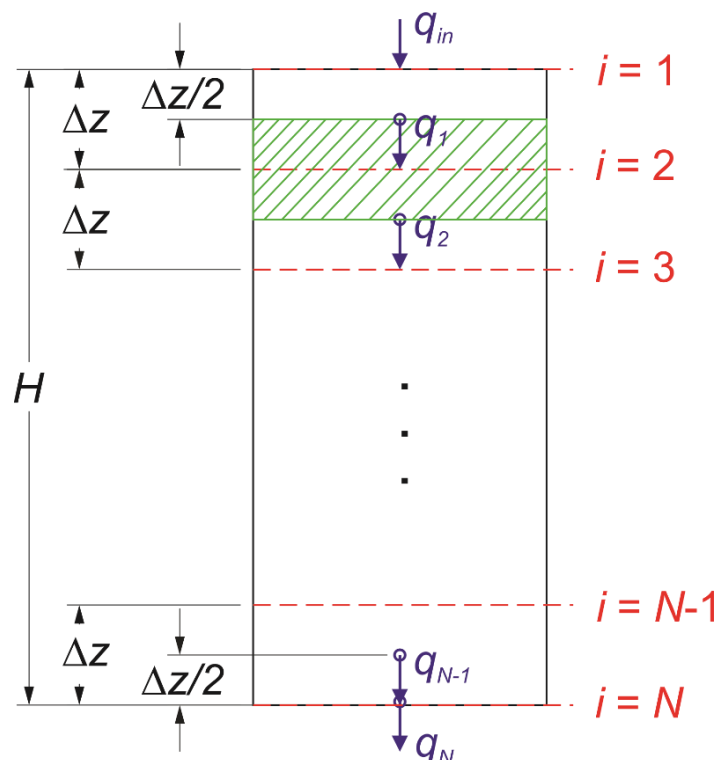
U naredna dva potpoglavlja su prikazane dve numeričke sheme za rešavanje jednačine (2) (odnosno jednačine 1) zasnovane na metodi konačnih razlika: standardna implicitna numerička shema (van Dam i Feddes, 2000) i novo eksplicitno numeričko rešenje (Ross, 2003). Oba numerička rešenja su kodirana u programskom jeziku MATLAB.

2.1 Implicitna numerička shema

Na Slici 1 je prikazana numerička shema zasnovana na metodi konačnih razlika, gde su nepoznate vrednosti h_k u svakom od preseka $i = 1 : N$ u tekućem vremenskom koraku j . Prateći priloženu grafičku shemu, jednačina (2) u diskretizovanoj formi za presek i ima sledeći oblik:

$$C_i^j \frac{h_{k,i}^j - h_{k,i}^{j-1}}{\Delta t} = \frac{q_{i-1}^j - q_i^j}{\Delta z} = \frac{K_{i-1/2}^j \left(\frac{h_{k,i-1}^j - h_{k,i}^j}{\Delta z} + 1 \right) - K_{i+1/2}^j \left(\frac{h_{k,i}^j - h_{k,i+1}^j}{\Delta z} + 1 \right)}{\Delta z} \quad (7)$$

gde indeks j označava tekući, $j-1$ prethodni vremenski korak, q_{i-1}^j i q_i^j su fluksevi (m/s) koji ulaze, odnosno izlaze iz preseka i (srafirana oblast na Slici 1), a koji se računaju koristeći vrednosti vodoprovodljivosti na sredini između preseka $i-1$ i i ($K_{i-1/2}^j = \frac{K_{i-1}^j + K_i^j}{2}$), odnosno i i $i+1$ ($K_{i+1/2}^j = \frac{K_i^j + K_{i+1}^j}{2}$). Jednačina (7) važi za svaki vremenski korak j i prostorni presek $i = 1 : N$, uz određene modifikacije za preseke $i = 1$ i $i = N$ (granični uslovi), pa je jasno da se u svakom koraku j rešava tridiagonalni sistem (svaki presek i je povezan sa prethodnim $i-1$ i narednim $i+1$ presekom) od N jednačina sa N nepoznatih vrednosti kapilarnih potencijala.



Slika 1. Računska shema za proračun vertikalne infiltracije metodom konačnih razlika

Figure 1. Calculation scheme for simulating vertical infiltration using the finite differences method

S obzirom da članovi C_i^j , $K_{i-1/2}^j$ i $K_{i+1/2}^j$ takođe zavise od nepoznatih $h_{k,i-1}^j$, $h_{k,i}^j$, $h_{k,i+1}^j$, dobija se sistem nelinearnih jednačina koji se rešava iterativno. Rešenja dobijena u iteraciji p ($h_{k,i}^{j,p}$) se porede sa rešenjima iz prethodne iteracije $p-1$ ($h_{k,i}^{j,p-1}$), sve dok maksimalna apsolutna razlika između dve uzastopne iteracije ne postane manja od definisane tolerancije ($|h_{k,i}^{j,p} - h_{k,i}^{j,p-1}| < 10^{-6} \text{m}$). Da bi se smanjila greška u vodnom bilansu pri iterativnom rešavanju, levi deo jednačine (7) se može napisati na način predložen u Celia i sar. (1990):

$$C_i^j \frac{h_{k,i}^j - h_{k,i}^{j-1}}{\Delta t} = C_i^j \frac{h_{k,i}^{j,p} - h_{k,i}^{j,p-1}}{\Delta t} + \frac{\theta_i^{j,p-1} - \theta_i^{j-1}}{\Delta t} \quad (8)$$

Kako rešenje konvergira, tako razlika $h_{k,i}^{j,p} - h_{k,i}^{j,p-1}$ postaje sve manja, a član $C_i^j \frac{h_{k,i}^{j,p} - h_{k,i}^{j,p-1}}{\Delta t}$ kompenzuje grešku u bilansu nastalu usled nepotpune konvergencije. Konačno, za $i = 2 : N-1$, jednačina (7) se može napisati u sledećem obliku:

$$-\frac{K_{i-\frac{1}{2}}^j}{c_i^j(\Delta z)^2} h_{k,i-1}^j + \left(\frac{K_{i-\frac{1}{2}}^j}{c_i^j(\Delta z)^2} + \frac{K_{i+\frac{1}{2}}^j}{c_i^j(\Delta z)^2} + \frac{1}{\Delta t} \right) h_{k,i}^{j,p} - \frac{K_{i+\frac{1}{2}}^j}{c_i^j(\Delta z)^2} h_{k,i+1}^j = \frac{h_{k,i}^{j,p-1}}{\Delta t} - \frac{\theta_i^{j,p-1} - \theta_i^{j-1}}{c_i^j \Delta t} + \frac{K_{i-1/2}^j - K_{i+1/2}^j}{c_i^j \Delta z} \quad (9)$$

gde članovi uz nepoznate $h_{k,i-1}^j$, $h_{k,i}^j$ i $h_{k,i+1}^j$ (najčešće obeleženi sa α_i , β_i i γ_i i računaju se na osnovu $h_{k,i-1}^{j,p-1}$, $h_{k,i}^{j,p-1}$ i $h_{k,i+1}^{j,p-1}$), popunjavaju tridijagonalnu kvadratnu matricu A [$N \times N$], dok članovi sa desne strane jednakosti (najčešće obeleženi sa b_i) popunjavaju vektor kolonu slobodnih članova b [$N \times 1$]. Sistem jednačina, u matricnoj formi zapisan kao $A \times h = b$, se u programskom jeziku MATLAB rešava Thomas-ovim algoritmom, pri čemu se kao rezultat dobija vektor kolona h [$N \times 1$] koji sadrži nepoznate vrednosti $h_{k,i}^j$ za preseke $i = 1 : N$. Da bi se numerički rešio opisani sistem nelinearnih jednačina potrebno je prvo definisati granične uslove u presecima $i = 1$ i $i = N$.

2.1.1 Gornji granični uslov – definisan fluks q_{in}

S obzirom da je $i = 1$ prvi presek, ne postoje članovi sa indeksom $i - 1$ i jednačina (7), odnosno (9), se definiše kroz gornji granični uslov. U kontekstu prirodom inspirisanih rešenja, najzastupljeniji gornji granični uslov je poznata vrednost ulaznog fluksa q_{in}^j u preseku $i = 1$ (najčešće intenzitet padavina ili dotok sa sliva), pa jednačina (7) ima sledeću formu:

$$C_1^j \frac{h_{k,1}^{j,p} - h_{k,1}^{j,p-1}}{\Delta t} + \frac{\theta_1^{j,p-1} - \theta_1^{j-1}}{\Delta t} = \frac{q_{in}^j - K_{3/2}^j \left(\frac{h_{k,1}^j - h_{k,2}^j}{\Delta z} + 1 \right)}{\Delta z/2} \quad (10)$$

koja u razvijenom obliku izgleda ovako:

$$\left(\frac{K_{3/2}^j}{c_1^j \Delta z \Delta z/2} + \frac{1}{\Delta t} \right) h_{k,1}^{j,p} - \frac{K_{3/2}^j}{c_1^j \Delta z \Delta z/2} h_{k,2}^j = \frac{h_{k,1}^{j,p-1}}{\Delta t} - \frac{\theta_1^{j,p-1} - \theta_1^{j-1}}{c_1^j \Delta t} + \frac{q_{in}^j - K_{3/2}^j}{c_1^j \Delta z/2} \quad (11)$$

gde je $\alpha_l = 0$, β_l i γ_l su redno članovi uz $h_{k,1}^j$ i $h_{k,2}^j$, dok je b_l vrednost sa desne strane jednakosti. U skladu sa Slikom 1 kao prostorna diskretizacija između flukseva q_{in}^j i q_1^j se koristi $\Delta z/2$. Kada je površinski sloj zemljišta ($i = 1$) zasićen, u njemu više ne dolazi do promene vlažnosti već do stvaranja nadsloja vode. Stoga se umesto jednačine (11) rešava sledeća jednačina:

$$\frac{h_{k,1}^j - h_{k,1}^{j-1}}{\Delta t} = q_{in}^j - q_1^j \quad (12)$$

koja opisuje promenu nivoa na površini usled razlike između dotoka q_{in}^j i isticanja q_1^j iz preseka $i = 1$. U razvijenoj formi jednačina (12) izgleda ovako:

$$\left(\frac{K_{3/2}^j}{\Delta z} + \frac{1}{\Delta t} \right) h_{k,1}^{j,p} - \frac{K_{3/2}^j}{\Delta z} h_{k,2}^j = \frac{h_{k,1}^{j-1}}{\Delta t} + \left(q_{in}^j - K_{3/2}^j \right) \quad (13)$$

pri čemu je $\alpha_l = 0$ kao u jednačini (11), dok se vrednosti β_l , γ_l i b_l razlikuju.

2.1.2 Donji granični uslov – slobodno dreniranje

Presek $i = N$ je poslednji presek u nizu i za njega ne postoje članovi sa indeksom $i + 1$ pa se jednačina (7) definiše uz pomoć donjeg graničnog uslova. U slučaju prirodom inspirisanih rešenja jedan od najčešćih oblika donjeg graničnog uslova je slobodno dreniranje, gde se vrednost fluksa za presek $i = N$ izjednačava sa vrednošću vodoprovodljivosti, $q_N^j = K_N^j$ (vrednost gradienta $\left. \frac{\partial h_k}{\partial z} \right|_{z=H} = 0$). U tom slučaju, jednačina (7) ima sledeći oblik:

$$C_N^j \frac{h_{k,N}^{j,p} - h_{k,N}^{j,p-1}}{\Delta t} + \frac{\theta_N^{j,p-1} - \theta_N^{j-1}}{\Delta t} = \frac{K_{N-1/2}^j \left(\frac{h_{k,N-1}^j - h_{k,N}^j}{\Delta z} + 1 \right) - K_N^j}{\Delta z/2} \quad (14)$$

dok u razvijenom obliku izgleda ovako:

$$-\frac{K_{N-1/2}^j}{C_N^j \Delta z \Delta z/2} h_{k,N-1}^j + \left(\frac{K_{N-1/2}^j}{C_N^j \Delta z \Delta z/2} + \frac{1}{\Delta t} \right) h_{k,N}^{j,p} = \frac{h_{k,N}^{j,p-1}}{\Delta t} - \frac{\theta_N^{j,p-1} - \theta_N^{j-1}}{C_N^j \Delta t} + \frac{K_{N-1/2}^j - K_N^j}{C_N^j \Delta z/2} \quad (15)$$

pri čemu se kao u slučaju $i = 1$, koristi prostorna diskretizacija $\Delta z/2$ između flukseva q_{N-1}^j i q_N^j . Jednačina (15) ima identičan oblik i kada je presek $i = N$ zasićen, gde je $\gamma_N = 0$, α_N i β_N su vrednosti koeficijenata uz $h_{k,N-1}^j$, odnosno $h_{k,N}^{j,p}$, dok je b_N vrednost izraza sa desne strane jednakosti. Kada su svi preseki $i = 1 : N$ zasićeni, isticanje na dnu više nije slobodno već pod pritiskom, pa je u tom slučaju $q_N^j = q_{N-1}^j$ zbog čega desna strana jednačine (7) postaje jednaka nuli:

$$\frac{1}{\Delta t} h_{k,N}^{j,p} = \frac{h_{k,N}^{j,p-1}}{\Delta t} - \frac{\theta_N^{j,p-1} - \theta_N^{j-1}}{C_N^j \Delta t} \quad (16)$$

Vrednosti α_N i γ_N su jednake nuli, $\beta_N = \frac{1}{\Delta t}$, dok b_N odgovara izrazu sa desne strane jednačine (16).

Još jedan od čestih oblika donjeg graničnog uslova je definisana vrednost kapilarnog potencijala $h_{k,bot}$ u preseku $i = N$. U tom slučaju se poslednji red matrice A popunjava sledećim vrednostima: $\alpha_N = \gamma_N = 0$, $\beta_N = 1$, dok je $b_N = h_{k,bot}$.

2.2 Ross (2003)-ovo eksplicitno numeričko rešenje

Za razliku od prethodno opisane implicitne sheme, Ross (2003)-ovo numeričko rešenje je potpuno eksplicitno zahvaljujući linearizaciji flukseva koja je opisana u nastavku teksta. Na osnovu Slike 1, jednačina (1) se u diskretnoj formi za presek i može napisati u sledećem obliku:

$$\frac{(\theta_s - \theta_r) \Delta S_i^j}{\Delta t} = \frac{q_{i-1}^j - q_i^j}{\Delta z} \quad (17)$$

Gde je $S_i = \frac{\theta_i - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ stepen zasićenosti (-) koji varira između 0 i 1, ΔS_i^j je promena stepena zasićenosti između trenutka t^{j-1} i t^j , dok su q_{i-1}^j i q_i^j fluksevi koji ulaze, odnosno izlaze iz preseka i u t^j . Kako se eksplicitnom shemom ne bi gubilo na tačnosti, Ross (2003) je predložio nekoliko modifikacija. Prvo, flukseve q_{i-1}^j i q_i^j je predstavio pomoću Taylor-ovog reda koristeći vrednosti iz prethodnog vremenskog koraka ($j-1$):

$$q_{i-1}^j = q_{i-1}^{j-1} + \sigma \left(\frac{\partial q_{i-1}}{\partial S_{i-1}} \right)^{j-1} \Delta S_{i-1}^j + \frac{\partial q_{i-1}}{\partial S_i} \left(\Delta S_i^j \right) \quad (18)$$

$$q_i^j = q_i^{j-1} + \sigma \left(\frac{\partial q_i}{\partial S_i} \right)^{j-1} \Delta S_i^j + \frac{\partial q_i}{\partial S_{i+1}} \left(\Delta S_{i+1}^j \right) \quad (19)$$

Jednačine (18) i (19) koriste samo prve parcijalne izvode flukseva po stepenu zasićenosti koji se takođe odnose na korak ($j-1$) u kojem su sve vrednosti S_i^{j-1} poznate (izvodi se množe sa faktorom $\sigma = 0.5$ kada je zemljište nezasićeno). Kada se jednačine (18) i (19) uvrste u jednačinu (17) dobija se jednačina sa tri nepoznate promene stepena zasićenosti u tri uzastopna preseka ($i-1$, i , $i+1$) u trenutku t^j :

$$-\frac{\partial q_{i-1}}{\partial S_{i-1}} \left(\Delta S_{i-1}^j \right)^{j-1} + \left(\frac{\partial q_i}{\partial S_i} \right)^{j-1} - \frac{\partial q_{i-1}}{\partial S_i} \left(\Delta S_i^j \right)^{j-1} - \frac{1}{\sigma} \frac{\Delta z}{\Delta t} (\theta_s - \theta_r) \Delta S_i^j + \frac{\partial q_i}{\partial S_{i+1}} \left(\Delta S_{i+1}^j \right)^{j-1} \Delta S_{i+1}^j = \frac{1}{\sigma} (q_i^{j-1} - q_{i-1}^{j-1}) \quad (20)$$

gde se elementi α_i , β_i i γ_i , grupisani uz svaku od nepoznatih ΔS_{i-1}^j , ΔS_i^j i ΔS_{i+1}^j , računaju na osnovu vrednosti iz prethodnog vremenskog koraka ($j-1$). Kada se jednačina (20) napiše za $i = 1 : N$, uz male modifikacije za $i = 1$ i $i = N$, dobija se tridiagonalni sistem od N jednačina sa N nepoznatih koji se ne rešava iterativno jer se vrednosti α_i , β_i , γ_i i b_i ne menjaju u iteracijama.

Radi tačnijeg proračuna parcijalnih izvoda flukseva izraženih preko Darcy-jevog zakona, Ross (2003) zamenjuje izuzetno nelinearan član $K(h_k) \frac{\partial h_k}{\partial z}$ izrazom $\frac{\partial \phi}{\partial z}$:

$$q_{i-1} = -\frac{\Delta\phi_{i-1}}{\Delta z} + \frac{K_{i-1}+K_i}{2} = \frac{\phi_{i-1}-\phi_i}{\Delta z} + \frac{K_{i-1}+K_i}{2} \quad (21)$$

$$q_i = -\frac{\Delta\phi_i}{\Delta z} + \frac{K_i+K_{i+1}}{2} = \frac{\phi_i-\phi_{i+1}}{\Delta z} + \frac{K_i+K_{i+1}}{2} \quad (22)$$

Na osnovu jednačina (21) i (22) moguće je sračunati elemente sa desne strane jednakosti u jednačini (20), kao i izvode koji se javljaju sa leve strane jednakosti:

$$\frac{\partial q_{i-1}}{\partial S_{i-1}} \Big|^{j-1} = \frac{1}{\Delta z} \frac{d\phi_{i-1}}{dS_{i-1}} \Big|^{j-1} + \frac{1}{2} \frac{dK_{i-1}}{dS_{i-1}} \Big|^{j-1} \quad (23)$$

$$\frac{\partial q_{i-1}}{\partial S_i} \Big|^{j-1} = -\frac{1}{\Delta z} \frac{d\phi_i}{dS_i} \Big|^{j-1} + \frac{1}{2} \frac{dK_i}{dS_i} \Big|^{j-1} \quad (24)$$

$$\frac{\partial q_i}{\partial S_i} \Big|^{j-1} = \frac{1}{\Delta z} \frac{d\phi_i}{dS_i} \Big|^{j-1} + \frac{1}{2} \frac{dK_i}{dS_i} \Big|^{j-1} \quad (25)$$

$$\frac{\partial q_i}{\partial S_{i+1}} \Big|^{j-1} = -\frac{1}{\Delta z} \frac{d\phi_{i+1}}{dS_{i+1}} \Big|^{j-1} + \frac{1}{2} \frac{dK_{i+1}}{dS_{i+1}} \Big|^{j-1} \quad (26)$$

Imajući u vidu funkcionalnu vezu između ϕ i h_k (jednačina 5), moguće je analitički izraziti izvode iz jednačina (23-26) na sledeći način:

$$\frac{d\phi}{dS} = \frac{d\phi}{dh_k} \frac{dh_k}{dS} = \frac{d\phi}{dh_k} \frac{1}{\frac{dS}{dh_k}} = \frac{\phi}{S} \left(n + 2 + \frac{1}{\lambda} \right) \quad (27)$$

$$\frac{dK}{dS} = \frac{dK}{dh_k} \frac{dh_k}{dS} = \frac{dK}{dh_k} \frac{1}{\frac{dS}{dh_k}} = \frac{K}{S} \left(n + 2 + \frac{2}{\lambda} \right) \quad (28)$$

Konačno, kada se izrazi (27) i (28) uvrste u jednačine (23 - 26) koje se zatim vrte u jednačinu (20), moguće je eksplicitno rešiti tridiagonalni sistem linearnih jednačina pri čemu se kao rezultat dobijaju nepoznate vrednosti ΔS_i^j ($i = 1$ do N), odnosno $S_i^j = S_i^{j-1} + \Delta S_i^j$. Konačno, koristeći jednačinu (3) moguće je jednostavno odrediti $h_{k,i}^j$.

Ukoliko je presek i zasićen ($S_i^{j-1} = 1$), ne dolazi do promene vlažnosti ($\Delta S_i^j = 0$) i leva strana polazne jednačine (17) postaje nula. U tom slučaju jednačina (20) izgleda ovako:

$$-\frac{\partial q_{i-1}}{\partial S_{i-1}} \Big|^{j-1} \Delta S_{i-1}^j + \left(\frac{\partial q_i}{\partial \phi_i} \Big|^{j-1} - \frac{\partial q_{i-1}}{\partial \phi_i} \Big|^{j-1} \right) \Delta \phi_i^j + \frac{\partial q_i}{\partial S_{i+1}} \Big|^{j-1} \Delta S_{i+1}^j = \frac{1}{\sigma} (q_i^{j-1} - q_{i-1}^{j-1}) \quad (29)$$

pri čemu sa za svaki presek koji je zasićen (u ovom slučaju samo i) kao nepoznata koristi $\Delta \phi_i^j$ umesto ΔS_i^j jer se ϕ linearno menja sa h_k u zasićenom stanju (za $h_k > h_{k,a}$), dok je $S = 1$ konstantno. Na kraju se sračunava $\phi_i^j = \phi_i^{j-1} + \Delta \phi_i^j$, na osnovu čega se pomoću jednačine (6) određuje $h_{k,i}^j$. U odnosu na jednačinu (20), u slučaju jednačine (29) menja se vrednost koeficijenta β_i dok ostali koeficijenti ostaju nepromenjeni. Takođe, faktor je $\sigma = 1$, dok su izvodi prikazani jednačinama (27) i (28) jednaki $\frac{d\phi}{d\phi} = 1$ i $\frac{dK}{d\phi} = 0$ za $h_k > h_{k,a}$.

2.2.1 Gornji granični uslov – definisan fluks q_{in}

Kao kod implicitne sheme, jednačina (20) se u slučaju preseka $i = 1$ definiše uz pomoć gornjeg graničnog uslova u vidu poznatog fluksa q_{in}^j :

$$\left(\frac{\partial q_1}{\partial S_1} \Big|^{j-1} - \frac{1}{\sigma} \frac{\Delta z/2}{\Delta t} (\theta_s - \theta_r) \right) \Delta S_1^j + \frac{\partial q_1}{\partial S_2} \Big|^{j-1} \Delta S_2^j = \frac{1}{\sigma} (q_1^{j-1} - q_{in}^j) \quad (30)$$

pri čemu se u skladu sa Slikom 1 kao prostorna diskretizacija koristi $\Delta z/2$. Kao i u implicitnoj shemi, $\alpha_i = 0$, β_i i γ_i se nalaze uz promenljive ΔS_1^j i ΔS_2^j , dok b_i odgovara izrazu sa desne strane jednakosti. Ukoliko je presek $i = 1$ zasićen, rešava se jednačina (12) koja u razvijenoj formi ima sledeći oblik:

$$\left(\frac{\partial q_1}{\partial h_1}\right)^{j-1} - \frac{1}{\sigma} \frac{1}{\Delta t} \Delta h_{k,1}^j + \frac{\partial q_1}{\partial S_2}\bigg|^{j-1} \Delta S_2^j = \frac{1}{\sigma} (q_1^{j-1} - q_{in}^j) \quad (31)$$

Treba napomenuti da se jedino u slučaju zasićenog preseka $i = 1$, kao nepoznata koristi $\Delta h_{k,1}^j$ ($h_{k,1}^j = h_{k,1}^{j-1} + \Delta h_{k,1}^j$), dok se za sve ostale preseke $i = 2 : N$ koristi ΔS_i^j u nezasićenim uslovima, odnosno $\Delta \phi_i^j$ u zasićenim.

2.2.2 Donji granični uslov – slobodno dreniranje

Kao što je napomenuto u poglavlju 2.1.2, uslov slobodnog dreniranja podrazumeva da je fluks u preseku $i = N$ jednak koeficijentu vodoprovodljivosti $q_N^j = K_N^j$. U tom slučaju jednačina (20) dobija sledeći oblik u nezasićenim uslovima:

$$-\frac{\partial q_{N-1}}{\partial S_{N-1}}\bigg|^{j-1} \Delta S_{N-1}^j + \left(\frac{\partial K_N}{\partial S_N}\bigg|^{j-1} - \frac{\partial q_{N-1}}{\partial S_N}\bigg|^{j-1} - \frac{1}{\sigma} \frac{\Delta z}{2 \Delta t} (\theta_s - \theta_r)\right) \Delta S_N^j = \frac{1}{\sigma} (K_N^{j-1} - q_{N-1}^{j-1}) \quad (32)$$

odnosno u zasićenim:

$$-\frac{\partial q_{N-1}}{\partial S_{N-1}}\bigg|^{j-1} \Delta S_{N-1}^j + \left(\frac{\partial K_N}{\partial \phi_N}\bigg|^{j-1} - \frac{\partial q_{N-1}}{\partial \phi_N}\bigg|^{j-1}\right) \Delta \phi_N^j = \frac{1}{\sigma} (K_N^{j-1} - q_{N-1}^{j-1}) \quad (33)$$

Gde je $\sigma = 0.5$ u jednačini (32), odnosno $\sigma = 1$ u jednačini (33), $\gamma_N = 0$, α_N i β_N su izrazi uz promenljive ΔS_{N-1}^j i ΔS_N^j (ili $\Delta \phi_N^j$), dok vrednost b_N odgovara desnoj strani jednakosti. Ukoliko dođe do dreniranja pod pritiskom (preseki $i = 1$ do N zasićeni), vrednost $q_N^j = q_N^{j-1} + \sigma \frac{\partial q_N}{\partial \phi_N}\bigg|^{j-1} \Delta \phi_N^j$, pri čemu je $q_N^{j-1} = q_{N-1}^{j-1}$, pa se jednačina (33) može napisati u sledećoj formi:

$$-\frac{\partial q_{N-1}}{\partial \phi_{N-1}}\bigg|^{j-1} \Delta \phi_{N-1}^j + \left(\frac{\partial q_N}{\partial \phi_N}\bigg|^{j-1} - \frac{\partial q_{N-1}}{\partial \phi_N}\bigg|^{j-1}\right) \Delta \phi_N^j = 0 \quad (34)$$

gde je za razliku od jednačine (33) i $b_N = 0$. Konačno, ako se kao donji granični uslov definiše fiksna vrednost kapilarnog potencijala $h_{k,down}$, tada su kao i kod implicitne sheme $\alpha_N = \gamma_N = 0$, $\beta_N = 1$, dok je $b_N = 0$ što znači da u preseku $i = N$ ne dolazi ni do kakvih promena ($\Delta S_N^j = 0$, odnosno $\Delta \phi_N^j = 0$) u vremenu. Na taj način je kapilarni potencijal na dnu uvek jednak vrednosti $h_{k,down}$ definisanoj kao početni uslov.

3 Rezultati

Radi validacije dva prethodno opisana numerička modela, rezultati simulacija su upoređeni kako međusobno, tako i sa merenim vrednostima dreniranih oticaja u slučaju zelenog krova i biofiltera. U prvom slučaju korišćeni su podaci prikupljeni sa krova “Green Wave” (Versini i sar., 2020) koji se nalazi u predgrađu Pariza (mesto Champs-sur-Marne), preko puta fakulteta Ecole des Ponts ParisTech (Slika 2a), dok su u slučaju biofiltera korišćeni podaci sa Univerziteta Monash gde se oticaj sa parkinga prikuplja i usmerava ka biofilteru (Slika 2b). U oba slučaja numeričke simulacije su sprovedene koristeći lokalno izmerene ulazne flukseve (intenzitet kiše za zeleni krov, odnosno dotok za biofilter), dok su parametri zemljišta (Brooks & Corey funkcije) ručno kalibrisani kako bi se obezbedilo najbolje moguće slaganje između simuliranih i izmerenih vrednosti dreniranih oticaja. Takođe, da bi se dva predstavljena numerička rešenja adekvatno uporedila u pogledu tačnosti i efikasnosti, identični parametri zemljišta, kao i prostorna i vremenska diskretizacija, su korišćeni za oba modela.

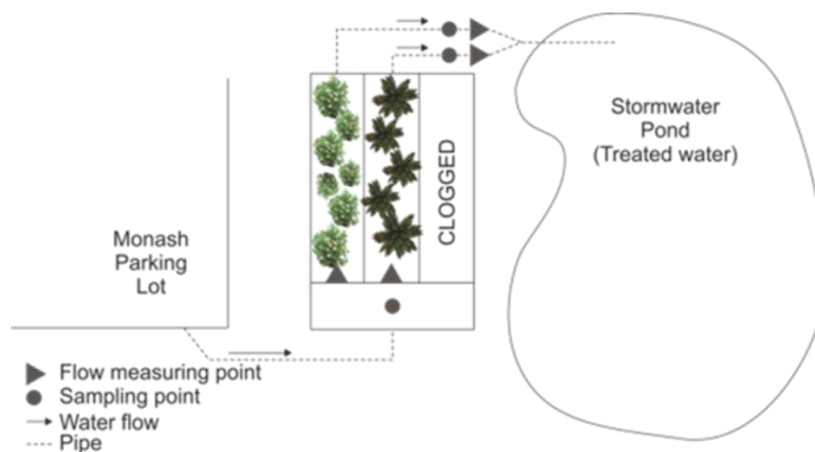
Treba napomenuti da su u narednim poglavljima prikazani preliminarni rezultati modela dobijeni uz određena pojednostavljena koja podrazumevaju:

- Simulaciju infiltracije samo u vertikalnom pravcu
- Zanemarivanje evapotranspiracije
- Zanemarivanje uticaja vegetacije
- Tretiranje porozne sredine kao homogene
- Uprošćavanje geometrije i graničnih uslova

(A)



(B)

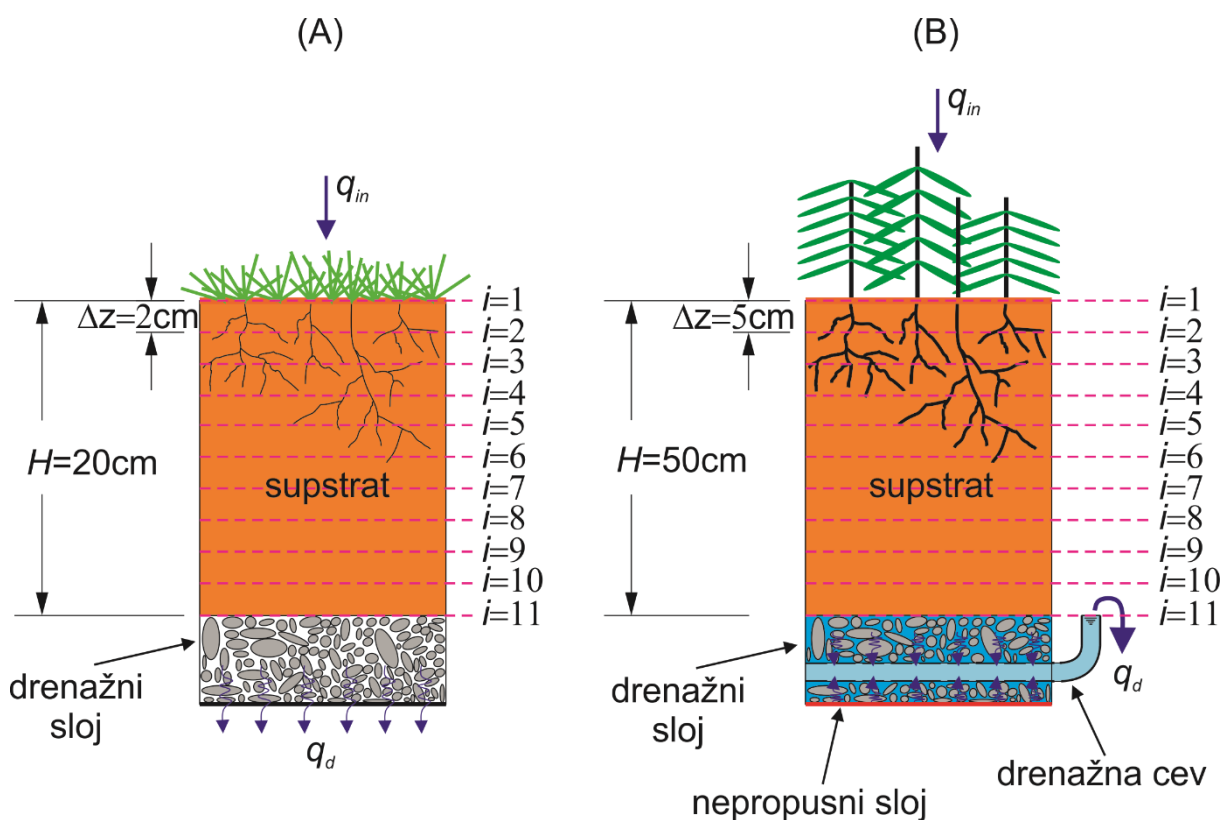


Slika 2. (A) Zeleni krov „Green Wave“ (preuzeto iz Stanić i sar., 2019); (B) Biofilter (preuzeto iz Randelovic, 2016)

Figure 2. (A) Green roof called „Green Wave“ (after Stanić et al., 2019); (B) Biofilter (after Randelovic, 2016)

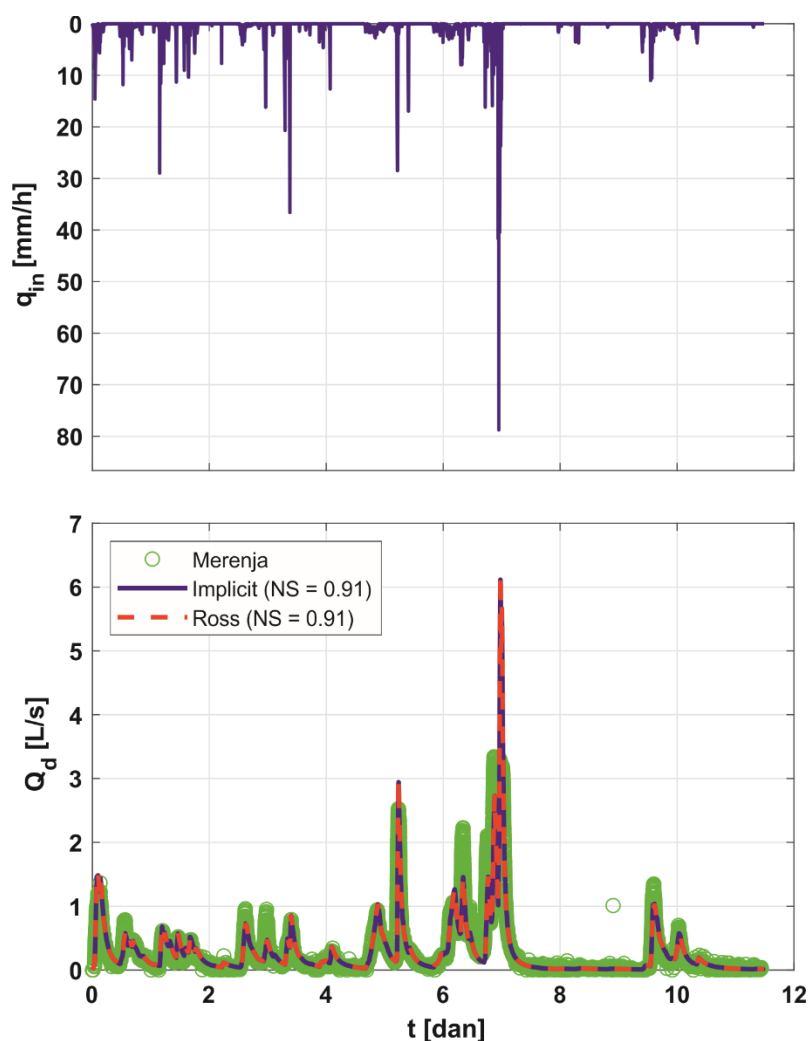
3.1 Zeleni krov

Kao što je već napomenuto, na analiziranom krovu „Green Wave“ su kontinualno osmatrani intenziteti padavina pomoću lokalnog disdrometra, kao i drenirani oticaj sa krova koji se meri na osnovu promene nivoa u sabirnom rezervoaru (metode merenja različitih komponenti vodnog bilansa su prikazane u Versini i sar., 2020). S obzirom da je po celoj dužini zelenog krova obezbeđeno slobodno dreniranje, nagib krova nema bitan uticaj na drenirani oticaj (Stanić, 2020), pa je opravdano koristiti linijski (vertikalni) model tečenja u poroznoj sredini. Uprošćena računaska shema je prikazana na Slici 3a, gde je prikazana ukupna debljina supstrata ($H = 20$ cm), prostorna diskretizacija ($\Delta z = 2$ cm), kao i gornji i donji granični uslovi u vidu poznatog intenziteta kiše, odnosno slobodnog dreniranja na dnu supstrata. Rezultat simulacije je oticaj dreniran kroz dno supstrata koji odgovara fluksu u poslednjem računskom preseku ($i = N$) pomnoženom sa površinom krova ($A_{GR} = 3511$ m²), $Q_d = q_N(t)A_{GR} = K(h_{k,N}(t))A_{GR}$.



Slika 3. Uprošćena računaska shema za proračun infiltracije kroz: (A) zeleni krov „Green Wave“ (gornji granični uslov – intenzitet kiše; donji granični uslov – slobodno dreniranje); (B) biofilter (gornji granični uslov – ulazni fluks; donji granični uslov – fiksna vrednost kapilarnog potencijala $h_{k,down} = 0$)

Figure 3. Simplified calculation scheme for simulating infiltration through (A) green roof „Green Wave“ (top boundary condition – rainfall intensity, bottom boundary condition – free drainage); (B) biofilter (top boundary condition – defined inflow, bottom boundary condition – defined capillary potential $h_{k,down} = 0$)



Slika 4. Gornji grafik – izmereni intenzitet kiše na zelenom krovu „Green Wave“ (preuzeto iz Stanić, 2020); Donji grafik – poređenje merenih vrednosti oticaja (krugovi - preuzeto iz Stanić, 2020) sa rezultatima implicitne numeričke sheme (puna linija) i Ross-ovog eksplicitnog numeričkog rešenja (isprekidana linija)

Figure 4. Top graph – measured rainfall intensity on „Green Wave“ (after Stanić, 2020); Bottom graph – comparison between the measured outflow values (circles - after Stanić, 2020) and results of the implicit numerical scheme (solid line) and Ross’s explicit numerical solution (dashed line)

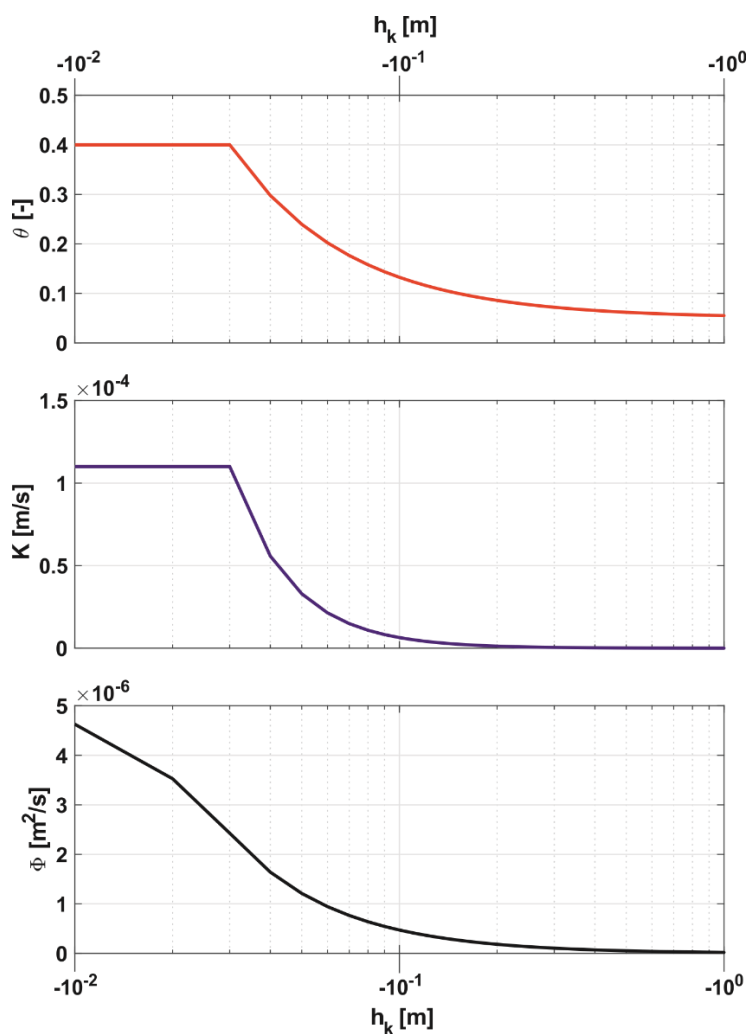
Na Slici 4-gore je prikazana kišna epizoda trajanja 11 dana (15.01.2019 - 26.01.2019), sa vremenskom diskretizacijom od 30 s, koja je korišćena kao ulazni podatak za oba numerička modela. Na Slici 4-dole su prikazani mereni protoci (zeleni krugovi) za isti period, kao i protoci modelirani pomoću implicitnog (puna plava linija), odnosno Ross-ovog (isprekidana crvena linija) numeričkog rešenja. Kalibrisanjem parametara hidrauličkih karakteristika supstrata zelenog krova (funkcije krive vlažnosti, vodoprovodljivosti i Kirchhoff-ovog potencijala su prikazane na Slici 5, a vrednosti parametara u Tabeli 1) dobija se zadovoljavajuće slaganje rezultata modela i merenja koje je opisano pomoću Nash-Sutcliffe koeficijenta ($NS = 0.91$ u oba slučaja).

Tabela 1. Kalibrisani Brooks i Corey parametri zemljišta

Table 1. Fitted Brooks and Corey soil parameters

	θ_s [-]	θ_r [-]	$h_{k,a}$ [m]	λ [-]	K_s [m/s]	n [-]
Zeleni krov	0.4	0.05	-0.03	1.2	1.1×10^{-4}	-1.7
Biofilter	0.5	0.2	-0.1	0.75	5×10^{-5}	-3.75

Kao početni uslov za simulaciju zadata je vrednost vlažnosti bliska rezidualnoj $\theta_{init} = 0.053$, a tokom čitave simulacije supstrat zelenog krova ostaje nezasićen u svim preseccima. Kao što je prethodno napomenuto, identične vrednosti parametara zemljišta, kao i prostorne/vremenske diskretizacije ($\Delta z = 2$ cm / $\Delta t = 30$ s), korišćeni su za oba modela koji daju gotovo identične rezultate uz zanemarljivu grešku u vodnom bilansu (6.3×10^{-6} % i 6.2×10^{-4} % u slučaju implicitne, odnosno Ross-ove sheme). S druge strane, efikasnost ova dva modela je opisana kroz ukupan broj prolaza kroz sistem jednačina (u ovom slučaju 11 jednačina sa 11 nepoznatih), koji je 2.89 puta veći kod implicitne sheme u poređenju sa Ross-ovim rešenjem.



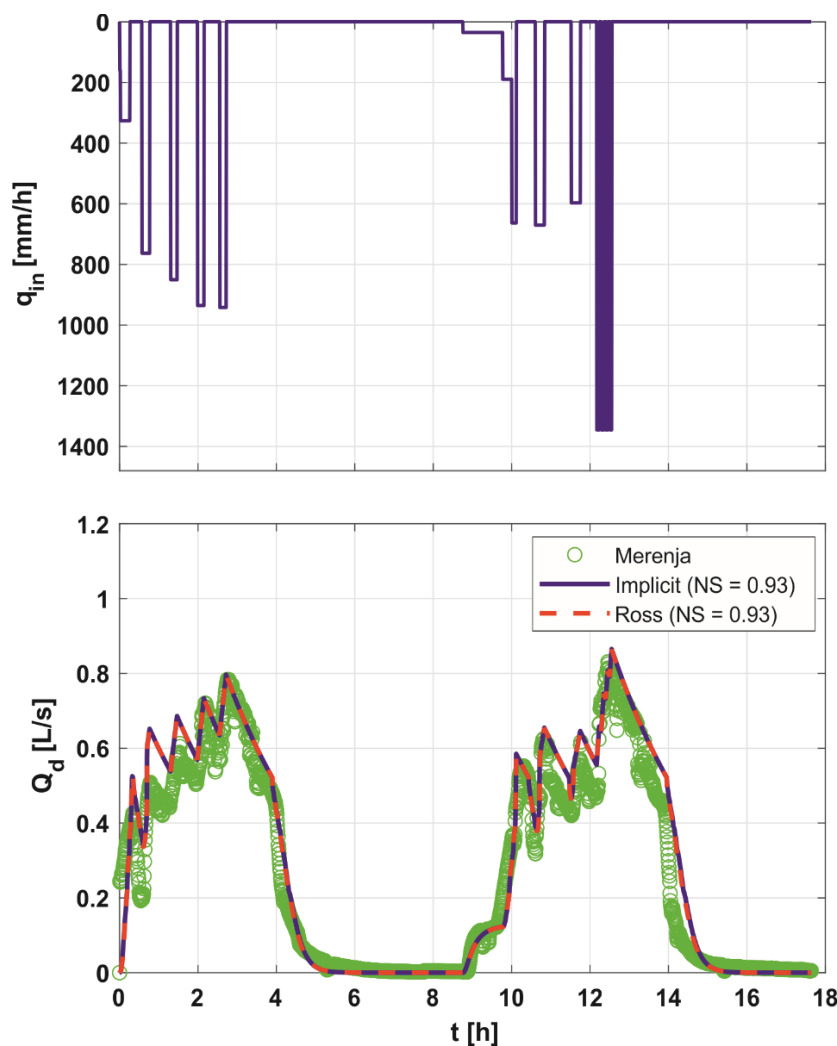
Slika 5. Hidrauličke karakteristike supstrata zelenog krova Green Wave opisane parametrima prikazanim u Tabeli 1: Gornji grafik – kriva vlažnosti (jednačina 3); Centralni grafik – kriva vodoprovodljivosti (jednačina 5); Donji grafik – kriva Kirchhoff-ovog potencijala (jednačina 6)

Figure 5. Soil hydraulic properties of the Green Wave substrate described by means of parameters presented in Table 1: Top graph – water retention curve (equation 3); Middle graph – hydraulic conductivity function (equation 5); Bottom graph – Kirchhoff potential curve (equation 6)

3.2 Biofilter

U slučaju biofiltra Univerziteta Monash (Slika 2b), kao ulazni podatak se koriste kontinualna merenja dotoka u biofilter, dok se drenirani oticaj meri na izlazu iz drenažnog sistema. Na Slici 3b je prikazana uprošćena računaska shema biofiltra ukupne debljine $H = 0.5$ m, prostorne diskretizacije $\Delta z = 5$ cm, sa gornjim graničnim uslovom u vidu zadatog fluksa $q_{in}(t) = Q_{in}(t)/A_{BF}$, gde je površina osnove

biofiltra $A_{BF} = 13 \text{ m}^2$, i donjim graničnim uslovom u vidu zadate vrednosti kapilarnog potencijala $h_{k,down} = 0$. Sa sheme se može videti da je horizontalno postavljena drenažna cev na kraju savijena vertikalno naviše kako bi se obezbedilo zasićeno stanje drenažnog sloja, što omogućava kapilarno penjanje vode kroz biofilter periodima bez vode. S obzirom da vrednost pritiska (kapilarnog potencijala) u preseku $i = 11$ ($h_{k,N}$) odgovara visinskoj razlici između kote preлива iz drenažne cevi i kote preseka $i = 11$ (podrazumeva se da je cev puna voda – Slika 3b), jasno je da je $h_{k,N} = h_{k,down} = 0$ kada se preliv i presek nalaze na istoj koti. U slučaju biofiltra, rezultat modela je $Q_d(t) = q_N(t)A_{BF} = K(h_{k,down}) \left(\frac{h_{k,N-1}(t) - h_{k,down}}{\Delta z} + 1 \right) A_{BF}$.

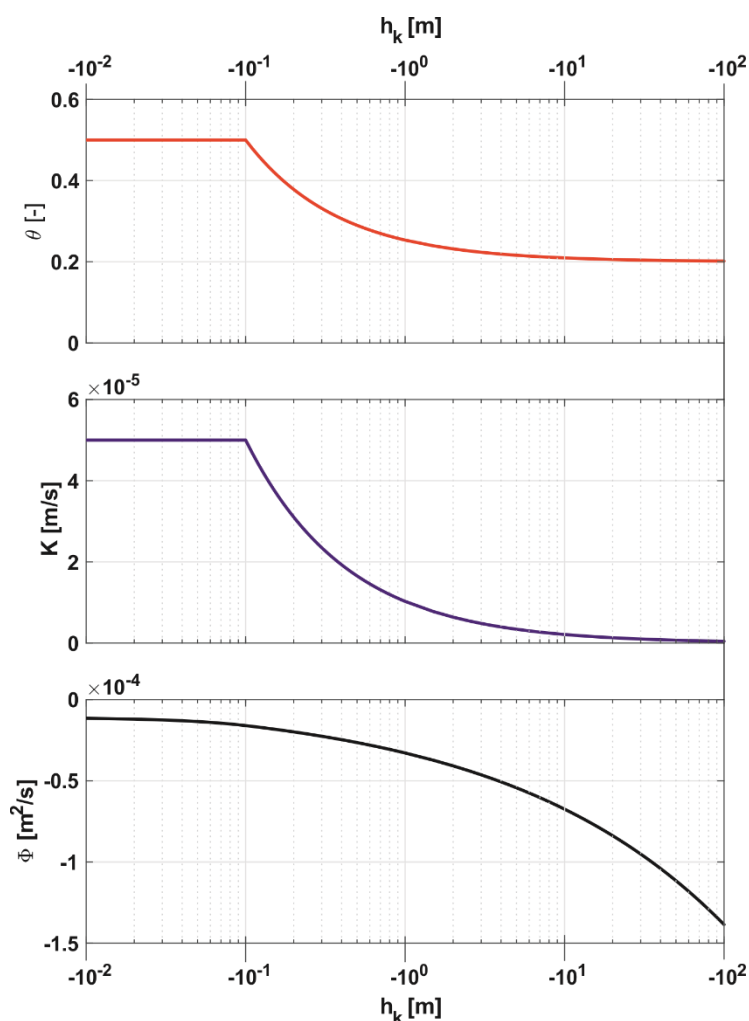


Slika 6. Gornji grafik – izmerene vrednosti ulaznog fluksa u biofilter (preuzeto iz Randelovic i sar, 2016); Donji grafik – poređenje merenih vrednosti oticaja (krugovi - preuzeto iz Randelovic i sar, 2016) sa rezultatima implicitne numeričke sheme (puna linija) i Ross-ovog eksplicitnog numeričkog rešenja (isprekidana linija)

Figure 6. Top graph – measured inflow in biofilter (after Randelovic et al., 2016); Bottom graph – comparison between the measured outflow values (circles – after Randelovic et al., 2016) and results of the implicit numerical scheme (solid line) and Ross’s explicit numerical solution (dashed line)

Na Slici 6-gore su prikazani mereni ulazni fluksevi u biofilter $q_{in}(t)$ u trajanju od 18 h, sa vremenskom diskretizacijom od 30 s, dok su na Slici 6-dole prikazani rezultati modela (implicitna shema – puna plava linija, Ross-ovo rešenje – crvena isprekidana linija) i merene vrednosti dreniranog oticaja (zeleni krugovi). Kao i u slučaju zelenog krova, parametri zemljišta su ručno kalibrisani (vrednosti u Tabeli 1) kako bi se obezbedilo što bolje slaganje između modeliranih i merenih vrednosti protoka, a

krive hidrauličkih funkcija koje odgovaraju kalibrisanim parametrima su prikazane na Slici 7. I u ovom slučaju su postignute visoke vrednosti Nash-Sutcliffe koeficijenta ($NS = 0.93$ za oba modela), čime se pokazuje da opisani modeli sasvim dobro interpretiraju merenja. Zbog specifičnog donjeg graničnog uslova, početni uslov u slučaju biofiltra je hidrostatički raspored pritisaka (kapilarnih potencijala) pri čemu se najveća vrednost javlja na dnu gde je $h_{k,N} = h_{k,down} = 0$, dok je vrednost na vrhu $h_{k,I} = -H$. Za razliku od slučaja zelenog krova gde supstrat ostaje nezasićen tokom čitave simulacije, u slučaju biofiltra dolazi do zasićenja po čitavoj dubini H prvenstveno zbog donjeg graničnog uslova, kao i zbog visokih intenziteta dotoka. Oba modela daju gotovo identične rezultate sa malom greškom u bilansu (0.15 % i 0.65 % u slučaju implicitne sheme, odnosno Ross-ovog rešenja), dok je u pogledu efikasnosti Ross-ovo rešenje u prednosti sa 2.7 puta manje prolaza kroz sistem jednačina u poređenju sa implicitnom shemom.



Slika 5. Hidrauličke karakteristike supstrata biofiltra opisane parametrima prikazanim u Tabeli 1: Gornji grafik – kriva vlažnosti (jednačina 3); Centralni grafik – kriva vodoprovodljivosti (jednačina 5); Donji grafik – kriva Kirkhoff-ovog potencijala (jednačina 6)

Figure 5. Soil hydraulic properties of the biofilter substrate described by means of parameters presented in Table 1: Top graph – water retention curve (equation 3); Middle graph – hydraulic conductivity function (equation 5); Bottom graph – Kirkhoff potential curve (equation 6)

4 Zaključak

U ovom radu su prikazana dva numerička modela vertikalne infiltracije zasnovana na metodi konačnih razlika, standardna implicitna shema za rešavanje Richards-ove jednačine i Ross-ovo eksplicitno numeričko rešenje. Njihovi rezultati su poređeni u pogledu tačnosti i efikasnosti za različite granične uslove koji se javljaju kod prirodnim inspirisanih rešenja. Standardna implicitna shema podrazumeva iterativno rešavanje sistema nelinearnih jednačina napisanih za svaki računski presek, gde se kao rezultat dobija prostorna raspodela kapilarnih potencijala (vlažnosti). S druge strane, linearizacijom flukseva u poroznoj sredini korišćenjem Taylor-ovog reda i gradijenta Kirkhoff-ovog potencijala, kao rezultat se dobija slična prostorna raspodela kapilarnih potencijala (vlažnosti) bez iterativnog proračuna. Na osnovu rezultata modela moguće je sračunati vrednosti dreniranih oticaja u svakom vremenskom trenutku, što je korišćeno za poređenje dva numerička rešenja.

Radi validacije, dva modela su osim međusobno upoređeni i sa protocima osmotrenim na zelenom krovu Green Wave lociranom u predgrađu Pariza, kao i na biofiltru Univerziteta Monash. Oba modela koriste intenzitet kiše, odnosno dotok, kao gornji granični uslov, dok su slobodno dreniranje, odnosno fiksna vrednost kapilarnog potencijala, zadati na donjoj granici. Za identične parametre prostorne / vremenske diskretizacije i hidrauličkih karakteristika zemljišta dobijeni su gotovo identični rezultati sa zanemarljivim greškama u bilansu u slučaju oba modela, pri čemu je Ross-ovo eksplicitno rešenje skoro 3 puta efikasnije. Takođe, postignuta su zadovoljavajuća slaganja između modeliranih i merenih podataka (Nash-Sutcliffe koeficijenti su 0.91 za zeleni krov i 0.93 za biofilter), što potvrđuje da se modeli mogu koristiti za simulaciju tečenja u zasićenoj i delimično zasićenoj sredini, za različite tipove prirodnim inspirisanih rešenja (tj. za različite granične uslove).

Treba imati na da je glavni cilj ovog rada poređenje dva numerička modela u pogledu tačnosti i efikasnosti, dok poređenje sa realnim podacima prikazuje njihovu potencijalnu primenu u slučaju prirodnim inspirisanih rešenja. U ovom radu su prikazani samo preliminarni rezultati dobijeni ručnom kalibracijom parametara zemljišta (Brooks i Corey funkcije), uz zanemarivanje uticaja vegetacije, evapotranspiracije, kao i heterogenosti zemljišta.

Zahvalnica



Ovaj rad je urađen u okviru projekta euPOLIS. euPOLIS je finansiran u okviru programa Evropske Unije Horizon 2020: H2020-EU.3.5.2., pod ugovorom No 869448

This work is part of the project euPOLIS. euPolis has received funding from the European Union's Horizon 2020 program H2020-EU.3.5.2., under grant agreement No 869448.

Literatura

1. Brooks R. H., Corey A. T. (1964) Hydraulic Properties of Porous Media, *Hydrology Papers*, 3: 1–27.
2. Celia M.A., Bouloutas E.T., Zarba R.L. (1990) A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation, *Water Resour. Res.*, 26: 1483-1496.
3. Crevoisier D., Chanzy A., Voltz M. (2009) Evaluation of the Ross fast solution of Richards' equation in unfavourable conditions for standard finite element methods, *Advances in Water Resources*, 32: 936-947.
4. Dam, J. C. van, Feddes R. A. (2000) Numerical Simulation of Infiltration, Evaporation and Shallow Groundwater Levels with the Richards Equation, *Journal of Hydrology*, 233: 72–85.
5. Genuchten M. Th. van (1980) A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils, *Soil Science Society of America Journal*, 44 (5): 892–98, <https://doi.org/10.2136/sssaj1980.%0A03615995004400050002x>.

6. Getter K. L., Rowe D. B., Andersen J. A. (2007) Quantifying the Effect of Slope on Extensive Green Roof Stormwater Retention, *Ecological Engineering*, 3 (1): 225–31. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2007.06.004>.
7. Kabisch N., Frantzeskaki N., Pauleit S., Naumann, S., Davis M., Artmann M., Haase D., et al. (2016) Nature-Based Solutions to Climate Change Mitigation and Adaptation in Urban Areas : Perspectives on Indicators, Knowledge Gaps, Barriers, and Opportunities for Action, *Ecology and Society*, 21 (2). <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.5751/ES-08373-210239>.
8. Liu Z., Todini E. (2002) Towards a Comprehensive Physically-Based Rainfall-Runoff Model, *Hydrology and Earth System Sciences*, 6 (5): 859–81.
9. Mualem Y. (1976) A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media, *Water Resources Research*, 12 (3): 513–22. <https://doi.org/10.1029/WR012i003p00513>.
10. Randelović A. (2016) Modelling transport of micropollutants in biofiltration systems for stormwater treatment, PhD Thesis, University of Belgrade.
11. Randelovic A., Zhang K., Jacimovic N., McCarthy D., Deletic A. (2016) Stormwater biofilter treatment model (MPiRe) for selected micro-pollutants, *Water Research*, 89: 180-191. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2015.11.046>.
12. Richards L. A. (1931) Capillary Conduction of Liquids through Porous Media, *Physics*, 1: 318–33.
13. Ross P. J. (2003) Modeling Soil Water and Solute Transport – Fast, Simplified Numerical Solutions, *Agronomy Journal*, 95(6): 1352-1361
14. Stanić F. (2020). High resolution monitoring and modelling of hydrological fluxes in a green roof (Doctoral dissertation), Université Paris-Est (Ecole des Ponts ParisTech), Paris, France.
15. Stanić F., Cui Y.-J., Delage P., De Laure E., Versini P.-A., Schertzer D., Tchiguirinskaia I. (2019) A Device for the Simultaneous Determination of the Water Retention Properties and the Hydraulic Conductivity Function of an Unsaturated Coarse Material; Application to a Green-Roof Volcanic Substrate, *Geotechnical Testing Journal*, 43(3): 547–564. <https://doi.org/10.1520/GTJ20170443>
16. Stovin V., Vesuvianom G, Kasmin H. (2012) The Hydrological Performance of a Green Roof Test Bed under UK Climatic Conditions, *Journal of Hydrology*, 414–415: 148–61. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2011.10.022>.
17. Todini E. (1996) The ARNO Rainfall-Runoff, *Journal of Hydrology*, 175: 339–82.
18. Versini P. -A., Gires A., Tchinguirinskaia I., Schertzer D.(2016) Toward an Operational Tool to Simulate Green Roof Hydrological Impact at the Basin Scale: A New Version of the Distributed Rainfall–Runoff Model Multi-Hydro, *Water Science & Technology*, 74 (8): 1845–1854. <https://doi.org/10.2166/wst.2016.310>.
19. Versini P.-A., Stanic F., Gires A., Schertzer D., Tchiguirinskaia I. (2020) Measurements of the Water Balance Components of a Large Green Roof in the Greater Paris Area, *Earth Syst. Sci. Data*. 12: 1025–1035. <https://doi.org/10.5194/essd-12-1025-2020>.
20. Zhang K., Randelovic A., Page D., McCarthy D. T., Deletic A. (2014) The validation of stormwater biofilters for micropollutant removal using in situ challenge tests, *Ecological Engineering*, 67: 1-10. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2014.03.004>.
21. Zimmer U., Geiger W. F. (1997) MULTILAYERED INFILTRATION SYSTEMS, *Water Science & Technology*, 36 (8–9): 301–306. [https://doi.org/10.1016/S0273-1223\(97\)00582-9](https://doi.org/10.1016/S0273-1223(97)00582-9).

Ekonomsko vrednovanje mera za zaštitu od poplava na slivu reke Tamnave

Ranko S. Pudar¹
Jasna Plavšić²

APSTRAKT: U radu se razmatraju mere zaštite od poplava na slivu reke Tamnave i njihovo ekonomsko vrednovanje pomoću razvijenog modela šteta fine rezolucije. Štete od poplava su procenjene za tri moguća scenarija zaštite (sive, zelene i sivo-zelene mere), kao i za referentno stanje zaštite iz 2014. godine. Smanjenje gubitaka tj. šteta u odnosu na referentno stanje smatra se koristima od određenog scenarija zaštite. Razvijeni model šteta se zasniva na kartama ugroženosti i detaljnim podacima o najvažnijim receptorima rizika. Rezultati su pokazali da planirane retenzije kao aktivne zelene mere zaštite značajno smanjuju štete od poplava. Planirano nadvišenje postojećih nasipa primenjeno bez retenzija donosi manje koristi u smislu izbegnite štete, dok u kombinaciji sa retenzijama praktično ne donosi nikakve koristi. Pokazano je da su predložena metodologija i mikro model šteta primenljivi za razmatranje efekata različitih vrsta mera u savremenom pristupu zaštite od poplava u kome se akcenat stavlja na zelene mere i prirodi bliska rešenja.

Ključne reči: zaštita od poplava, rizik od poplava, štete od poplava, ekonomsko vrednovanje

Economic valuation of flood mitigation measures in the Tamnava River watershed

ABSTRACT: The research investigates various flood protection measures within Tamnava River watershed, and their quantitative valuation using a fine resolution (micro-scale) damage model. Flood-related losses are evaluated through three possible flood protection scenarios (based on grey, green, and grey-green infrastructure), with the 2014 flood protection system used as a reference. Scenarios are evaluated for a wide range of recurrence interval events, from 2-year to 1,000-year floods. Benefits for each flood protection (mitigation) scenario are quantified as reduction of economic losses in comparison with the referent (2014) flood protection system. The flood model used in the research is based on flood risk (inundation) maps and high-resolution damage calculations for major natural, man-made, and social assets. The results show that the use of large-scale detention basins as green infrastructure measures yields the highest reduction of flood losses. In absence of other mitigation actions, a conventional, measured heightening of the existing levees produces lower benefits in terms of avoided damages. When applied in conjunction with detention basins, the levee heightening approach yields minimal to no benefits. The research demonstrates that the proposed evaluation methodology and micro-scale flood damage modelling can be effectively applied in a modern approach to flood mitigation, where the emphasis is placed on green infrastructure and nature-based solutions.

Keywords: flood mitigation measures, flood risk, flood damage, quantitative valuation of flood damage

¹Mr Ranko S. Pudar, Pudar Mitigation Consulting, Inc., P.O. Box 680725, Marietta, Georgia 30068, USA, ranko_pudar@pudarconsulting.com

² Prof. dr Jasna Plavšić, Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, jplavsic@grf.bg.ac.rs

1 Uvod

Zaštita od poplava se tradicionalno zasniva na investicionim merama kojima se smanjuje prirodni rizik od štetnog dejstva velikih voda. Većina tih tradicionalnih mera, kao što je izgradnja betonskih propusta, kanala ili nasipa, danas se naziva sivom infrastrukturom. Pored toga što siva infrastruktura zahteva održavanje uz visoke troškove, ona može da dovede do degradacije lokalnih i regionalnih ekosistema i njihovih funkcija (Depietri & McPhearson, 2017). Savremene tendencije kojima se nastoji da se prevaziđu nedostaci tradicionalne sive infrastrukture zagovaraju primenu tzv. zelene infrastrukture i tzv. prirodi bliskih rešenja za zaštitu od poplava (Ruangpan et al., 2020). Primeri takvih rešenja uključuju korišćenje rečnih inundacija (korita za velike vode), prirodnih retenzionih prostora ili mokrih staništa za zadržavanje velikih voda i smanjenje nizvodnog rizika od plavljenja. Zelena infrastruktura i prirodi bliska rešenja ne samo što mogu zahtevati manja ulaganja (Cohen et al., 2012), već mogu doneti i čitav niz dodatnih koristi za životnu sredinu i u socio-ekonomskim aspektima (Vojinovic et al., 2016).

Istraživanja u ovoj oblasti su najpre bila fokusirana na primenu zelenih mera za smanjenje rizika od kišnog oticaja u urbanim sredinama, kao što su zeleni krovovi, zeleni zidovi, kišne bašte, infiltracioni rovovi i slično. Ove mere bi se mogle okarakterisati kao mikro mere, kojima se lokalno utiče na formiranje kišnog oticaja. U ruralnim i prirodnim sredinama koje treba braniti od rečnih poplava rešenja za zaštitu su znatno šireg karaktera i mogu se prostirati preko celog slivnog područja. U zavisnosti od lokalnih uslova i željenog stepena zaštite, rešenja mogu biti raznovrsna i mogu da obuhvate različite kombinacije zelenih i sivih mera. Izbor najbolje (ili optimalne) strategije za smanjenje rizika od poplava na nekom slivu tada se zasniva na kvantitativnom vrednovanju različitih rešenja kroz procenu smanjenja rizika od poplava sa pretpostavljenim zaštitnim merama.

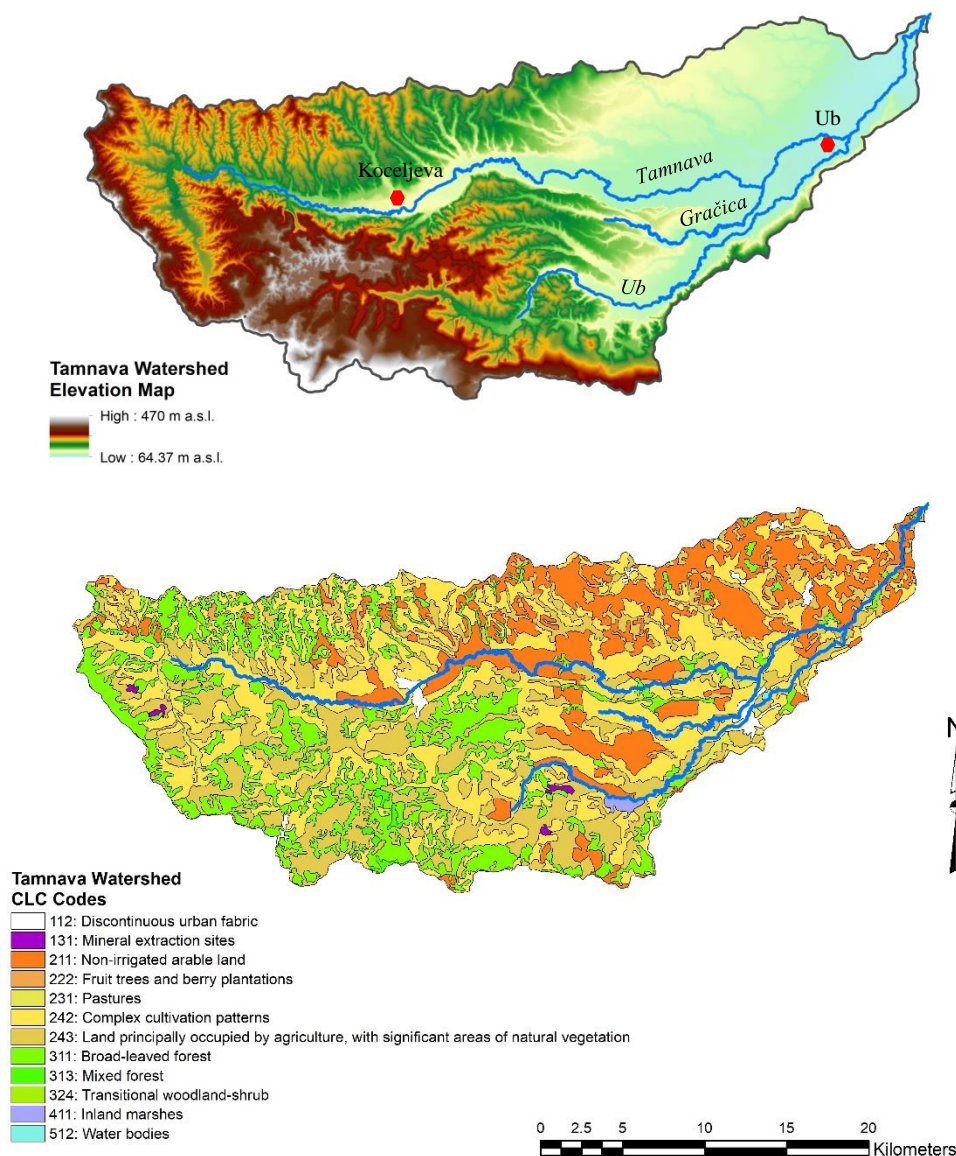
U ovom radu razmatraju se mere zaštite od poplava na slivu reke Tamnave. Za njihovo ekonomsko vrednovanje razvijen je model šteta fine rezolucije. Razmatrani su ekonomski gubici usled poplava pod pretpostavkom tri moguća scenarija zaštite (sive, zelene i sivo-zelene mere), kao i za referentno stanje zaštite iz 2014. godine. Smanjenje gubitaka tj. šteta u odnosu na referentno stanje smatra se koristima od određenog scenarija zaštite. Razvijeni model šteta se zasniva na kartama ugroženosti i detaljnim podacima o najvažnijim receptorima rizika. Model je detaljno opisan u prethodnim radovima autora (Pudar et al., 2020; Pudar, 2021), dok se ovde daje kraći prikaz metodologije i rezultata.

2 Opis sliva i scenarija za zaštitu od poplava

Reka Tamnava je poslednja značajna leva pritoka Kolubare i pruža se u pravcu zapad-istok u dužini od oko 68 km, sa slivnom površinom od 726 km² (slika 1). Njena najveća pritoka je reka Ub (dužine 46 km), dok je od značaja i pritoka Gračica koja se u Tamnavu uliva u zoni grada Uba. Ostale pritoke su u najvećem broju bujični vodotokovi kojima se oticaj sa padina brda na obodu sliva Tamnave drenira ka njenoj ravnoj dolini. Sliv Tamnave je uglavnom ruralna oblast sa oko 80% poljoprivrednog zemljišta, dok veoma mali deo sliva čine urbane sredine koncentrisane u Ubu i Koceljevi.

Poplave na slivu reke Tamnave su česte, kao i na celom slivu reke Kolubare. Najveća poplava, koja je zahvatila ceo region zapadnog Balkana i koja je bila posledica dugotrajnih i obilnih padavina (Plavšić et al., 2014; Zlatanović i Prohaska, 2014), bila je u maju 2014. godine i donela je ogromne štete. Tokom ove poplave na Tamnavi i na Ubu zabeleženi su maksimalni protoci od 178 m³/s odnosno 146 m³/s, dok su prosečni protoci ovih reka oko 1 m³/s.

Postojeći sistem zaštite od poplava na slivu Tamnave sastoji se nasipa u naseljenim područjima koji su projektovani na 50-godišnje i 100-godišnje velike vode, kao i nasipa za zaštitu od 25-godišnjih velikih voda u nekim poljoprivrednim zonama. Nakon poplava iz 2014. godine urađena je obimna studija unapređenja zaštite od poplava na slivu Kolubare (UNDP, 2016; u daljem tekstu „Studija Kolubara“), koja je detaljno analizirala poplavni događaj iz 2014. i predložila nove mere zaštite za ceo sliv Kolubare.



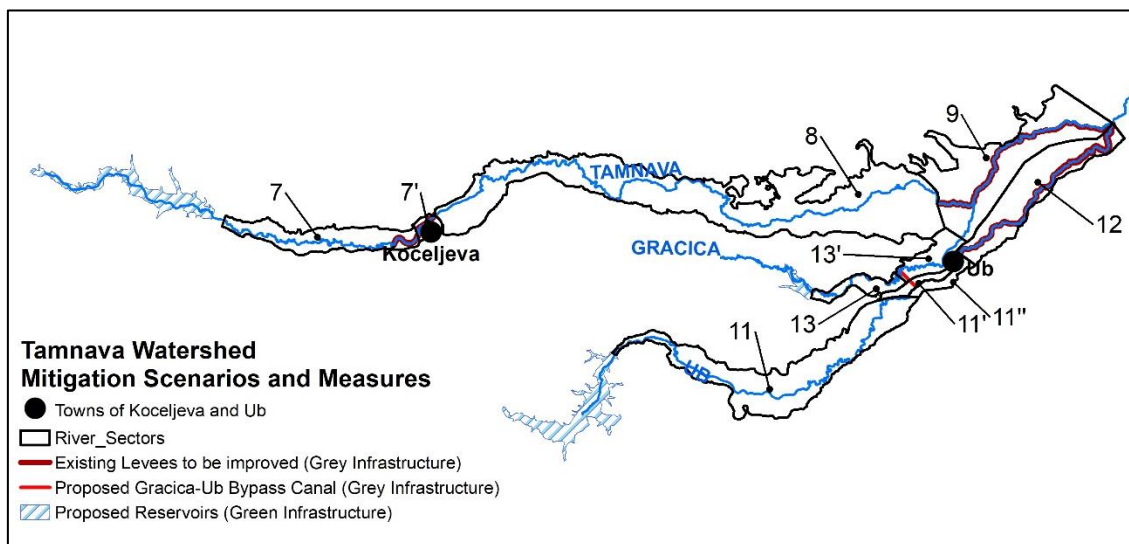
Slika 1. Sliv reke Tamnave sa prikazom reljefa i položajem dva urbana centra (gore) i zemljišnim pokrivačem prema CORINE Land Cover iz 2012. (dole).

U „Studiji Kolubara“ na slivu Tamnave predložena je izgradnja tri retenzije u gornjim tokovima Tamnave, Uba i Gračice, zatim nadvišenje svih postojećih nasipa do 100-godišnje velike vode, izgradnja rasteretnog kanala od Gračice ka reci Uba (slika 2), kao i anti-erozioni radovi u gornjem delu sliva. Do danas je realizovan samo ovaj rasteretni kanal. Na slici 2 i u tabeli 1 prikazana je podela dolina Tamnave i Uba na deonice različitih karakteristika, koja je preuzeta iz „Studije Kolubare“.

U ovom radu se razmatraju sve mere zaštite koje su predložene u „Studiji Kolubara“ osim anti-erozionih radova u gornjem delu sliva, dok se za referentno stanje usvaja stanje iz 2014. godine. Na taj način rasteretni kanal se smatra planiranom merom, a ne delom postojećeg stanja. Postojeće i predložene mere su razvrstane u sive i zelene mere i razmatraju se u okviru četiri različita scenarija za zaštitu od poplava:

- referentni scenario, koji obuhvata postojeće nasipe kao mere zaštite;
- sivi scenario, koji podrazumeva nadvišenje postojećih nasipa i rasteretni kanal Gračica-Uba;

- *zeleni scenario*, koji podrazumeva postojeće nasipe i izgradnju tri retenzije na Tamnavi, Ubu i Gračici;
- *sivo-zeleni scenario*, koji uključuje sve planirane mere (nadvišenje nasipa, rasteretni kanal i tri retenzije).



Slika 2. Shematski prikaz mera zaštite od poplava na slivu Tamnave sa položajem nasipa, rasteretnog kanala Gračica-Ub i planiranih retenzija. Brojevi se odnose na rečne deonice (prema “Studiji Kolubara”).

Tabela 1. Karakteristične deonice Tamnave, Uba i Gračice (površine sektora se odnose na maksimalne potencijalne plavne zone).

Deonica	Vodotok	Površina sektora [ha]	Opis	Učešće poljoprivrednih površina [%]
7	Tamnava	573.20	Ruralno	99.86%
7'	Tamnava	75.28	Urbano	35.18%
8	Tamnava	3,184.30	Ruralno	91.22%
9	Tamnava	1,429.02	Ruralno	92.72%
11	Ub	1,384.33	Ruralno	85.25%
11'	Ub	103.75	Urbano	82.07%
11''	Ub	101.16	Urbano	43.99%
12	Ub	859.49	Ruralno	94.28%
13	Gračica	173.23	Ruralno	100.00%
13'	Gračica	244.58	Peri-urbano	71.09%

3 Mikro model rizika od poplava

Procena rizika od poplava za neko područje je jedan od najvažnijih koraka u analizi mera za zaštitu od poplava i preduslov za izradu planova upravljanja rizikom od poplava. Rizik od poplava se može odrediti za neki konkretan poplavni događaj iz prošlosti, ili za neku računsku veliku vodu određene verovatnoće pojave odnosno povratnog perioda.

U analizi rizika od poplava posebno se razmatraju pojedine komponente rizika, kao što su ugroženost (hazard) i ranjivost (receptori rizika). Rezultat analize ugroženosti su karte ugroženosti (ili karte plavnih zona), koje pokazuju granice plavnog područja i dubine i brzine plavljenja za određeni poplavni događaj (Jovanović i sar., 2014). Karte ugroženosti se dobijaju na osnovu simulacija

hidrološkim i hidrauličkim modelima. U ovom radu karte ugroženosti su preuzete iz „Studije Kolubara“ za niz različitih poplavnih događaja: za poplavu iz maja 2014. godine, i za računске velike vode povratnih perioda 2, 10, 20, 50, 100, 200 i 1000 godina.

Identifikacija receptora rizika na slivu Tamnave, odnosno objekata i subjekata koji su izloženi riziku od poplava je sledeći korak u proceni šteta od poplava. U opštem slučaju, štete i gubici od poplava se dele na direktne i indirektne (Jovanović i sar., 2009; Merz et al., 2010). Direktni gubici se odnose na sve ugrožene kategorije receptora koji mogu pretrpeti štetu ili biti uništeni tokom poplave, a indirektni gubici se odnose na one kategorije receptora koje tokom poplava gube ili imaju smanjenu funkcionalnost (npr. gubici u proizvodnji, prekid saobraćaja, prekid zdravstvenih usluga). Identifikacija svih ugroženih kategorija receptora je zahtevan zadatak. U ovom radu izabran je određen broj kategorija koje imaju najveći udeo u ukupnim gubicima, tako da konačna procena šteta ne bude značajno potcenjena. S druge strane, izabrane kategorije receptora su analizirane veoma detaljno tako što je svaki objekat unutar plavnih zona sa svojim karakteristikama posebno identifikovan i uziman u proračun.

Štete i gubici za svaku kategoriju receptora rizika se analiziraju u odnosu na intenzitet poplave, odnosno prema dubini plavljenja za određeni povratni period poplave i određeni scenario zaštite od poplava na slivu. S obzirom da su receptori definisani detaljno, u finoj rezoluciji, dobijaju se i detaljni rezultati ekonomskih gubitaka od poplava. Celokupan postupak se stoga naziva mikro model rizika od poplava. U nastavku se opisuju postupci identifikacije receptora i procene šteta u okviru ovog modela.

3.1 Identifikacija receptora i procena šteta

Sledeće kategorije receptora rizika od poplava su obrađene za sliv Tamnave:

- zgrade (stambene i javne),
- inventar u zgradama (pokućstvo, oprema),
- poljoprivredna proizvodnja (ratarstvo i voćarstvo),
- putna infrastruktura,
- stanovništvo ugroženo plavljenjem (evakuacija i privremeno raseljavanje).

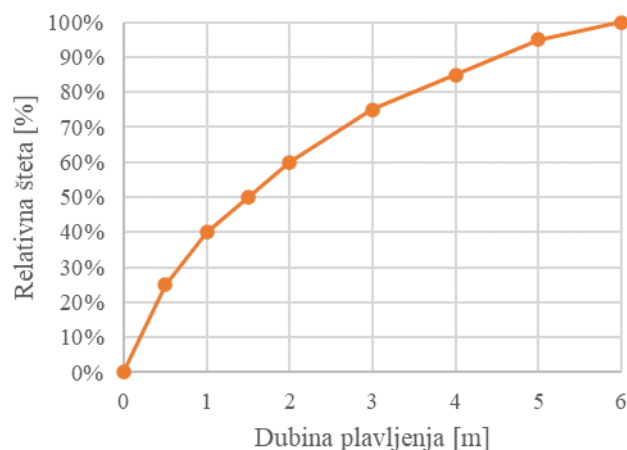
3.1.1 Zgrade i njihov inventar

Korišćenjem fotogrametrijskih snimaka identifikovano je oko 6000 stalnih objekata unutar maksimalne potencijalne plavne zone u dolinama Tamnave i Uba. Štete na objektima su procenjene pomoću bezdimenzionalnih krivih šteta (zavisnosti šteta od dubine plavljenja), a koje pokazuju štete kao procenat maksimalne potencijalne štete, odnosno vrednosti zamene uništenog objekta novim. Bezdimenzionalne krive šteta su usvojene iz globalne baze ovih krivih (Huizinga et al., 2017), dok su vrednosti maksimalnih potencijalni šteta prilagođeni Srbiji i korigovani za stopu inflacije. Vrste objekata i njihovo stanje su utvrđeni na terenu, na osnovu čega su krive šteta iz literature modifikovane za starije objekte tako što je njihova maksimalna potencijalna šteta smanjena za 50%. Primer krivih šteta za stambene objekte je prikazana na slici 3. U tabeli 2 prikazane su vrste identifikovanih objekata sa procentualnim učešćem i maksimalnom potencijalnom štetom.

Štete i gubici vezani za inventar (sadržaj) objekata procenjeni su koristeći isti oblik krivih šteta kao za odgovarajuću vrstu objekta, dok se maksimalna potencijalna šteta za sadržaj objekata kreće od 50% do 150% vrednosti maksimalne potencijalne štete za sam objekat iste vrste (tabela 2).

Tabela 2. Vrste objekata i njihove maksimalne potencijalne štete.

Vrsta objekta	Zastupljenost (%)	Maksimalna šteta (€/m ²)	
		Konstrukcija	Inventar
Stambeni	63.5%	203 – 271	101 – 136
Poljoprivredni	27.8%	149 – 298	75 – 298
Komercijalni, obrazovni, upravni	6.4%	298	298
Industrijski	2.3%	207	310

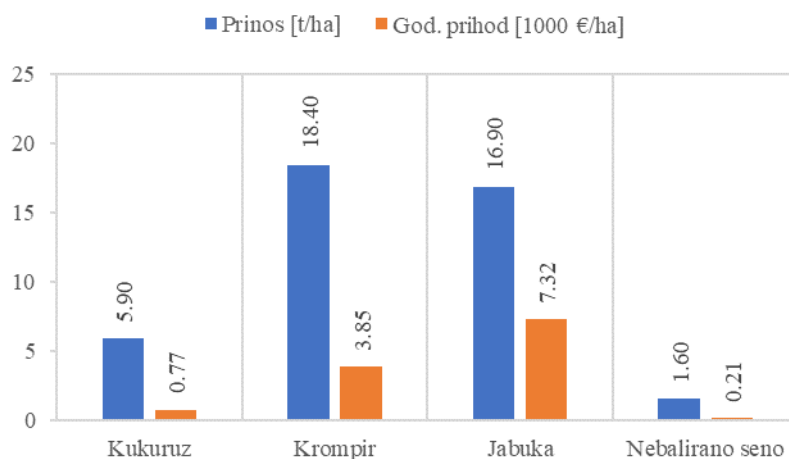


Slika 3. Kriva šteta za stambene objekte u zavisnosti od dubine plavljenja u bezdimenzionalnom obliku (u odnosu na maksimalnu potencijalnu štetu).

3.1.2 Poljoprivredna proizvodnja

Osnovna poljoprivredna delatnost na slivu Tamnave je ratarska i voćarska proizvodnja, a prema „Studiji Kolubara“ glavne kulture su kukuruz, krompir, jabuka i nebalirano seno. Najveća potencijalna šteta za poljoprivrednu proizvodnju izražava se kao prihod od te proizvodnje. U vezi sa ovom procenom uvedeno je nekoliko pretpostavki: a) stepen ranjivosti kultura ne zavisi od sezone u kojoj se javlja poplava, b) prinosi ovih kultura se ne menjaju kroz vreme, i c) cene otkupa kultura su konstantne. Podaci o prinosima i cenama otkupa preuzeti su iz „Studije Kolubara“, dok su cene korigovane u odnosu na stopu inflacije (slika 4).

Štete koje poplave mogu naneti proizvodnji kukuruza i jabuka zavise od dubine plavljenja i vremena koje kulture provedu pod vodom. Za ove kulture štete su prilagođene dubinama plavljenja prema tragovima velikih voda uočenim na terenu. Za krompir i nebalirano seno je usvojeno da dolazi do totalne štete bez obzira na dubinu plavljenja.



Slika 4. Štete u poljoprivrednoj proizvodnji: prosečni prinosi i prosečni godišnji prihodi od otkupa kao maksimalne potencijalne štete.

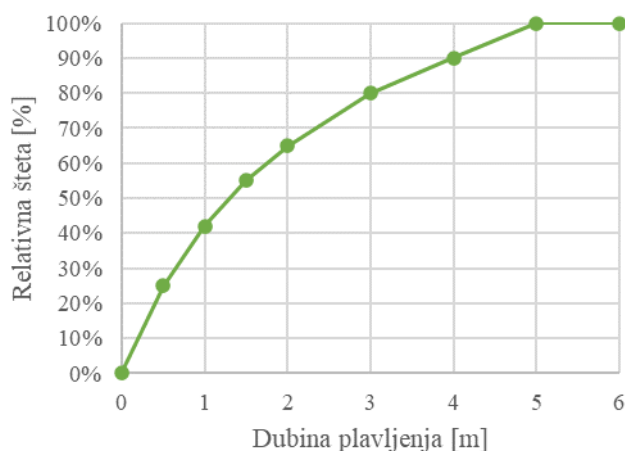
3.1.3 Putna infrastruktura

Saobraćajna infrastruktura može pretrpeti različite štete od poplava, kako direktne tako i indirektne štete u smislu gubitka funkcije. U ovom radu razmatrana je samo putna mreža (ne postoji drugi vid saobraćaja na slivu). Direktne štete na putevima najčešće nastaju pod dejstvom hidrodinamičkih sila bujičnih poplava i visokog vodostaja, a tipične lokacije oštećenja su u zonama mostova i propusta (slika 5). Oštećenja na putevima mogu nastati i usled pojave klizišta ili stenskih odrona, ili usled naleta krupnog granja i drugog krupnog otpada koji voda nosi, naročito na manjim bujičnim vodotokovima. Ako su putevi dugo pod vodom pri dugotrajnijim poplavama, konstruktivna stabilnost puta može biti ugrožena.

U ovom radu analizirano je potencijalno plavljenje na državnoj putnoj mreži na slivu Tamnave u ukupnoj dužini od 296 km. Pored ovih puteva, na slivu postoje mnogobrojni drugi putevi koji ili nisu kategorisani ili su samo zemljani putevi, pa je za njih izuzetno teško proceniti štete. Za razmatrane puteve su korišćene bezdimenzionalne krive šteta iz globalne baze podataka (Huizinga et al., 2017; slika 6), dok je maksimalna potencijalna šteta iz literature prilagođena prema cenama izgradnje puteva u Srbiji (usvojena je konzervativna jedinična cena od 25 €/m², odnosno 200.000 €/km za tipične širine puteva na slivu Tamnave).



Slika 5. Oštećen put blizu Koceljeve u maju 2014. godine
(izvor: www.koceljeva.gov.rs/index_files/htm/Poplave%20galerija.htm).

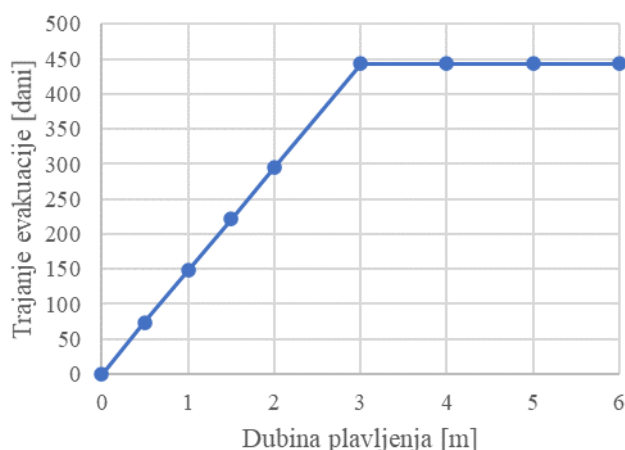


Slika 6. Kriva šteta za puteve u zavisnosti od dubine plavljenja u bezdimenzionanom obliku (u odnosu na maksimalnu potencijalnu štetu).

3.1.4 Stanovništvo ugroženo poplavama

Stanovništvo može biti ugroženo poplavama na različite načine. Na primer, stanovništvu može da preti opasnost od rušenja oštećenih objekata ili da bude ugroženo zdravlje, ili može doći do prekida ili smanjenja određenih servisa odnosno usluga (snabdevanje strujom, vodom, itd.). Neposredna opasnost može dovesti i do hitne evakuacije ljudi iz poplavljene oblasti, što takođe podrazumeva značajne troškove.

U ovom radu se ranjivost stanovništva kao receptora rizika meri kroz trajanje evakuacije, koje zavisi od veličine i intenziteta poplave, ali i od vremena da se poplavljena naselja ponovo osposobe za stanovanje. Trajanje evakuacije je stoga proporcionalno dubini plavljenja, prema zavisnosti iz literature (FEMA, 2011; slika 7). Troškovi evakuacije bi u opštem slučaju uključili jednokratne troškove same evakuacije i troškove privremenog smeštaja koji zavise od trajanja. U ovom radu uzeti su u obzir samo ovi drugi troškovi, koji su procenjeni na oko 10 € po osobi dnevno; UNHCR, 2020). Broj stanovnika koji je potencijalno direktno izložen poplavama preuzet je iz „Studije Kolubara“. U maksimalnoj potencijalnoj plavnoj zoni ima 9155 stanovnika i 3800 stambenih objekata (ili u proseku 2,41 stanovnik po stambenom objektu).



Slika 7. Trajanje evakuacije i izmeštanja stanovništva u funkciji od dubine plavljenja (prema 4).

3.2 Ukupni gubici i dobiti od mera zaštite od poplava

Za određeni scenario (skup mera) zaštite od poplava, ukupni gubici obuhvataju štete za sve receptore rizika i određuju se za određenu verovatnoću plavljenja. Kada se ukupni gubici izračunaju za veći broj verovatnoća plavljenja (tj. za više povratnih perioda), dobija se približna raspodela verovatnoće šteta od poplava za izabrani scenario zaštite. Uobičajeno je da se na osnovu takve približne raspodele šteta odredi njena očekivana godišnja vrednost EAD (engl. *expected annual damage*) kao osnovni pokazatelj (Rosić i Jovanović, 2008). Očekivana godišnja šteta se približno računa kao zbir proizvoda šteta D_i i verovatnoća godišnjeg prevazilaženja p_i :

$$EAD = \sum_{i=1}^M D_i p_i$$

gde je M broj različitih verovatnoća prevazilaženja p_i velike vode za koju su određene štete D_i .

Efekat nekog scenarija zaštite može se meriti smanjenjem šteta (tj. izbegnutim štetama) za taj scenario u odnosu na referentni scenario. Ako se štete od poplava pod referentnim scenariom označe sa

D_0 , a štete pod nekim scenarijom S označe sa D_S , tada razlika između tih šteta predstavlja uštedu odnosno korist od mera zaštite od poplava iz scenarija S :

$$B_S = D_0 - D_S$$

Očekivana godišnja korist EAB (engl. *expected annual benefit*) od scenarija S se može takođe odrediti na osnovu M razmatranih verovatnoća prevazilaženja p_i (odnosno povratnih perioda $T_i = 1/p_i$), i na osnovu L razmatranih kategorija receptora rizika:

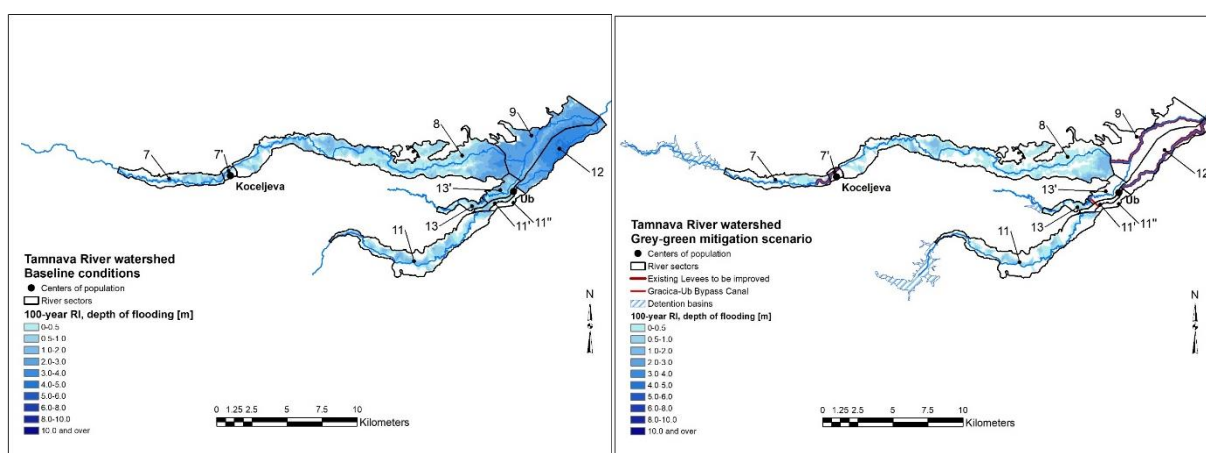
$$EAB_S = \sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^L (D_{0,i,j} - D_{S,i,j}) p_i$$

gde je EAB_S očekivana godišnja korist za scenario S , $D_{0,i,j}$ je šteta od poplave verovatnoće p_i za kategoriju receptora rizika j za referentni scenario, dok je $D_{S,i,j}$ odgovarajuća šteta za scenario zaštite S .

4 Rezultati i diskusija

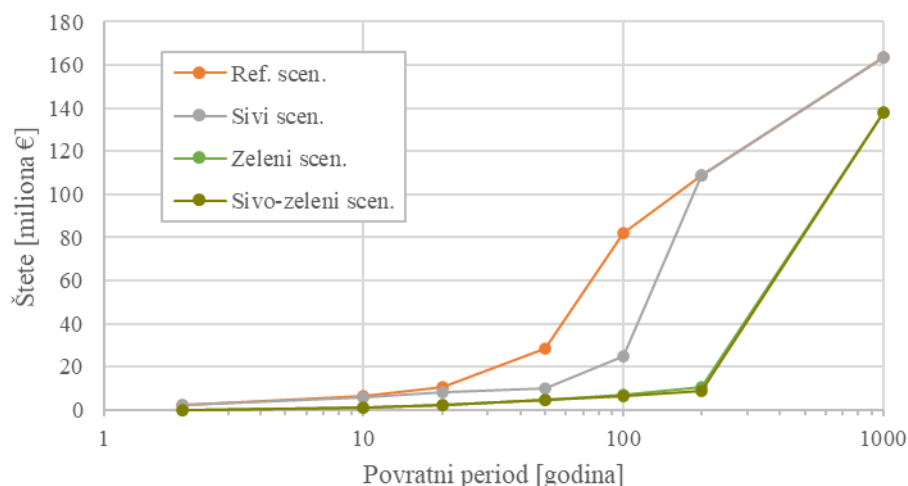
Opisana metodologija za proračun šteta, zasnovana na detaljnim podacima, primenjena je na plavne zone dobijene simulacijama hidrauličkim modelom razvijenim u okviru „Studije Kolubara“ za niz velikih voda povratnih perioda od 2 do 1000 godina i za sve razmatrane scenarije zaštite od poplava. Slika 8 ilustruje 100-godišnju plavnu zonu za referentni scenario i za sivo-zeleni scenario. Štete procenjene predloženim mikro modelom izračunate su za svaku jedinicu u prostornom modelu terena i dubina, rezolucije 1 m x 1 m, a potom agregirane (sabrane) na nivou deonica iz table 1 za lakše sagledavanje rezultata.

Ukupne štete za jedan povratni period i jedan scenario zaštite dobijene su sabiranjem šteta po svim kategorijama receptora rizika. Raspodele ukupnih šteta za sve scenarije prikazane su na slici 9. Ova slika pokazuje da sivi scenario (nadvišenje nasipa + rasteretni kanal) ima manje štete nego referentni scenario za povratne periode do 100 godina, na koje je projektovano nadvišenje nasipa. Zeleni scenario (retenzije) i sivo-zeleni scenario (sve predložene mere) imaju manje štete nego referentni scenario za sve razmatrane povratne periode zahvaljujući retenzijama koje su projektovane da prihvate poplavne talase povratnog perioda i do 1000 godina. Sivo-zeleni scenario je samo nešto povoljniji od zelenog, što ukazuje da planirano nadvišenje nasipa u kombinaciji sa retenzijama nema značajne dodatne efekte.



Slika 8. Prikaz dubina plavljenja za referentni scenario (levo) i za sivo-zeleni scenario (desno) pri 100-godišnjim velikim vodama.

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.

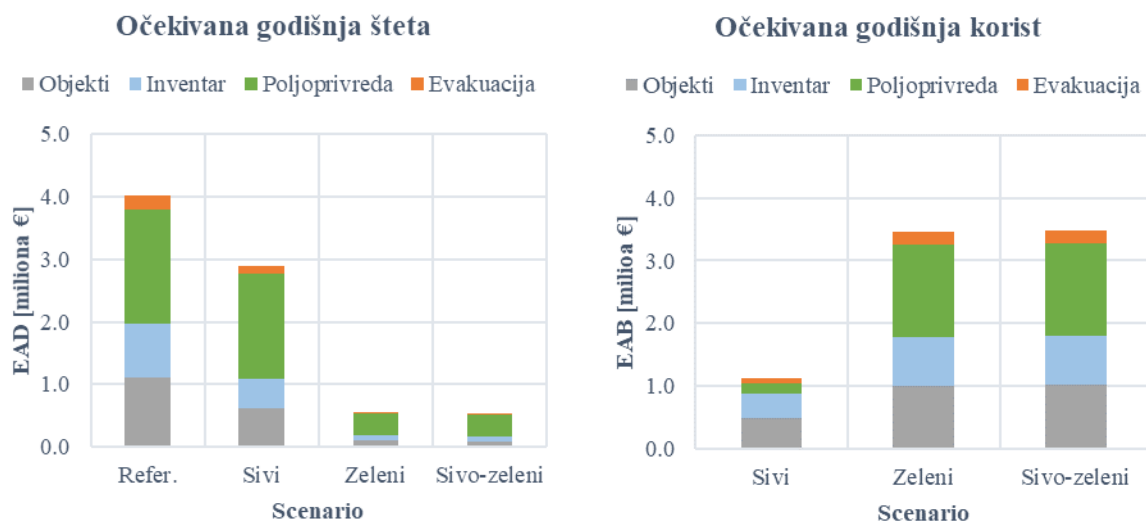


Slika 9. Raspodele šteta od poplava na slivu Tamnave za referentni scenario zaštite i tri scenarija planiranih mera.

Očekivane godišnje štete (EAD) sa strukturom po kategorijama receptora rizika su prikazane na levom dijagramu na slici 10 za sve scenarije. Na istoj slici na desnom dijagramu prikazana je očekivana godišnja korist (EAB) za tri scenarija planiranih mera u odnosu na referentni scenario. Ova veličina predstavlja očekivano smanjenje šteta ako bi se te mere realizovale.

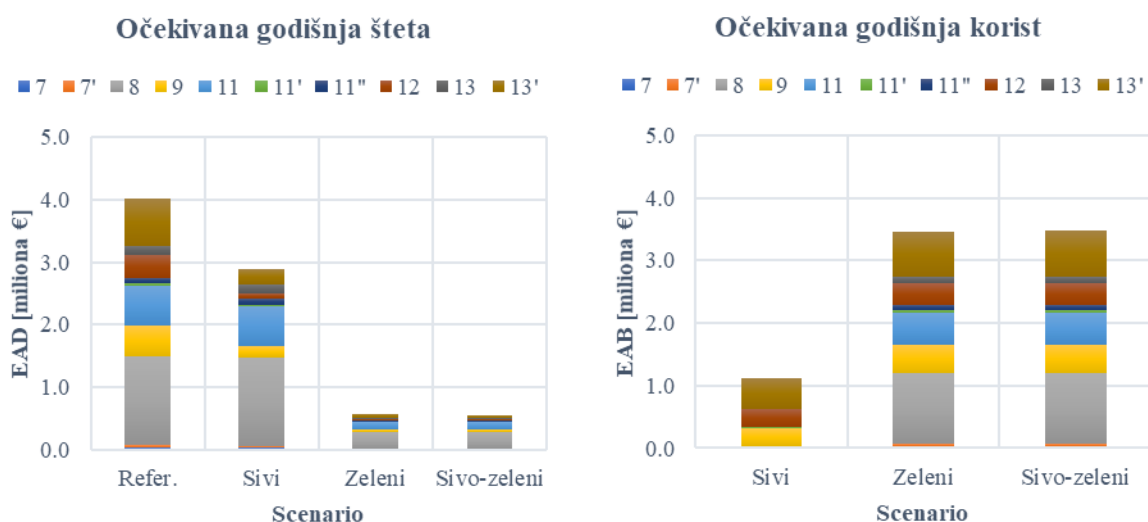
Najveći udeo u štetama prema svim scenarijima imaju štete u poljoprivrednoj proizvodnji, što je očekivano s obzirom da poljoprivredno zemljište dominira na slivu Tamnave. S druge strane, sa gledišta smanjenja šteta od poplava, za poljoprivrednu proizvodnju najveće koristi u zaštiti od poplava imaju zeleni i sivo-zeleni scenario.

Štete na objektima i njihovom inventaru su najveće u referentnom scenariju, u sivom scenariju su skoro prepolovljene, dok su u ostalim scenarijima su značajno smanjene. To pokazuje i desni dijagram na slici 10, gde se smanjenje tih šteta jasno vidi. Ova značajna izbegnuta šteta na objektima u zelenom i sivo-zelenom scenariju je rezultat zadržavanja poplavnih talasa u planiranim retenzijama koje su locirane uzvodno od naselja (Koceljeve i Uba) u kojima su objekti najbrojniji i najvredniji.



Slika 10. Očekivane godišnje štete od poplava (levo) i koristi tj. smanjenje šteta (desno) po kategorijama receptora rizika.

Slika 11 pokazuje očekivane godišnje štete i koristi (EAD i EAB) u pojedinim sektorima (rečnim deonicama). U referentnom scenariju najveće štete nastaju u sektoru 8, koji predstavlja ruralni sektor najveće površine među svim sektorima i koji u tom scenariju (u sadašnjim uslovima) nema nikakve mere zaštite pa je izložen najvećem riziku od poplava. Ruralni sektor 11 zauzima manju površinu, ali u referentnom scenariju takođe ima značajne štete jer nema nikakvu zaštitu. Ova dva sektora (8 i 11) imaju velike štete i u sivom scenariju koji ne predviđa mere zaštite na njima, dok bi tu do značajnog smanjenja šteta došlo samo pod zelenim i sivo-zelenim scenarijom. Koristi od sivog scenarija postoje samo u urbanizovanim sektorima 12 i 13' i ruralnom sektoru 9, na kojima je planirano nadvišenje postojećih nasipa. Najviše koristi od zelenog i sivo-zelenog scenarija zaštite imaju ruralni sektori 8, 9 i 11, ali su koristi vidljive i u urbanizovanim sektorima 12 i 13'.



Slika 11. Očekivane godišnje štete od poplava (levo) i koristi tj. smanjenje šteta (desno) po rečnim deonicama.

Svi rezultati pokazuju da zelene mere (retenzije) u zelenom i sivo-zelenom scenariju zaštite donose veću korist (veće smanjenje šteta) za poljoprivredne površine koje trenutno nemaju nikakvu zaštitu od poplava. Prednost sivo-zelenog scenarija u odnosu na zeleni je veoma mala i praktično zanemarljiva, što ukazuje da nadvišenje nasipa ima znatno manji efekat nego retenzije na smanjenje rizika od poplava u sektorima nizvodno od retenzija.

U „Studiji Kolubara“ procena potencijalnih šteta je sprovedena drugačijom metodologijom i sa donekle drugačijim receptorima rizika. Štete su računane za plavnu zonu koja je dobijena hidrološko-hidrauličkom rekonstrukcijom poplave iz 2014. godine. Tako procenjene štete se mogu vezati samo za verovatnoću pojave događaja iz 2014. godine (ocenjenu u Studiji na povratni period između 200 i 380 godina) i ne predstavljaju očekivanu godišnju štetu, zbog čega nisu direktno uporedive sa rezultatima iz ovog rada. Poređenje se može napraviti za stambene objekte i njihov inventar i za poljoprivrednu proizvodnju. Za potrebe poređenja i verifikacije, u ovom radu je izvršena simulacija šteta razvijenim mikro modelom za plavnu zonu iz 2014. godine. Dobijena je šteta na stambenim objektima od oko 37,9 miliona €, dok je odgovarajuća šteta u „Studiji Kolubara“ procenjena na oko 36,8 miliona € (razlika je oko 2.5%). Za štete u poljoprivredi dobijena je praktično ista vrednost kao u „Studiji Kolubara“ (11,114 miliona € u ovom radu i 11,110 miliona € u Studiji). Zbog različitih metodologija i izbora receptora, razlike su značajne u proceni ukupne štete za 2014. godinu: one su u ovom radu procenjene na 98,2 miliona €, dok su u „Studiji Kolubara“ procenjene na 73,2 miliona €.

5 Zaključci

Na primeru sliva reke Tamnave, koji predstavlja mali ruralni sliv na kome dominira poljoprivredna proizvodnja, prikazano je kako se razvijeni mikro model za procenu šteta od poplava može primeniti za razmatranje efekata različitih mera zaštite od poplava kroz njihovo ekonomsko vrednovanje. Ta vrsta analize predstavlja „jednu stranu jednačine“ u sveobuhvatnoj analizi isplativosti (cost-benefit analizi) u procesu identifikacije optimalnog rešenja za zaštitu od poplava među više razmatranih alternativnih rešenja. Proračunom šteta od poplava pod određenim scenariom zaštite u odnosu na štete u nekom referentnom scenariju (bez unapređenja zaštite) taj scenario se može ekonomski vrednovati preko izbegnute štete.

U ovom radu planirane mere zaštite od poplava na slivu Tamnave su razdvojene na zelene i na sive mere i razmatrane su kao posebne alternative, dok je dodatno analizirana i varijanta sa kombinacijom sivih i zelenih mera. Time je pokazano da su predložena metodologija i mikro model šteta primenljivi za razmatranje efekata različitih vrsta mera u savremenom pristupu zaštite od poplava u kome se akcenat stavlja na zelene mere i prirodni bliska rešenja.

Ekonomsko vrednovanje alternativnih rešenja zaštite od poplava na slivu Tamnave je pokazalo da svi razmatrani scenariji daju smanjenje šteta u odnosu na referentno stanje, ali da zeleni i sivo-zeleni scenario obezbeđuju veću korist, odnosno veće izbegnute štete, nego sivi scenario. Najveću korist od zelenog i sivo-zelenog scenarija imaju poljoprivredne površine, koje su na slivu Tamnave najzastupljenije. Ovo je važan zaključak imajući u vidu da se poljoprivredne površine često smatraju manje vrednim od urbanih područja. Međutim, na ruralnim slivovima na kojima poljoprivredne površine dominiraju, one postaju značajan faktor i njihova zaštita donosi značajne uštede. Takođe, koristi od retenzija kao zelenih mera su najveće na rečnim deonicama u poljoprivrednim područjima na kojima u sadašnjem stanju ne postoji zaštita ili postoje niski nasipi koji donose veoma malu korist. Kombinovani sivo-zeleni scenario (koji objedinjuje retenzije, nadvišenja nasipa i rasteretni kanal) daje praktično zanemarljivo veće koristi od zelenog scenarija (samo retenzije) samo zahvaljujući rasteretnom kanalu. To pokazuje da nadvišenje nasipa, kao lokalna zaštita, ne donosi korist ako se kombinuje sa retenzijama koje značajno redukuju maksimume poplavnih talasa i tako obezbeđuju zaštitu na svim nizvodnim deonicama. U tom smislu, treba podržati strateška opredeljenja ka aktivnim merama zaštite od poplava i niskom stepenu zaštite poljoprivrednih površina nasipima kako bi se ostavio prirodni prostor za prijem značajnijih velikih voda (Babić Mladenović i Kolarov, 2015).

Analize koje se bave procenom šteta od poplava često prate velike neizvesnosti vezane za različite segmente te analize: od neizvesnosti rezultata hidroloških i hidrauličkih simulacija, preko ograničenih prostornih podataka i podataka o receptorima rizika, do nesigurnosti u usvajanju jediničnih cena u proračunu šteta. Razvijeni mikro model šteta pomaže da se te neizvesnosti smanje. Jedan od izvora neizvesnosti je i izbor receptora rizika. U ovom radu štete su procenjene na ograničenom broju receptora, ali su izabrane najranjivije kategorije receptora koje imaju najveći udeo u ukupnim gubicima. Za štete procenjene takvim pristupom bi se moglo reći da predstavljaju donju granicu realnih šteta. Uključivanjem više kategorija receptora bi procenjene štete bile veće, ali bi se moglo očekivati da i koristi od nekog scenarija zaštite takođe budu veće u relativnom smislu.

Dalji razvoj prikazane metodologije za ekonomsko vrednovanje mera zaštite od poplava, koji je u toku, ide u pravcu vrednovanja i drugih koristi od zaštitnih mera osim direktnog smanjenja rizika od poplava. Cilj budućih istraživanja je da se u proces vrednovanja uključe i koristi pojedinih rešenja zaštite na životnu sredinu, funkcije ekosistema, socio-ekonomske parametre i dobrobit i zdravlje ljudi.

Zahvalnica

Deo ovog istraživanja finansiran je iz programa istraživanja i inovacija Horizon 2020 Evropske Unije pod ugovorom br. 776866 za projekat RECONNECT (Regenerating ECOSystems with Nature-based solutions for hydro-meteorological risk rEduCTion). Rad odražava samo poglede autora i Evropska Unija nije odgovorna za bilo kakvo korišćenje informacija iz ovog rada. Rad na ovom

istraživanju je delimično podržalo i Ministarstvo prosvete, nauke i tehnološkog razvoja Srbije pod ugovorom br. 200092.

Literatura

1. Babić Mladenović, M. i Kolarov, V. (2015) Smernice za unapređenje zaštite od poplava u Srbiji. *Vodoprivreda*, 47, 235-242.
2. Cohen, J.P., Field, R., Tafuri, A.N., & Ports, M.A. (2012) Cost Comparison of Conventional Gray Combined Sewer Overflow Control Infrastructure versus a Green/Gray Combination. *J. Irrig. Drain. Eng.*, **138**, 534–540.
3. Depietri, Y. & McPhearson, T. (2017) Integrating the Grey, Green, and Blue in Cities: Nature-Based Solutions for Climate Change Adaptation and Risk Reduction. In: *Nature-Based Solutions to Climate Change Adaptation in Urban Areas*, eds. Kabisch, N., Korn, H., Stadler, J., Bonn, A., Springer Open, Berlin/Heidelberg, Germany, pp. 91–109.
4. FEMA (2011) Supplement to the Benefit-Cost Analysis Reference Guide, Federal Emergency Management Agency, Washington, USA.
5. Huizinga, J., Moel, H. de, & Szweczyk, W. (2017) *Global flood depth-damage functions. Methodology and the database with guidelines*, Joint Research Centre (European Commission), doi: 10.2760/16510.
6. Jovanović, M., Prodanović, D., Plavšić, J., Rosić, N., Srna, P., & Radovanović, M. (2014). Problemi pri izradi karata ugroženosti od poplava. *Vodoprivreda*, 46(1–6), 3–13.
7. Jovanović, M., Todorović A., Rodić, M. (2009) Kartiranje rizika od poplava. *Vodoprivreda*, 41, 31-45.
8. Merz, B., Kreibich, H., Schwarze, R., & Thielen, A. (2010) Assessment of economic flood damage, *Natural Hazards and Earth System Sciences* **10**, 1697–1724.
9. Plavšić, J., Vladiković, D., & Despotović, J. (2014) Floods in the Sava River Basin in May 2014. Proc. Mediterranean Meeting on Monitoring, modelling, early warning of extreme events triggered by heavy rainfall, University of Calabria, Cosenza, Italy, E. Ferrari and P. Versace (eds.), pp. 241-251.
10. Pudar, R. (2021) Valuation of fluvial ecosystems restoration in function of flood risk mitigation, doktorska disertacija, Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet.
11. Pudar, R., Plavšić, J., & Todorović, A. (2020). Evaluation of Green and Grey Flood Mitigation Measures in Rural Watersheds. *Applied Sciences*, 10(19), 6913. <https://doi.org/10.3390/app10196913>
12. Rosić, N. i Jovanović, M. (2008) Stohastički pristup u određivanju šteta od poplava. *Vodoprivreda*, 40, 183–189.
13. Ruangpan, L., Vojinovic, Z., di Sabatino, S., Leo, L.S., Capobianco, V., Oen, A.M.P., McClain, M.E., & Lopez-Gunn, E. (2020) Nature-based solutions for hydro-meteorological risk reduction: A state-of-the-art review of the research area. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, **20**, 243–270.
14. UNDP Srbija (2016). Studija unapređenja zaštite od voda u slivu reke Kolubare, Institut “Jaroslav Černi” za UNDP Srbija i JVP “Srbijavode”: Beograd.
15. UNHCR (2020) The United Nations Refugee Agency (UNHCR), Serbia. Personal communication.
16. Vojinovic, Z., Keerakamolchai, W., Weesakul, S., Pudar, R., Medina, N., & Alves, A. (2016) Combining Ecosystem Services with Cost-Benefit Analysis for Selection of Green and Grey Infrastructure for Flood Protection in a Cultural Setting. *Environments*, **4**, 3.
17. Zlatanović, N. i Prohaska, S. (2015) Preliminarna hidrološka rekonstrukcija poplavnog talasa iz maja 2014. godine u slivu reke Kolubare. *Vodoprivreda*, 47, 161–175.

MoravaFFWS – integralna platforma za unapređenje hidrološkog prognostičkog sistema na slivu Velike Morave

Predrag Živadinović¹
Slavimir Stevanović²
Ljiljana Dekić³
Dejan Vladiković⁴
Samir Čatović⁵

APSTRAKT: Nakon katastrofalnih poplava u maju 2014. godine koje su pogodile oko 1.6 miliona stanovnika Republike Srbije, Vlada Republike Srbije je usvojila Nacionalni program upravljanja rizikom od elementarnih nepogoda. Koristeći sredstva predpristupnih fondova EU Programa, Republičkom hidrometeorološkom zavodu (RHMZ) odobrena su sredstva za finansiranje otklanjanja posledica poplava i unapređenje hidrološkog osmatračkog, informacionog i prognostičkog sistema za upravljanje rizikom od poplava u okviru koga je u periodu od septembra 2019. do aprila 2020. godine implementirana prognostička platforma sa operativnim hidrološkim prognostičkim modelima za slivove Južne, Zapadne i Velike Morave - MoravaFFWS (Morava Flood Forecasting and Warning System). Realizacijom aktivnosti predviđenih Programom, nakon unapređenja osmatračkog i informacionog sistema, kao konačan cilj, razvijena su 2 nova hidrološka modela koja su integrisana u Delft-FEWS platformu. Automatizacijom pojedinih koraka u procesu donošenja odluka, kao i mogućnost pregleda meteoroloških i hidroloških produkata iz različitih izvora na jedinstvenoj platformi, značajno su unapređeni kapaciteti RHMZ-a u okviru sistema za odbranu od poplava Republike Srbije. U ovom radu su prikazane projektne aktivnosti da bi ovaj sistem postao operativan, kao i pregled trenutnih i planiranih aktivnosti sa ciljem održivosti i poboljšanja sistema.

Ključne reči: Morava, prognoza, poplava, FFWS, FEWS

MoravaFFWS - integral platform for improving the hydrological forecasting system in the Velika Morava basin

ABSTRACT: After the catastrophic floods in May 2014, which affected about 1.6 million inhabitants of the Republic of Serbia, the Government of the Republic of Serbia adopted the National Program for Disaster Risk Management. Using the EU IPA funds, the Republic Hydrometeorological Service (RHMS) was approved a donation from the European Commission to finance part of the flood risk management system within period from September 2019 to April 2020 implemented a forecasting platform with operational hydrological forecasting models for the South, West and Great Morava - MoravaFFWS (Morava Flood Forecasting and Warning System). With the implementation of activities envisaged by the Program, after the improvement of the observation and information system, as the final goal, 2 new hydrological models were developed and integrated into the Delft-FEWS platform. By automating certain steps in the decision-making process, as well as the possibility of reviewing meteorological and hydrological products from various sources on a single platform, the capacities of RHMS within the flood defense system of the Republic of Serbia have been significantly improved. This paper presents project activities to make this system operational, as well as an overview of current and planned activities with the aim of sustainability and improvement of the system.

Keywords: Morava, forecast, flood, FFWS, FEWS

¹ Predrag Živadinović, dipl.građ.inž, RHMZ, predrag.zivadinovic@hidmet.gov.rs

² Mr Slavimir Stevanović, dipl.građ.inž, RHMZ, slavimir.stevanovic@hidmet.gov.rs

³ Ljiljana Dekić, dipl.met., RHMZ, ljiljana.dekic@hidmet.gov.rs

⁴ Dejan Vladiković, dipl.građ.inž, RHMZ, dejan.vladikovic@hidmet.gov.rs

⁵ Samir Čatović, dipl.građ.inž, RHMZ, samir.catovic@hidmet.gov.rs

1 Uvod

Sliv Velike Morave (38.200 km²) predstavlja najveći sliv u Republici Srbiji koji pokriva nešto više od 43% njene teritorije, dok se blizu 15% sliva nalazi u susednoj Bugarskoj i Crnoj Gori. Sliv Velike Morave čine 3 glavne celine: sliv Južne Morave, sliv Zapadne Morave i neposredni sliv Velike Morave. Sam sliv karakteriše raznolikost u vidu tipa vodotoka, topografije i uslova oticanja – od širokih ravnica na severu, do brdovitih predela u severo-istočnim delovima sliva do planinskih venaca koji se mogu naći u centralnim, jugo-zapadnim, južnim i istočnim delovima sliva. Imajući u vidu da se u dolinama Zapadne, Južne i Velike Morave (kao i njihovih pritoka) nalazi veliki broj naselja, industrijskih centara i velike površine obradive zemlje, može se shvatiti koliki značaj odbrana od poplava ima na ovom području Republike Srbije.

U slivu je izgrađen veliki broj hidrotehničkih objekata i struktura koje služe odbrani od poplava na glavnim vodotocima i većim pritokama, ali i dalje postoje područja koja su ugrožena od poplava. Pre svega to su ruralna područja i područja na kojima sistem nasipa nije kontinualan, pa su moguće poplave i iz zaleđa.

Potreba za nestrukturnim merama u vidu izgradnje prognostičkih sistema za rane najave i upozorenja za odbranu od poplava pokazuje svoju vrednost upravo u situacijama kada strukturne mere ne daju rezultate, omogućavajući zajednici da preventivno reaguje i spreči ili umanju štetu nastalu od poplava. Cilj ovakvih mera je da omogući službama nadležnim za zaštitu od poplava što duži „lead time“, odnosno vreme od trenutka najave događaja do trenutka samog događaja, kako bi se sprovele pripremne mere za sprečavanje, odnosno umanjeње eventualnih posledica poplavne epizode. Taj period može iznositi od više dana za veće ravničarske vodotoke, do svega nekoliko sati za male bujične vodotoke.

Nakon majskih poplava 2014.-te godine, Republika Srbija je pokrenula izgradnju niza strukturnih i nestrukturnih sistema za odbranu od poplava koji su za cilj imali kako obnavljanje porušene infrastrukture, tako i izgradnju novih sistema koji bi unapredili odbranu od poplava u Republici Srbiji.

Evropska Komisija (EK) je u ime Evropske Unije (EU) obezbedila Republici Srbiji bespovratna sredstva i zajmove kod Svetske Banke (WB) za potrebe realizacije Nacionalnog programa upravljanja rizikom od elementarnih nepogoda. Program se sastoji iz 3 celine:

- Snimanje plavnih područja LIDAR-om i formiranje Digitalnog Modela Terena (DMT).
- Nadogradnja Vodnog Informacionog Sistema (VIS) Republike Srbije.
- Unapređenje osmatračke mreže kao dela sistema za rane najave i upozorenja.

Jedan od ciljeva 3. tačke Nacionalnog programa upravljanja rizikom od elementarnih nepogoda između ostalih je i podrška Republičkom Hidrometeorološkom Zavodu (RHMZ) u vidu unapređenja hidroloških prognoza. RHMZ je aplicirao za sredstva projektom – „Razvoj hidroloških modela za sliv Velike Morave (MoravaFFWS)“, a Projekat je postavio 2 osnovna cilja koje ja trebalo ostvariti:

- Razviti 2 dobro kalibrisana modela za sliv Velike Morave.
- Integrisati razvijene modele u jedinstveni sistem koji omogućava prikupljanje, obradu i prikaz osmotrenih i prognoziranih vrednosti hidrometeoroloških parametara.

U junu 2019.-te je objavljen javni poziv za prikupljanje ponuda za realizaciju projektnih aktivnosti koji je okončan izborom konzorcijuma na čelu sa holandskom firmom „Deltares“. Pored „Deltaresa“ konzorcijum čine i „Centar Građevinskog fakulteta“ d.o.o. iz Zagreba i Mihajlo Anđelić kao podugovaračke strane. Konsultanti su u svojoj ponudi predložili da se sliv Velike Morave modelira sa distribuiranim Wflow hidrološkim modelom i polu-distribuiranim HEC-HMS modelom, a kao prognostička platforma je odabran sistem zasnovan na DelftFEWS (Flood Early Warning System) softveru - MoravaFFWS.

2 Implementacija Morava FFWS platforme

Projekat „Razvoj hidroloških modela za sliv Velike Morave (MoravaFFWS)“ je zvanično započet inicijalnim sastankom između konzorcijuma predvođenim „Deltares“-om i stručnjaka RHMZ održanog 29. avgusta 2019.-te godine gde su predstavljeni timovi za realizaciju projekta sa obe strane i definisani pojedinačni ciljevi i vremenski rokovi za realizaciju tih ciljeva. Tim konsultanata predvodio je Klaas-Jan van Heeringen projekt menadžer Deltaresa, zatim Matthijs Lemans specijalista za Delft-FEWS, Mark Hegnauer, Helene Boisgontier, Damir Bekić, Klaudija Pranjić, Tin Kulić i Mihailo Anđelić. Sa strane RHMZ tim za realizaciju projekta predvodio je mr Slavimir Stevanović, zatim Samir Čatović, Dejan Vladiković, Ljiljana Dekić, Marija Ivković i Predrag Živadinović. RHMZ tim je tokom realizacije projekta imao podršku u vidu eksternog saradnika Prof. dr Jasne Plavšić sa Građevinskog fakulteta u Beogradu. Svaki član tima imao je svoja zaduženja i obaveze i na taj način je olakšana komunikacija između konsultanata i naručioca posla.

U Tabeli 1. dat je pregled ključnih događaja tokom realizacije projekta, odnosno predviđenih vremena izlazaka verzija DelftFEWS softvera i pratećih aktivnosti.

Tabela 1. Raspored izlazaka verzija

Table 1. Release Schedule

Verzija	Datum	Opis
radna verzija 0.1	10. okt 2019.	nezavisna Delft-FEWS aplikacija sa prikazom istorijskih podataka i GIS podlogama
radna verzija 0.2	22. nov 2019.	klijent-server Delft-FEWS aplikacija sa ulazom osmotrenih vrednosti u realnom vremenu, sa algoritmima za pre-processing na Delft-FEWS Test okruženju
verzija 1.0	19. dec 2019.	klijent-server Delft-FEWS aplikacija sa integrisanim Wflow i HEC-HMS modelima na Test i Radnom Delft-FEWS okruženju spremna za testiranje u realnim okolnostima
verzija 2.0	31. mar 2020.	Konačna klijent-server Delft-FEWS aplikacija sa integrisanim svim podacima, alatima i modelima i spremna za rad u realnim okolnostima na Test i Radnom Delft-FEWS okruženju – MoravaFFWS

Zaključcima sa inicijalnog sastanka RHMZ-a sa konsultantima predviđeno je da se razviju hidrološki modeli sa računskim korakom na časovnom nivou. Shodno tome, zadatak projektnih timova bio je sagledavanje raspoloživosti hidro-meteoroloških, satelitskih, radarskih i ostalih podataka neophodnih za pokretanje modela na slivu Velike Morave, zatim njihova sistematizacija, klasifikacija i integracija sa Delft-FEWS sistemom.

Prvi koraci u formiranju MoravaFFWS sistema svakako su bili integracija statičkih podloga poput digitalnog modela terena (Copernicus - EU DEM), vegetacioni prekrivač (Corine Land Cover 2018), pedološke podloge, granice slivova, hidrografija, lokacije akumulacija, hidroloških i meteoroloških mernih mesta kao i program rada stanica, zatim kompletne istorijske hidrološke i meteorološke podloge uključujući i krive protoka za 81 hidrološku stanicu (koje nisu statičke i sistem omogućava ažuriranje po potrebi). Pregled dostavljenih istorijskih hidroloških podataka dat je u Tabeli 2.

Sa druge strane, za operativan rad bilo je potrebno izdvojiti sve aktivne hidrološke i meteorološke stanice koje omogućavaju izveštavanje u regularnim vremenskih intervalima. U slivu Velike Morave, u trenutku formiranja MoravaFFWS sistema nalazila se 91 hidrološka stanica, od kojih je 45 imalo izveštavanje u realnom vremenu na časovnom nivou. Meteorološki podaci su u zavisnosti od kategorije mernog mesta prikupljeni na dnevnom, odnosno časovnom nivou. U Tabeli 3. dat je pregled mernih mesta meteoroloških parametara koji su korišćeni kao ulazni podaci u MoravaFFWS sistemu.

Tabela 2. Istorijski hidrolološki podaci

Table 2. Historical hydro data

Parametar	Vremenski korak	Period	Broj stanica	Opis
H	čas	2005-2018	75	časovne vrednosti vodostaja
	dan	1999-2018	91	srednjednevne vrednosti vodostaja
Q	čas	2005-2018	75	časovne vrednosti protoka
	dan	1999-2018	85	srednjednevne vrednosti protoka
H,Q	dan	1980-1999	6	Raspoložive srednjednevne vrednosti za h.s. u slivu reke Ibar sa KiM

Tabela 3. Meteorološki ulazni podaci

Table 3. Meteorological input data

Rang stanice	Broj	Parametar	Vremenski korak
Glavna meteorološka stanica	13	p,t	sat
Klimatološka stanica	39	p	dan
Padavinska stanica	187	p	dan
Automatska klimatološka stanica	11	p,t	sat
Automatska padavinska stanica	2	p	sat
APS – u toku realizacije projekta	17	p	sat

Sastavni deo MoravaFFWS sistema su i časovni radarski snimci sa radarskog centra Jastrebac koji pokriva čitavu površinu sliva Velike Morave. Radarske snimke sistem koristi da bi se omogućila tačnija vremenska i prostorna raspodela padavina po slivu na osnovu dnevnih osmatranja padavina sa padavinskih stanica. Takođe, u sistem slivaju i satelitski snimci iz evropskog Copernicus programa za procenu zaliha vode u snegu.

Pored osmotrenih i izmerenih vrednosti u MoravaFFWS sistem su integrisani su i produkti numeričkih prognoza vremena (NWP) čije su karakteristike date u Tabeli 4.

Da bi svi ti podaci bili na raspolaganju MoravaFFWS sistemu, bilo je potrebno kreirati radne procedure (Slika 1.), koje će sve podatke neophodne za pokretanje modela dostavljati u regularnim intervalima. Tako se svi hidrolološki podaci, kao i deo meteoroloških podataka (8 automatskih padavinskih stanica) koji se slivaju u hidrolološki informacioni sistem WISKI, koristeći KiDSM (Kisters Distributed Service Manager) šalju na svakih sat vremena u ZRXP formatu, dok se ostali meteorološki osmotreni podaci šalju u vidu .csv datoteka na časovnom ili dnevnom nivou u zavisnosti od raspoloživosti. Produkti numeričkih prognoza se dostavljaju u svom izvornom obliku za koje postoje predefinisane import procedure koje su sastavni deo FEWS platforme i one se dostavljaju u vremenskim intervalima prikazanim u Tabeli 4.

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021.

Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.

Tabela 4. Numeričke prognoze vremena - MoravaFFWS

Table 4. Numerical Weather Prediction – Morava FFWS

NWP	Vremenski korak (h)	Dužina prognoze (h)	Parametri	Opis
ECMWF-HRES	0-90: 1 93-144: 3 150-240: 6	240	padavine konvektivne padavine temperatura topljenje snega	Raspoloživo u 00h i 12h (UTC)
ECMWF EPS	0-90: 1 93-144: 3 150-240: 6	240	padavine temperatura	Ansambl od 51 prognoza Raspoloživo u 00h i 12h (UTC)
WRF Serbia	3	72	padavine konvektivne padavine temperatura vlažnost zemljišta visina snega topljenje snega	Raspoloživo u 00h i 12h (UTC)
ICON-EU	0-78: 1 81-120: 3	120	padavine temperatura zalihe vode u snegu	Raspoloživo u 00h, 06h, 12h i 24h (UTC)

Workflow Id	Actions	<input type="checkbox"/>	Priority	Interval	Next Due Time
Amalgamate_Monthly		<input type="checkbox"/>	Normal	day 1 of each month at 0:00	01/09/2021 00:00:00
Archive_Export_Gridded		<input type="checkbox"/>	Normal	1d	17/08/2021 04:17:00
Archive_Export_Scalar		<input type="checkbox"/>	Normal	1d	17/08/2021 03:17:00
Database_Maintenance		<input type="checkbox"/>	Normal	1d	17/08/2021 03:13:00
HEC-HMS_VelikaMorava_Forecast_ECMWF		<input type="checkbox"/>	Normal	days 1-31 of each month at 9:05 21:05	16/08/2021 21:05:00
HEC-HMS_VelikaMorava_Forecast_Ensemble		<input type="checkbox"/>	Normal	days 1-31 of each month at 9:10	17/08/2021 09:10:00
HEC-HMS_VelikaMorava_Forecast_ICON_EU		<input type="checkbox"/>	Normal	days 1-31 of each month at 5:05	17/08/2021 05:05:00
HEC-HMS_VelikaMorava_Forecast_WRF_SRB		<input type="checkbox"/>	Normal	days 1-31 of each month at 8:05	17/08/2021 08:05:00
HEC-HMS_VelikaMorava_Update		<input type="checkbox"/>	Normal	days 1-31 of each month at 4:00 16:00	16/08/2021 16:00:00
Import_Copernicus		<input type="checkbox"/>	Normal	12h	16/08/2021 17:05:00
Import_NWP		<input type="checkbox"/>	Normal	days 1-31 of each month at 8:15 8:30 8:45 20:15 20:30 20:45	16/08/2021 20:15:00
Import_NWP		<input type="checkbox"/>	Normal	1h	16/08/2021 12:00:00
Import_Observations		<input type="checkbox"/>	Normal	15m	16/08/2021 11:15:00
Import_Radar		<input type="checkbox"/>	Normal	1h	16/08/2021 12:10:00
Performance_Leadtime_Forecast		<input type="checkbox"/>	Normal	days 1-31 of each month at 20:02	16/08/2021 20:02:00
SystemMetrics		<input type="checkbox"/>	Normal	1h	16/08/2021 12:00:00
WFlow_VelikaMorava_Forecast_ECMWF		<input type="checkbox"/>	Normal	days 1-31 of each month at 9:15	17/08/2021 09:15:00
WFlow_VelikaMorava_Forecast_ICON_EU		<input type="checkbox"/>	Normal	days 1-31 of each month at 7:10	17/08/2021 07:10:00
WFlow_VelikaMorava_Forecast_WRF_SRB		<input type="checkbox"/>	Normal	days 1-31 of each month at 10:10	17/08/2021 10:10:00
WFlow_VelikaMorava_Update		<input type="checkbox"/>	Normal	days 1-31 of each month at 6:30	17/08/2021 06:30:00

Slika 1. Radne procedure u MoravaFFWS sistemu

Figure 1. MoravaFFWS workflows

Svi ovi koraci bili su neophodni da bi se stvorio integralni sistem koji omogućava na jednom mestu pregled osmotrenih vrednosti, prognostičkih materijala, priprema setova ulaznih podataka za hidrološke modele, pokretanje modela i prikaz rezultata hidroloških modela. Čitav taj sistem oslanja se na značajne hardverske resurse koji to mogu da podrže. Kako je projektom predviđeno da postoje 2

paralelna sistema – jedan produkcion i drugi kao test okruženje bilo je potrebno obezbediti ukupno 9 serverskih mašina čije su karakteristike date u Tabeli 5, a čija shema je data na Slici 2. Kompletna MoravaFFWS infrastruktura je virtuelna i podignuta korišćenjem MS HyperV softvera za virtualizaciju koja omogućava jednostavno upravljanje računarskim resursima.

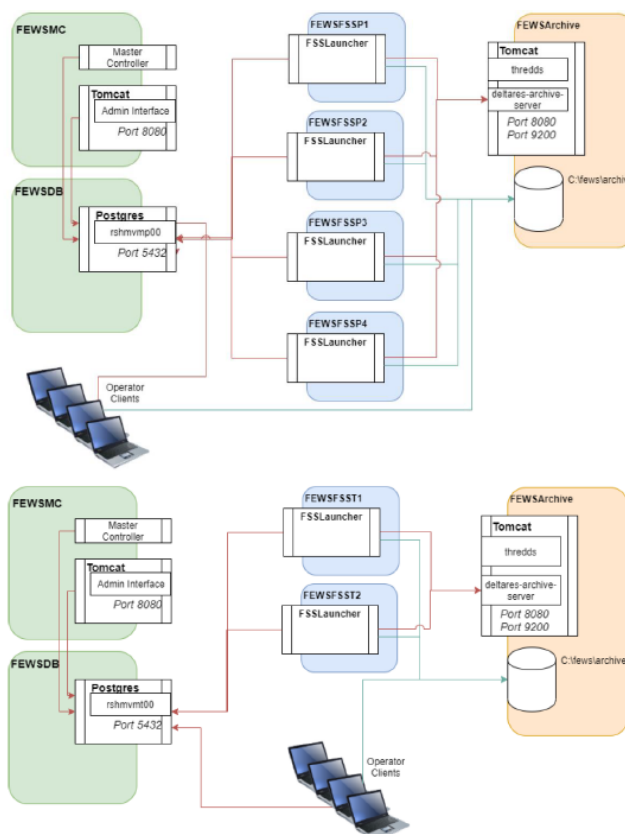
Tabela 5. MoravaFFWS sistem - hardver

Table 5. MoravaFFWS system - hardware

Server	Uloga	VM -Produkcion i	VM – Test
Glavni kontroler – MC	Server na kome se nalazi Delft-FEWS Master Controller aplikacija, upravlja svim procesima u sistemu: sadrži interfejs za administriranje sistema	FEWSMC 2 jezgra 4 GB RAM 60 GB Storage 1 mrežna kartica Microsoft Windows Server 2019	
Baza podataka - DB	centralna baza podataka	FEWSDB 2 jezgra 8 GB RAM 200 GB skladištenog prostora 1 network card Microsoft Windows Server 2019	
Računski server - FSS	računske jedinice koje obavljaju sav import, prognostičke proračune i distributivne zadatke	FEWSFSSP1 – FEWSFSSP4 Production 2 jezgra 8 GB RAM 250 GB skladištenog prostora 1 mrežna kartica Microsoft Windows Server 2019	FEWSFSST1 – FEWSFSST2 Test 2 jezgra 8 GB RAM 250 GB skladištenog prostora 1 mrežna kartica Microsoft Windows Server 2019
Arhivski server	Arhiviranje podataka	FEWSArchive 4 jezgra 4 GB RAM 1 TB skladištenog prostora 1 mrežna kartica Microsoft Windows Server 2019	

Nakon inicijalne faze projekta koja je podrazumevala podizanje sistema i prikupljanje podataka, usledilo je korak u kome je bilo potrebno definisati lokacije za koje će se izdavati hidrološke prognoze. Uvažavajući potrebe RHMZ-a konsultanti su prihvatili da sistem konfiguriraju tako da je moguće izdavati hidrološke prognoze na 16 hidroloških stanica datih u Tabeli 6.

Kalibracija i verifikacija je sprovedena za 14 od 16 hidroloških stanica. Za kalibracioni period WFLOW modela odabrana je hidrološka 2013-2014 godina, nakon čega je verifikacija modela sprovedena za čitav period od 2011-2018 godine. Sa druge strane HEC-HMS model je kalibrisan na period 2014-2018 godina, a verifikacija je izvršena u periodu 2011-2013.



Slika 2. Shema MoravaFFWS sistema

Figure 2. MoravaFFWS scheme

Tabela 6. MoravaFFWS - prognostičke lokacije

Table 6. MoravaFFWS – forecasting locations

R.br.	Hidrološka stanica	Reka
1.	Ljubičevski most	Velika Morava
2.	Bagrdan	
3.	Ćuprija	
4.	Varvarin	
5.	Guča	Bjelica
6.	Raška	Ibar
7.	Lopatnica Lakat	
8.	Kratovska Stena	Zapadna Morava
9.	Čačak	
10.	Miločaj	
11.	Jasika	Nišava
12.	Bela Palanka	
13.	Niš	Toplica
14.	Prokuplje	
15.	Korvingrad	Južna Morava
16.	Mojsinje	

Ocena WFLOW modela data je kroz Nash-Sutcliffe koeficijent (1), srednje kvadratno odstupanje (2) i Kling-Gupta test (3).

$$L_{NSE} = 1 - \left[\frac{\sum_t [Q_s(t) - Q_o(t)]^2}{\sum_t [Q_o(t) - \bar{Q}_o]^2} \right], \quad (1)$$

gde je Q_s – sračunata vrednost, a Q_o – osmotrena vrednost.

$$L_{RMSE} = \sqrt{\frac{\sum_t [Q_s(t) - Q_o(t)]^2}{n}}, \quad (2)$$

gde je Q_s – sračunata vrednost, Q_o – osmotrena vrednost, a n broj podataka

$$L_{KGE} = 1 - \sqrt{(CC - 1)^2 + \left(\frac{\sigma_{sim}}{\sigma_{obs}} - 1\right)^2 + \left(\frac{Q_{sim}}{Q_{obs}} - 1\right)^2}, \quad (3)$$

gde je CC – Pearsonov koeficijent, Q_{sim} – prosečna sračunata vrednost, Q_{obs} – prosečna osmotrena vrednost, σ_{sim} – standardna devijacija sračunatih vrednosti i σ_{obs} – standardna devijacija osmotrenih vrednosti.

Na osnovu rezultata koji su dati u Tabeli 7. može se reći da za hidrološke godine 2013., 2014., 2015. i 2016. WFLOW model daje relativno dobre rezultate sa izuzetkom Guče i Bele Palanke. Hidrološka 2017. i 2018. godina daju značajno niže vrednosti od osmotrenih. Razlog su 2 kišne epizode na kraju 2016. i 2017.-te, gde se zbog nedovoljno podataka o padavinama u slivu dobijaju značajno niže vrednosti koje bitno utiču na konačan rezultat.

Tabela 7. WFLOW – ocena modela

Table 7. WFLOW – model assessment

Stanica	2011-2012		2012-2013		2013-2014		2014-2015		2015-2016		2016-2017		2017-2018		Ceo period									
	NS	RMSE	KG	NS	RMSE	KG	NS	RMSE	KG	NS	RMSE	KG	NS	RMSE	KG	NS	RMSE	KG						
Raška-Ibar	-1.05	0.60	-0.4	-0.75	0.57	-0.14	0.69	0.92	0.42	0.62	0.79	0.53	0.44	0.79	0.57	0.06	0.84	-0.55	0.42	0.72	0.63	0.36	0.75	0.55
Lop. Lakat-Ibar	0.32	0.67	0.62	-0.11	0.66	0.19	0.85	0.92	0.85	0.61	0.80	0.48	0.72	0.87	0.82	0.21	0.79	-0.11	0.41	0.67	0.58	0.54	0.77	0.76
Guča-Bjelica	/	/	/	-0.01	0.56	0.26	-0.21	0.74	0.27	0.40	0.76	0.66	0.10	0.56	0.54	-0.58	0.58	-0.16	0.29	0.67	0.41	0.11	0.67	0.31
K. stena-Z.Morava	0.58	0.78	0.5	0.73	0.88	0.81	0.85	0.93	0.86	0.71	0.89	0.43	0.82	0.94	0.47	0.46	0.69	0.50	0.63	0.80	0.47	0.76	0.88	0.64
Miločaj-Z.Morava	0.71	0.85	0.7	0.48	0.91	0.27	0.91	0.97	0.66	0.76	0.89	0.60	0.85	0.94	0.58	0.22	0.65	0.56	0.64	0.84	0.62	0.81	0.92	0.69
Jasika-Z.Morava	0.57	0.80	0.7	-0.01	0.82	0.04	0.88	0.95	0.70	0.73	0.86	0.60	0.80	0.92	0.68	0.12	0.78	0.05	0.55	0.78	0.53	0.70	0.87	0.69
B.Palanka-Nišava	0.23	0.62	0.6	0.54	0.77	0.72	0.54	0.78	0.27	0.46	0.76	0.37	0.37	0.71	0.27	0.26	0.58	0.44	0.59	0.78	0.69	0.54	0.75	0.54
Niš-Nišava	0.65	0.82	0.7	0.49	0.85	0.46	0.64	0.81	0.47	0.69	0.83	0.61	0.74	0.86	0.73	-0.37	0.51	0.16	0.54	0.75	0.70	0.60	0.78	0.71
Prokuplje-Toplica	0.35	0.71	0.17	-0.99	0.85	-1.04	0.57	0.84	0.03	0.67	0.86	0.34	0.43	0.71	0.20	0.77	0.89	0.59	0.64	0.82	0.44	0.58	0.80	0.32

Stanica	2011-2012		2012-2013		2013-2014		2014-2015		2015-2016		2016-2017		2017-2018		Ceo period																
	NS	RMSE	KG	NS	RMSE	KG	NS	RMSE	KG	NS	RMSE	KG	NS	RMSE	KG	NS	RMSE	KG													
Korvingrad-J.Morava	0.56	0.81	0.7	-3.11	0.85	-3.53	0.84	0.93	0.57	0.81	0.90	0.73	0.38	0.77	0.47	-1.39	0.78	-2.43	0.28	0.74	0.42	0.60	0.39	0.63	0.60	0.60	0.81	0.81	0.71	0.59	
Mojsinje-J.Morava	0.61	0.82	0.74	-1.10	0.84	-1.37	0.79	0.91	0.73	0.78	0.89	0.70	0.39	0.77	0.58	-1.32	0.68	-1.78	0.48	0.79	0.60	0.60	0.39	0.63	0.60	0.60	0.81	0.81	0.71	0.59	
Varvarin-V.Morava	0.73	0.89	0.74	-0.37	0.84	-0.43	0.87	0.94	0.75	0.77	0.88	0.63	0.68	0.87	0.64	-0.79	0.74	-1.25	0.27	0.77	0.77	0.77	0.64	0.57	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66
Bagrdan-V.Morava	0.56	0.68	0.69	-0.44	0.85	-0.48	0.82	0.91	0.74	0.74	0.87	0.53	0.66	0.85	0.57	-0.58	0.71	-0.81	0.51	0.78	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63
Ljub.most-V.Morava	0.49	0.74	0.66	0.15	0.81	0.21	0.82	0.91	0.78	0.75	0.88	0.52	0.59	0.80	0.55	-0.77	0.65	-0.77	0.51	0.79	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68
PROSEK	0.41	0.76	0.54	-0.32	0.79	-0.29	0.71	0.89	0.51	0.68	0.85	0.55	0.57	0.81	0.55	-0.26	0.70	-0.40	0.48	0.76	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56

U Tabeli 8. data je evaluacija rezultata HEC-HMS modela prikazana u vidu Nash-Sutcliffe koeficijenta (1). Iz prikazanih rezultata može se zaključiti da su rezultati zadovoljavajući osim u profilima h.s. Bjelica i Mojsinje.

Tabela 8. HEC-HMS – ocena modela

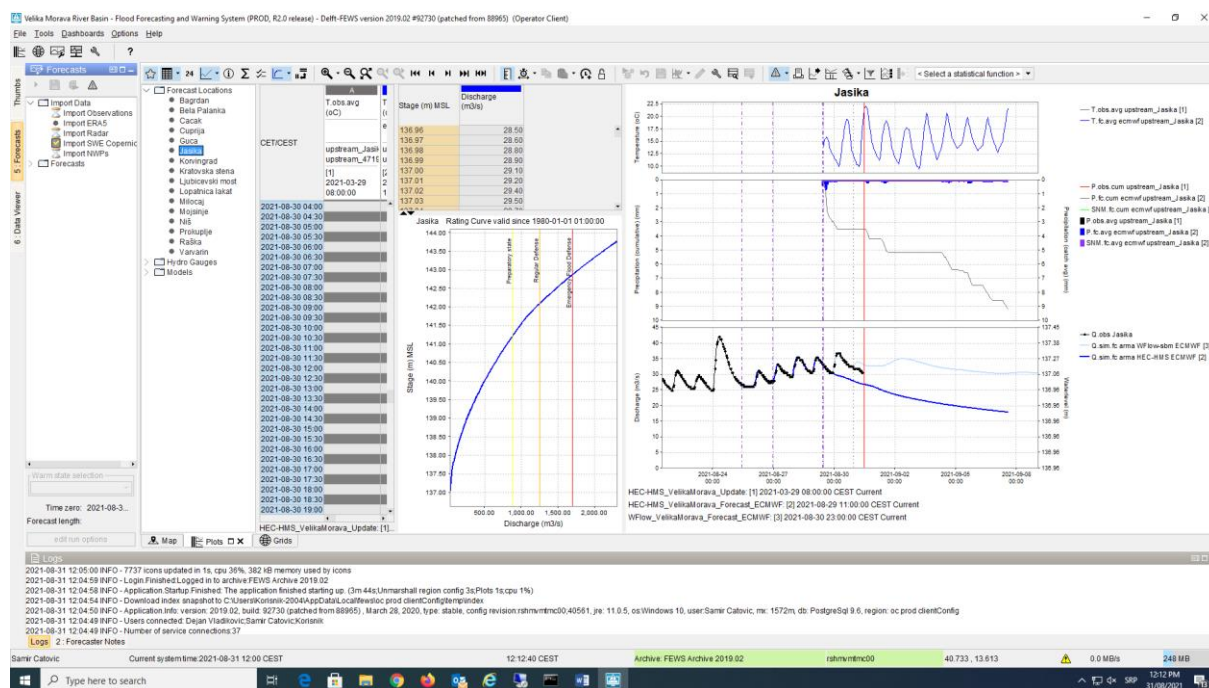
Table 8. HEC-HMS – model assessment

Stanica / hid.godina	2014-2015	2015-2016	2016-2017	2017-2018	PROSEK	2014-2018
Raška-Ibar	0.847	0.816	0.382	0.742	0.697	/
Lop. Lakat-Ibar	0.809	0.823	0.050	0.727	0.602	/
Guča-Bjelica	0.455	0.397	0.216	0.565	0.408	0.503
K. stena-Z.Morava	0.722	0.599	0.073	0.583	0.494	0.605
Miločaj-Z.Morava	0.661	0.392	0.449	0.732	0.559	0.634
Jasika-Z.Morava	0.699	0.865	0.388	0.619	0.643	0.736
B.Palanka-Nišava	0.720	0.869	0.631	0.598	0.705	0.755
Niš-Nišava	0.871	0.766	0.681	0.700	0.755	/
Prokuplje-Toplica	0.705	0.642	0.628	0.751	0.682	0.713
Korvingrad-J.Morava	0.602	0.578	0.520	0.674	0.594	/
Mojsinje-J.Morava	0.286	0.650	-0.568	-0.930	-0.141	0.181
Varvarin-V.Morava	0.860	0.825	0.467	0.562	0.679	/
Bagrdan-V.Morava	0.853	0.815	0.530	0.774	0.743	/
Ljub.most-V.Morava	0.797	0.813	0.498	0.751	0.715	/
PROSEK	0.706	0.704	0.353	0.561	0.581	/
PROSEK (bez Guče)	0.739	0.708	0.424	0.675	0.637	/

3 Operativna upotreba

Operativno praćenje i korišćenje produkata MoravaFFWS platforme u Odseku za prognozu voda, hidrološke najave i upozorenja RHMZ-a počela je tokom aprila 2020. godine (Slika 3.). Koristeći ovu platformu hidrološki prognostičar ima na raspolaganju veliki broj meteoroloških i hidroloških podataka i prognoza potrebnih za dobijanje jasne slike o stanju na vodotocima i hidrološkim izgledima na slivovima Zapadne, Južne i Velike Morave. Posle logičke kontrole pristiglih aktuelnih podataka o padavinama, temperaturama, vodostajima i proticajima, pristupa se pregledu prognoza dva hidrološka modela HEC-HMS i Wflow_sbm sa ulaznim podacima iz četiri numerička prognostička modela: ECMWF (dva puta dnevno za narednih deset dana), ECMWF ansambl (dva puta dnevno za narednih deset dana), DWD ICON-EU (četiri puta dnevno za narednih pet dana) i WRF Serbia (dva puta dnevno za naredna tri dana). Takođe, vrlo je koristan prostorni kvantitativni pregled prognoziranih temperatura, padavina, topljenja snega i proticaja za definisani prognozni period od 3 do 10 dana, što u značajnoj meri pomaže prognostičaru u definisanju konačne prognoze.

Na osnovu dosadašnjeg iskustva, rezultati simulacija su bili mnogo tačniji prilikom korišćenja HEC-HMS modela, nego Wflow_sbm modela, posebno sa desetodnevnom ECMWF i petodnevnom DWD ICON-EU prognozama. Ilustracije radi, tokom četiri velika talasa ove godine (sredina januara, početak februara, sredina i kraj marta 2021.) u uslovima kombinovanih padavina i intenzivnog topljenja snega, HEC-HMS model je davao jasne i tačne naznake početka i završetka epizode, kao i vrednosti vrha talasa u granicama dozvoljenih odstupanja, posebno za gornje tokove Zapadne i Južne Morave. Na osnovu toga RHMZ je poslao blagovremena i tačna upozorenja o dostizanjima/prevazilaženjima granica redovne, odnosno vanredne odbrane od poplava na prognostičkim profilima na Zapadnoj, Južnoj i Velikoj Moravi.



Slika 3. MoravaFFWS – operativna upotreba

Figure 3. MoravaFFWS - operational use

4 Naredni koraci

Imajući u vidu karakteristike kvalitetnog hidrološkog prognostičkog sistema, može se konstatovati da MoravaFFWS predstavlja zadovoljavajuću platformu koja integriše raspoložive podatke, produkte i modele, daje raznovrsne informacije i dovoljno je fleksibilna za integrisanja novih podataka, produkata i modela (nove hidrološke i meteorološke stanice, novu produkti numeričke vremenske prognoze, podaci sa radara itd).

Prema preporukama Svetske meteorološke organizacije publikovanim u „Manual on flood forecasting and warning“ (WMO, 2011), ne postoje striktna pravila u pogledu obezbedjenja vremena za preduzimanje mera odbrane od poplava - „lead time“. MoravaFFWS koristi meteorološke prognoze kao ulaz za izvršavanje (ranovanje) hidroloških modela, a zatim i hidrauličkog modela i kao rezultat se dobijaju vodostaji i protoci vode u prognostičkim profilima. Pod uslovom da su ulazni podaci u realnom vremenu verifikovani, tačnost hidroloških prognoza zavisi od 3 glavna faktora: tačnosti meteoroloških prognoza, tačnosti korišćenih hidrološki i hidrauličkih modela i raspoloživosti podataka o upravljaju akumulacijama. Takodje treba imati u vidu da na tačnost prognoza uticaj imaju i potrebno vreme proračuna, karakteristike, kvalitet i stabilnost korišćenih modela. Tokom realizacije projekta zaključeno je da poboljšanja treba da budu fokusirana na: implementaciji odgovarajućeg hidrauličkog modela, obezbedjenju podataka u realnom vremenu za sve aktivne i planirane hidrološke i meteorološke stanice, korišćenju meteoroloških stanica sa grejačima za merenje padavina tokom cele godine, eventualno uspostavljanje hidroloških stanica neposredno nizvodno od akumulacija i naknadnu rekalkulaciju hidroloških modela nakon instalacija novih stanica.

U skladu sa projektnim zadatkom, cilj projekta je bio kreiranje hidroloških modela kao podrške za hidrološko prognoziranje integrisanih u operativnu platformu. Konsultant je tokom projekta razvio, kalibrisao i verifikovao semi-distribuirani model HEC-HMS i potpuno distribuirani model Wflow_smb. Takodje, izvršena je integracija modela u produkciono i test okruženje MoravaFFWS. Na osnovu analiza kroz testiranje tokom implementacije projekta i tokom korišćenja sistema u postprojektnom periodu, došlo se do novih saznanja u pogledu performansi sistema i identifikovanih nedostataka, koja bi trebala da budu osnov za buduća poboljšanja. Sprovedena je analiza nedostataka (gap analyses) koja detaljno opisuje tehničke aspekte identifikovanih nedostataka i daje preporuke za njihovo rešavanje. U fokusu analize su primarno bili podaci i procesi od kojih zavisi blagovremeno i tačno izdavanje hidroloških prognoza: hidrološki i meteorološki podaci, hidrološki i hidraulički modeli, FEWS platforma, obuka osoblja, podrška i održavanje sistema.

4.1 Hidrološki i meteorološki podaci

U sistemu je definisana 91 hidrološka stanica, od kojih 45 obezbeđuju podatke o vodostaju, a 42 podatke o protoku vode u realnom vremenu. Ukupan broj meteoroloških stanica iznosi 266, od tog broja 152 realizuje izveštavanje u realnom vremenu. Analiza nedostaka je pokazala da treba: povećati gustinu meteoroloških padavinskih stanica (naročito na slivu Ibra), poboljšati kvalitet mreže meteoroloških stanica nabavkom stanica sa grejačem i odgovarajućom vezom za prenos podataka u realnom vremenu, povećati vremensku rezoluciju meteoroloških stanica tako da dostavljaju podatke na časovnom nivou, obezbediti podatke o ekvivalentu vode u snegu (za potrebe modula otapanja snega) i vlažnosti zemljišta, u toku priprocesa izvršiti prostornu validaciju podataka o padavinama, obezbediti prenos hidroloških podataka u realnom vremen za stanice neposredno nizvodno od akumulacija (Batrage, Šengolj, Bivolje, Vranjska Banja, Dragušnica i Borač) i za 11 definisanih akumulacija obezbediti podatke o ispuštanju ili operativna pravila.

4.2 Hidrološko i hidrauličko modeliranje

Preporuke za poboljšanje uključuju: ažuriranje modula za modeliranje otapanja snega i rada akumulacija, ažuriranje početnog stanja modela, implementaciju automatske asimilacije podataka i ažuriranje parametara modela nakon unapredjenje mreža hidroloških i meteoroloških stanica.

Sistem koristi hidrološke rutine za propagaciju vodnog talasa u rečnom koritu (Muskingam i kinematski talas), koje nisu odgovorajuće za široke nizvodne deonice, tako da su rezultati na odgovarajućim prognostičkim profilima predimenzionisani. U skladu sa tim, preporučuje se: implementacija hidrauličkog modela za čitav sliv ili za nizvodne deonice od značaja. Korišćenjem hidrauličkog modela omogućava se: provera krivih protoka u profilima hidroloških stanica, informacija o vodostaju u svakom računskom poporečnom preseku i proračun plavnih zona. Bitni preduslovi za implementaciju hidrauličkog modela su: obezbediti podatke o rečnom koritu i priobalnom terenu, objektima u rečnom koritu, mostovima i topografiji terena. Preporuka je da se hidraulički model razvije na sledećim deonicama: od hidrološke stanice Miločaj nizvodno oko 200 km, od hidrološke stanice Korvingrad nizvodno oko 200 km i na celom neposrednom slivu Velike Morave (od ušća Zapadne i Južne Morave do hidrološke stanice Ljubičebški most).

4.3 FEWS platforma

Preporučuje se implementacija sledećih raspoloživih modula: automatsko ažuriranje stanja modela korišćenjem OpanDA platforme, modul za predviđanje neizvesnosti korišćenjem ARMA paketa i mogućnost kreiranja i slanja prognostičkih izveštaja.

4.4 Obuka osoblja, podrška i održavanje sistema

Raspoloživ budžet projekta nije predvideo obuku osoblja, a predložena je obuka za različite korisnike sistema: prognostičare, osoblje zaduženo za razvoj modela, konfiguraciju i administraciju sistema. Imajući u vidu da su zaposleni u RHMZ neposredno pre implementacije ovog projekta učestvovali u implementaciji slične platforme na slivu reke Save, nije bilo potrebe da se ponavljaju obuke. Za održivo korišćenje sistema u postprojektnom periodu takodje treba predvideti sredstva za obuku, podršku i održavanje.

5 Zaključak

Projekat MoravaFFWS je započeo u avgustu 2019. godine i trebalo je da bude završen do kraja decembra 2019. Zbog velikog opsega i složenosti zadatka, krajem decembra 2019. odobreno je produženje projekta bez troškova do kraja marta 2020. godine. Pojava i naglo širenje pandemije korona virusa početkom marta 2020. u Evropi, dovelo je do ozbiljne prepreke za blagovremeni završetak projekta i konsultantskom timu i RHMZ-u kao korisniku, onemogućivši organizaciju završne radionice u RHMZ-u.

Važnost projekta je izuzetna za RHMZ kao korisnika, ali i za druge korisnike hidroloških prognoza, posebno za sektor koji se bavi kontrolom poplava i aktivnostima odbrane od poplava.

Hidrološki modeli koji su razvijeni tokom projekta daju zadovoljavajuće rezultate imajući u vidu ograničenja u ulaznim podacima (nedovoljan broj hidroloških i meteoroloških stanica u realnom vremenu) i druge faktore koji utiču na performanse modela. Korišćenjem platforme značajno se povećava broj profila hidroloških stanica za koje mogu da izdaju numeričke hidrološke prognoze, omogućava kvalitetnija procena neophodnih akcija za donosiocce odluka u oblasti odbrane od poplava, a samim tim i eliminacija ili umanjeње eventualne štete od poplava.

Literatura

1. Klaas-Jan van Heeringen, Mihailo Andjelić, Damir Bekić (2020) Velika Morava Flood Forecasting and Warning System – Final Report,
2. WMO-No. 1072 2011 edition (2011) Manual on Flood Forecasting and Warning

Primena paralelnog NSGA-II algoritma u razvoju matematičkih modela za potrebe uređenja režima podzemnih voda

Dejan Milošev¹

Nikola Milivojević²

Vladimir Milivojević³

Vladimir Lukić⁴

APSTRAKT: Uređenje režima voda, kao preduslov za održivi razvoj nekog područja, najčešće se oslanja na više mera čija se primenljivost i ukupna efikasnost ispituju u fazi izrade studijskih analiza i projektovanja vodoprivrednih sistema. Komplikovani prirodni uslovi i kompleksne društvene okolnosti mogu usloviti preplitanje faktora i potrebu za istovremenim ispunjenjem više ciljeva, te se u zadatom kontekstu moraju istražiti i oceniti ponuđena rešenja. Tokom vremena mogu nastati i situacije koje nisu predviđene, što može rezultovati smanjenjem stepena uređenosti vodoprivredne problematike i povećanjem ranjivosti predmetnog područja. Vrednovanje mogućih unapređenja režima podzemnih voda analizom budućih stanja se decenijama unazad rutinski sprovodi na matematičkim modelima. Razlog za njihovu primenu je relativno lako sagledavanje interakcije činilaca, kojima se mogu dodeliti različite vrednosti i na taj način preispitati različiti scenariji. Sa druge strane, kada se radi o područjima velike površine, raznorodne namene zemljišta ili većeg broja objekata kojima se upravlja režimom voda, proračuni postaju veoma zahtevni u pogledu ljudskih i računarskih resursa. U ovom radu će na primeru iz prakse biti prikazan postupak razvoja i kalibracije složenog MODFLOW modela primenom paralelnog NSGA-II optimizacionog algoritma. Paralelni NSGA-II algoritam realizovan je na distribuiranoj računarskoj platformi i posebna pažnja će biti posvećena postupku definisanja optimizacionog problema i uticaju izbora parametara optimizacionog algoritma na njegovu efikasnost.

Ključne reči: hidraulika podzemnih voda, numeričko modeliranje u hidrotehnici, MODFLOW, NSGA-II

Parallel NSGA-II algorithm application in development of mathematical models for groundwater management

ABSTRACT: Water management, as a prerequisite for a sustainable development of an area, usually implies number of measures whose applicability and overall efficiency are examined through studies and design analyses. Complex natural and social circumstances can govern the intertwining of factors and the offered solutions must be explored and evaluated to simultaneously meet multiple goals. Over time, situations not previously foreseen may arise, which may result in water management issues, exposing the subject area to risks. The evaluation of possible groundwater regime improvements is for decades routinely carried out on mathematical models. The reason for their application is the relatively easy consideration of the interaction of factors, whose parameters can be characterized with different values and thus reconsider different scenarios. On the other hand, due to a size of an area, diverse land use or large number of water management facilities, computations become very demanding in terms of human and computer resources. In this paper, the process of development and calibration of a complex MODFLOW model using a parallel NSGA-II optimization algorithm will be presented on a practical example. The parallel NSGA-II algorithm is implemented on a distributed computer platform and special attention will be paid to the process of defining the optimization problem and the influence of the choice of optimization algorithm parameters on its efficiency.

Keywords: groundwater hydraulics, hydrotechnical numerical models, MODFLOW, NSGA-II

¹ Dejan Milošev, Institut za vodoprivredu "Jaroslav Černi", Beograd, dejan.milosev@jcerni.rs

² Dr Nikola Milivojević, Institut za vodoprivredu "Jaroslav Černi", Beograd, nikola.milivojevic@jcerni.rs

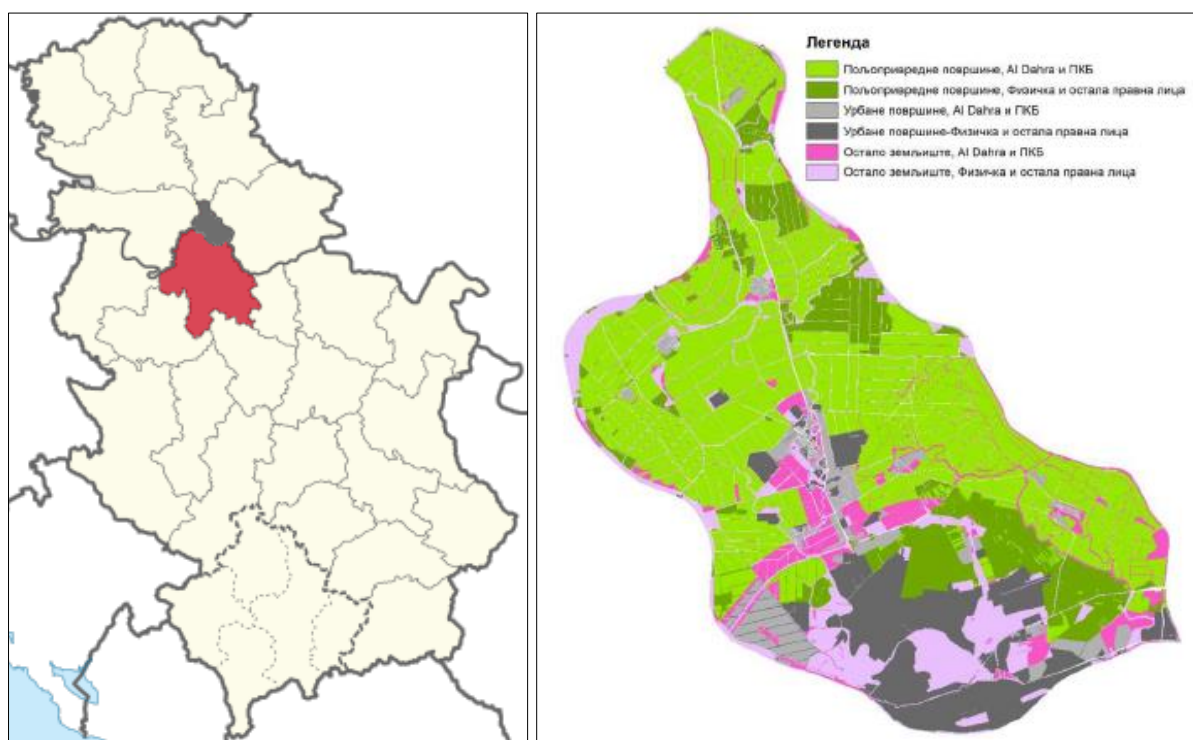
³ Vladimir Milivojević, Institut za vodoprivredu "Jaroslav Černi", Beograd, vladimir.milivojevic@jcerni.rs

⁴ Vladimir Lukić, Institut za vodoprivredu "Jaroslav Černi", Beograd, vladimir.lukic@jcerni.rs

1 Uvod

Pančevački rit je deo beogradske opštine Palilula, prostire se u okviru aluvijalne ravni Dunava i Tamiša, površine 33.400 ha unutar odbrambenih nasipa koji prostor štite od velikih voda spoljnih vodotoka. Kote terena Pančevačkog rita kreću se od 69,5 do 75,0 m, sa izraženim mikoreljefskim oblicima, nastalim od starih tokova Dunava i Tamiša.

U severnom delu Pančevačkog rita izdvajaju se zone na kojima je zastupljena samo poljoprivredna delatnost, kao i zone na kojima su poljoprivredne površine delimično uzurpirane gradnjom objekata. Južni deo Rita, sa naseljima Borča, Ovča, Crvenka, Kotež i Krnjača predstavlja urbanizovanu celinu sa stambenim naseljima i privrednom zonom (Slika 1).



Slika 1. Položaj Pančevačkog rita u širem okruženju (levo) i način korišćenja zemljišta (desno).

Figure 1. Location of Pančevački rit (left) and the usage of land (right).

Intenziviranje naseljavanja na predmetnom području započelo je pre 100 godina, posle Prvog svetskog rata i u kontinuitetu se nastavilo tokom celog XX veka. Rit danas naseljava preko 100.000 stanovnika, a zbog blizine centru Beograda sasvim je izvesna dalja urbanizacija koja će za posledicu imati pretvaranje jednog dela poljoprivrednog zemljišta u novo građevinsko zemljište.

Izgradnja odbrambenih nasipa u periodu 1929-1935. g. može se uzeti kao početak sistematskog uređenja režima voda na području Pančevačkog rita. Nasipima se područje štiti od štetnog dejstva velikih voda Dunava i Tamiša i izlivanja koje se pre njih redovno ispoljavalo zahvaljujući niskim kotama terena u Ritu. U prvo vreme su za odvođenje unutrašnjih voda iskorišćeni ostaci prirodnih tokova (bivši rukavci Dunava i Tamiša) i pumpne stanice za prepumpavanje vode van područja. Time su se postepeno stvarali uslovi da se močvare i pašnjaci pretvore u zemljište za intenzivnu ratarsku, povrtarsku i ostalu poljoprivrednu proizvodnju.

Sistem zaštite od spoljašnjih i unutrašnjih voda je vremenom unapređivan dogradnjom, sanacijom i rekonstrukcijom objekata. Pored investicionog održavanja, povod su sa jedne strane bile prirodne okolnosti (poplavni talasi Dunava ili Tamiša karakterisani višim nivoima ili dužim trajanjem, poplave od atmosferskih voda većih intenziteta), a sa druge uspostavljanje urbanih sadržaja i visokovredne poljoprivredne proizvodnje koji su zahtevali adekvatnu dodatnu zaštitu. Situacija sa

složenim vodnim režimom u okviru niskih područja Pančevačkog rita dodatno se usložnjava izgradnjom HEPS „Đerdap 1“, punjenjem akumulacije i formiranjem uspora na Dunavu.

Danas sistem zaštite Pančevačkog rita čini oko 90 km nasipa prema spoljnim vodotocima, više od 800 km melioracionih kanala, horizontalna cevna drenaža na preko 6.100 ha, sedam pumpnih stanica ukupnog kapaciteta agregata blizu 36 m³/s i brojni objekti u funkciji njihovog rada (ustave, propusti i sl.).

Odsustvo redovnog godišnjeg održavanja objekata, kao opšta karakteristika stanja u vodoprivredi, primetno je i u Pančevačkom ritu a pre svega utiče na kanalsku mrežu čije održavanje, zbog velike dužine, svake godine zahteva znatna sredstva. Nakupljeni mulj u kanalima smanjuje propusnost kosina i dna kanala, pa je dotok podzemnih voda u kanale smanjen. Mulj ujedno ne dozvoljava održavanje projektovanih nivoa vode u kanalima. Izrasla vegetacija smanjuje proticajne profile i povećava otpore, pa je tečenje kanalima manje. Posledice neodržavanja nisu jednako izražene po prostoru, pa najviše trpe zemljišta na nižim terenima, težeg mehaničkog sastava i lošijih vodno-fizičkih osobina, a generalno površine najudaljenije od kanala. Delovi kanalske mreže u prolazu kroz naseljena mesta mogu se smatrati „smetnjom“ za širenje građevinskog zemljišta, pa je rešenje pronađeno u zacevljenju kanala, često bez adekvatnih analiza posledica takvih promena. Istovremeno, kanali u naseljima predstavljaju recipijent atmosferskih voda, koje se gravitaciono slivaju sa nepropusnih površina jer uglavnom ne postoji atmosferska kanalizacija. U kanale dospeva i upotrebljena voda, i to na dva načina – neposredno, jer pojedinci direktno ispuštaju upotrebljenu vodu u kanale i posredno, pražnjenjem septičkih jama koje su i dalje prisutne u zoni individualnog stanovanja.

Sve navedeno utiče na smanjenje efikasnosti sistema i dovodi do povećanja ranjivosti područja u vezi sa narušavanjem zaštite od unutrašnjih voda, podzemnih i površinskih.

2 Namena matematičkog modela režima voda

Iz izloženog se jasno prepoznaje današnja složenost interakcije prirodnih uslova i društvenih okolnosti na području Pančevačkog rita. Problemima koji iz te interakcije proizilaze treba dodati i [1]

- sistem je u današnjem obuhvatu koncipiran pre više od 30 godina,
- korišćenje prostora se menjalo kroz vreme,
- u poslednjih desetak godina zabeležena je pojava padavina koje nisu evidentirane ranijim studijama i projektima,
- broj pijeometara za osmatranje nivoa podzemnih voda se vremenom smanjivao,
- prisutno je određeno odstupanje od propisanog upravljanja objektima.

Prepoznavanje nedostataka postojećeg stanja sistema i vrednovanje mogućih unapređenja analizom budućih stanja se decenijama unazad rutinski sprovode na matematičkim modelima za simulaciju režima voda. Razlog za njihovu primenu je relativno lako sagledavanje međusobnog uticaja više činilaca, čijim parametrima se mogu dodeljivati različite vrednosti i na taj način preispitati različiti scenariji budućih stanja.

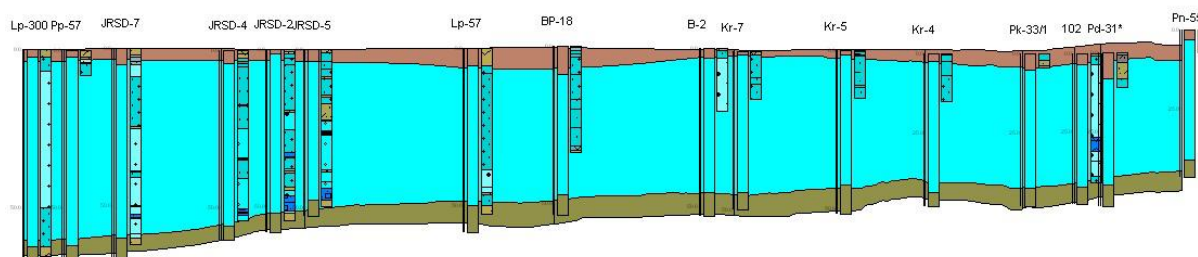
Sa druge strane, konkretan model je veoma složen jer postupak kalibracije mora da obuhvati više decenija proračuna kako bi se u modelu reflektovalo stanje za koje postoje osmatranja podzemnih voda na području Rita. Proračuni na modelu moraju da se realizuju za nestacionarne uslove zbog promenljivosti parametara koji karakterišu granične uslove i zbog sveobuhvatnog ispitivanja važećih kriterijuma za zaštitu područja od podzemnih voda (kada su kriterijumi narušeni, u kom trajanju i sl.).

Izrada kompleksnih modela zahteva znatne ljudske i računarske resurse, posebno u slučajevima kada se radi o područjima velike površine, raznorodne namene zemljišta ili većeg broja parametara od kojih neki mogu da predstavljaju način upravljanja režimom voda. U tom segmentu je značajna uloga primene evolucionih i genetskih algoritama, što je dokumentovano u literaturi [2], [3], [4].

3 Hidrogeološki uslovi

U prethodnim decenijama je na području Pančevačkog rita sproveden veliki obim istražnih radova, bušenjem do dubine od oko 45 m – od izrade pijezometrijskih bušotina, preko bunara do geotehničkih istraživanja za potrebe definisanja uslova izgradnje objekata. Na osnovu sveobuhvatne reinterpretacije rezultata tih radova, pre svega analizama opisa i granulometrijskog sastava nabušenih sredina, može se govoriti o postojanju primarno moćnog peskovitog kompleksa debljina generalno i preko 30 m. Podinu ovog kompleksa na apsolutnim kotama od 30 do 35 m n.v. (lokalno i oko 10 m n.v.), kao nesumnjivu barijeru za migracije podzemnih voda izgrađuju laporovite gline, zaglinjeni obluci sitnozrnog šljunka kao i uslojene smene prašina i glina (K_f reda 10^{-8} m/s). Povlatni sloj čine zone sa propusnim alevritskim, lesolikim, lesoidnim i sitnozrnim peskovima, sa relativno dobrim filtracionim karakteristikama (K_f reda veličine 10^{-6} do 10^{-5} m/s), i zone gde su povlatni horizonti izgrađeni od slabovodopropusnih partija (muljevito glinovitih, deluvijalno prašinstih i tehnogenih), čiji se koeficijenti filtracije kreću u opsegu od 10^{-8} do 10^{-7} m/s. Sledi da se zbog karakteristika povlatnog sloja mogu javiti manja ili veća prevlaživanja, do čak zabarenja površine terena.

Na Slici 2 je prikazan primer šematizacije povlatnog, vodnosnog i podisnog sloja duž jednog profila trasiranog na području Rita.



Slika 2. Šematizovani slojevi podzemne sredine.

Figure 2. Schematized layers of underground domain.

Još u periodu pre uspostavljanja uspora HE „Đerdap 1“, 1950. godine, formirana je mreža pijezometara tako da se osmatranjima pokrije celo područje Pančevačkog rita. Dopune i obnavljanja pijezometara vršene su tokom proteklih decenija, kao i redovna osmatranja nivoa podzemnih voda, što omogućava sagledavanje režima podzemnih voda Pančevačkog rita, za koji se može konstatovati da je u funkciji više faktora: vodostaja Dunava, Tamiša, i mreže površinskih tokova, melioracionih kanala i drugih vodenih površina, ali isto tako i klimatskih prilika. U uskim zonama u priobalnoj zoni reka, dominantan je uticaj spoljnjih reka zbog izražene hidrauličke veze i uslova prihranjivanja iz toka Dunava i Tamiša. U režimima prosečnih vodostaja pod uticajem uspora, Dunav u najvećem delu godine hrani izdan. Sa aspekta klimatskih uslova, parametri vertikalnog bilansa (količine i raspored padavina, veličine evaporacije i evapotranspiracije) imaju značajnu ulogu u formiranju režima podzemnih voda. Naročito izražen uticaj imaju na površinama koje su udaljenije od Dunava i Tamiša te u zonama nešto ređe kanalske mreže za odvodnjavanje. Na tim površinama uočava se odgovarajuća zavisnost između režima nivoa podzemnih voda i padavina, odnosno evapotranspiracije.

Uslove isticanja, odnosno dreniranja podzemnih voda Rita, diktira sistem za odvodnjavanje, koji čine pumpne stanice, kanalska mreža i cevna drenaža. Mreža drenažnih kanala, koja je intenzivno razvijana na ovom prostoru, uliva se u velike kanale koji vode do crpilišta pumpnih stanica (sedam danas aktivnih stanica). Drenažni sistem, preko održavanih vodostaja u kanalskoj mreži, diktira generalne nivoe podzemnih voda.

Za potrebe ocene ugroženosti terena od visokih voda, izvršena je analiza registrovanih pijezometrijskih nivoa u periodu 1987. – 2016. godina. U tu svrhu, analizirani su podaci svih pijezometara, bez obzira na njihov broj, učestalost, vremensku distribuciju i prostornu neravnomernu zastupljenost. U razmatranom periodu su beleženi nivoi podzemnih voda u granicama od 69 do 72 m

n.v. Minimalne dubine u višegodišnjem monitoringu nivoa podzemnih voda evidentne su u mesecu maju i kreću se u opsegu od 0,3 do 1,3 m. Maksimalne dubine su takođe u mesecu maju, ili junu, u opsegu od 1,6 do 3,6 m. U zimskim periodima godine, dubine do nivoa podzemnih voda u centralnim delovima Rita su u rasponu od 2,5 do 3,0 m.

4 Modeliranje režima voda na području

Za potrebe modeliranja režima voda razvijen je integralni model, koji čine

- model površinskih voda, i
- model podzemnih voda.

Model površinskih voda je baziran na distribuiranom hidrološkom modelu, koji fizičkim zakonima opisuje transformaciju komponenti vertikalnog bilansa uzimajući u obzir karakteristike proračunskih elemenata, HRU (Hydrologic Response Unit), dobijenih prostornom dekompozicijom modeliranog područja. Za potrebe modela su identifikovane ukupno 4 različite HRU na području (dve za poljoprivredno zemljište, dve za urbanizovano područje). Proračunom se ulazne veličine, padavine i temperature, preko namene korišćenja (vegetacija) i pedoloških karakteristika zemljišta, transformišu u oticaj u kanalsku mrežu (Q_{chn}), oticaj koji na određenim delovima područja završava u cevnoj drenaži (Q_{dren} na poljoprivrednom zemljištu) ili oticaj u kanalizacionu mrežu (Q_{sew} na urbanizovanom području), i oticaj u podzemnu sredinu (Q_{base}). Prve tri komponente oticaja doppevaju u kanalsku mrežu, dok se poslednja komponenta upućuje ka podzemnom vodnom resursu. Rezultati modela površinskih voda se obračunavaju pomoću Python skripte, koja implementira jednačine za transformaciju padavina u površinski i podzemni oticaj, za niz dnevnih ulaznih podataka u periodu 1.1.1987. - 31.12.2016.

Matematički modeli su u opštem slučaju predstavljeni sistemom jednačina za rešavanje nekom od numeričkih metoda, graničnim i početnim uslovima, kao i parametrima oblasti strujanja (geometrija, filtracione karakteristike). Zadatak modela je da se proračunima simuliraju elementi režima podzemnih voda, kako u prirodnim uslovima, tako i u uslovima primene raznih tehničkih mera. Za simulaciju strujanja podzemnih voda Pančevačkog rita je korišćenja softverska aplikacija otvorenog koda MODFLOW 2005 [5], koja je zahvaljujući tačnosti i efikasnosti široko rasprostranjena u stručnoj i naučnoj upotrebi.

Na osnovu rezultata analize raspoloživih podataka terenskih i ostalih istraživanja, sprovedenih na području Rita, što je potvrđeno i prethodnim studijskim i modelskim radovima, strujanje podzemnih voda analizirane izdani se generalno odlikuje uslovima strujanja u tzv. dvoslojevitoj sredini. Donji sloj je predstavljen vodonosnim, pretežno peskovitim slojem, u kome se odvija dominantno (i to horizontalno) strujanje podzemnih voda, dok je u gornjem sloju izraženo kolebanje nivoa podzemnih voda.

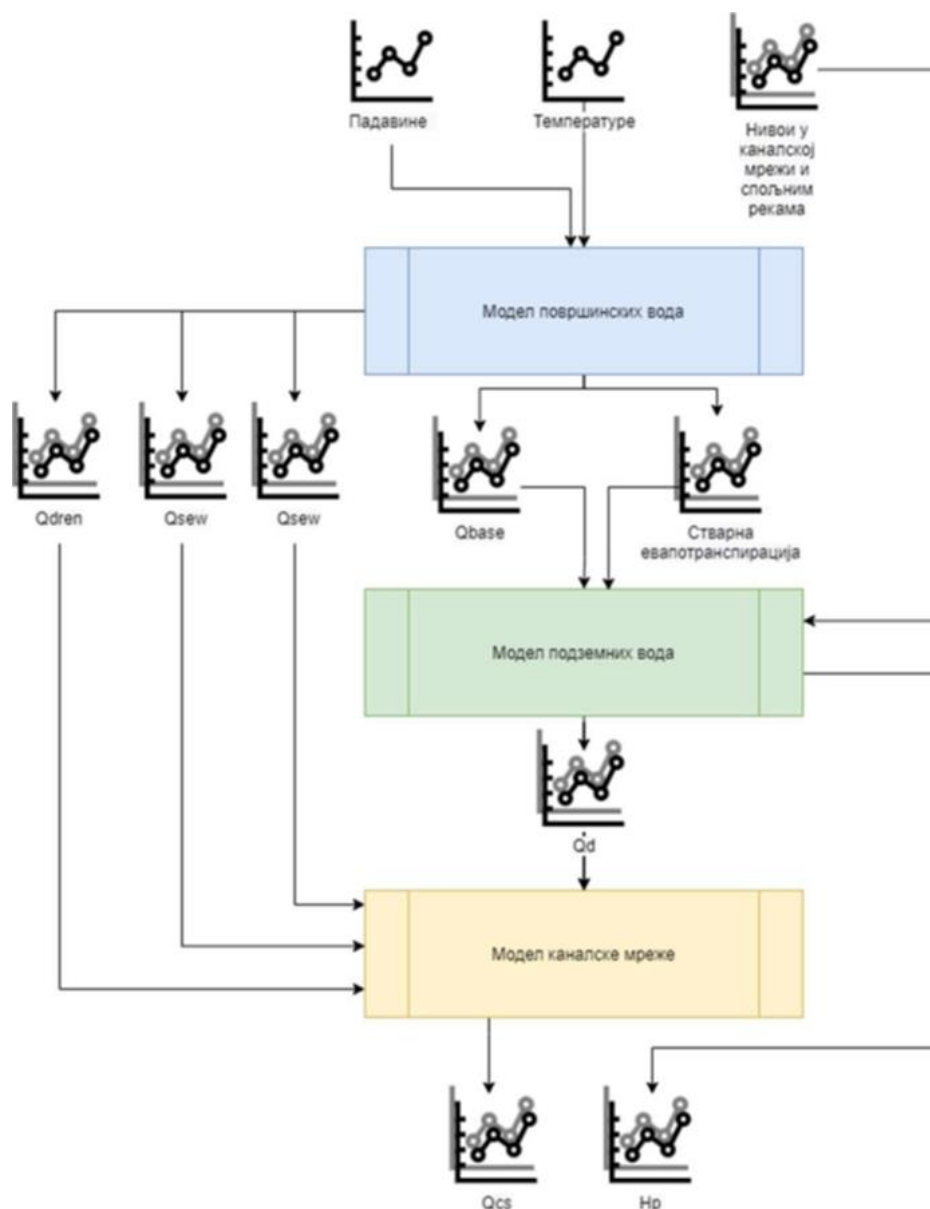
Na osnovu prirodnih karakteristika i izgrađenih objekata na području, definisani su sledeći granični uslovi za rešavanje diferencijalnih jednačina:

- Spoljne reke i unutrašnji veliki vodotoci (RIV prema MODFLOW terminologiji) - reke Dunav, Tamiš i Karašac, koji opasuju područje Pančevačkog rita, svojim koritima se usecaju u vodonosni sloj i u direktnoj su hidrauličkoj vezi sa njim. Osim ovih reka, glavni kanali kanalske drenažne mreže Rita, od kojih su neki bivši prirodni vodotoci (Vizelj, Sibnica, Kalovita, Reva, itd.), takođe su svojim koritima delimično usečeni u ove naslage.
- Melioracioni kanali i horizontalna cevna drenaža (DRN prema MODFLOW terminologiji) - manji kanali nižeg reda uglavnom su izgrađeni u gornjem slabije propusnom glinovitom sloju, i nemaju kontakt sa vodonosnim slojem.
- Bunari za vodosnabdevanje (WEL prema MODFLOW terminologiji) - granični uslov sa zadatim protokom, koji predstavlja dva izvorišta Pančeva, „Sibnica“ i „Gradska šuma“ u jugoistočnom delu Rita, i nekoliko lokalnih izvorišta za potrebe manjih naselja i farmi u centralnom delu područja.

- Efektivna infiltracija (RCH prema MODFLOW terminologiji) – u modelu predstavlja infiltraciju dela padavina koji perkolacijom sa površine terena dospeva do podzemnih voda.
- Evapotranspiracija (EVT prema MODFLOW terminologiji) - evapotranspiracija simulira efekte transpiracije biljaka i direktne evaporacije iz saturisane zone podzemnih voda. U modelu, zbog nepostojanja direktne veze sa korenovim sistemom biljaka, pod ovim terminom se podrazumeva samo isparavanje sa nivoa podzemnih voda.

Svaki od navedenih graničnih uslova odlikuje jedan ili više parametara, čije poznavanje je preduslov za simulacije koje daju rezultate bliske vrednostima osmotrenim u prirodi.

Integralni model objedinjuje model površinskih voda i model podzemnih voda, prema šemi na Slici 3.



Slika 3. Integralni model - algoritam proračuna.

Figure 3. Integrated model - calculation algorithm.

Ulaz u integralni model čine vremenske serije za dnevne temperature, padavine, nivoe spoljnih reka, potencijalnu evapotranspiraciju, nivoe u kanalskoj mreži i protoci na bunarima za vodosnabdevanje.

Prvi deo integralnog modela predstavlja izračunavanje komponenti vertikalnog bilansa u modelu površinskih voda, iz čega se kao rezultat dobijaju vremenske serije Q_{dren} , Q_{chn} , Q_{sew} , Q_{base} . Oticaji Q_{base} iz svakog HRU se šalju modelu podzemnih voda kao ulaz za infiltraciju.

Nakon dobijenih rezultata iz modela površinskih voda, sledeći korak je pokretanje MODFLOW modela koji kao ulazne podatke koristi nivoe i komponentu baznog oticaja (Q_{base}) koji prihranjuje podzemnu vodu.

Kao konačan izlaz iz integralnog modela dobijaju se serije sa protocima na svim crpnim stanicama, kao i nivoi podzemnih voda na mestima na kojima su u modelu zadati pijeometri.

5 Kalibracija matematičkog modela

U postupku kalibracije tražene su optimalne vrednosti integralnog modela koje na što približiji način oslikavaju osmotreno stanje u oblasti koja je obuhvaćena simulacijama:

- hidraulička propusnost spoljnih reka (konduktansa CD prema MODFLOW terminologiji);
- hidraulička propusnost kanala (konduktansa CD prema MODFLOW terminologiji);
- koeficijenti filtracije prvog i drugog sloja porozne sredine;
- specifična poroznost prvog sloja;
- specifična izdašnost drugog sloja.

Podaci za poređenje su

- nivoi podzemne vode u modelskim ćelijama koje predstavljaju lokacije na kojima se u prirodi nalaze pijeometri,
- prepumpane količine vode, tj. protoci na pumpnim stanicama.

Kalibracija modela Pančevačkog rita predstavlja složeni optimizacioni problem u kome je potrebno odrediti takve parametre modela pri kojima će model davati rezultate najpribližnije merenim vrednostima. Ocena odstupanja rezultata modela od merenih vrednosti vrši se na osnovu dva kriterijuma:

J_V - kriterijum razlike proračunskih i osmotrenih vrednosti ispumpanih količina i

J_{NVP} – kriterijum razlike proračunskih i osmotrenih vrednosti nivoa podzemnih voda.

Imajući u vidu da su kriterijumi srazmerni razlici između proračunskih i osmotrenih vrednosti, cilj optimizacioni problem kalibracije se može definisati kao minimizacija ova dva kriterijuma:

$$\min_{x \in X} \{J_V(x), J_{NVP}(x)\} \quad (1)$$

gde se sa X označava skup prihvatljivih vrednosti parametara.

Računanje odstupanja u nivou se vrši za svaki vremenski trenutak u kome postoji osmotrena vrednost za posmatrani pijeometar. Zbog neredovnosti merenja na pijeometrima, neophodno je računске vrednosti dobiti u trenucima kada postoje merenja. Svođenje rezultata modela na trenutke u kojima postoje merenja vrši se linearnom interpolacijom između dve najbliže računске vrednosti.

Odstupanje proračunskih vrednosti na lokaciji jednog pijeometra se računa kao prosek apsolutnih razlika osmotrenih i proračunskih vrednosti

$$E = \frac{\sum_{k=1}^N |H_k^O - H_k^P|}{N} \quad (2)$$

pri čemu su:

N – broj merenja na posmatranom pijeometru,

H_k^O – k-ti osmotreni nivo podzemnih voda na pijeometru,

H_k^P – proračunska vrednost nivoa podzemnih voda koja odgovara k-tom osmotrenom nivou podzemnih voda na pijezometru.

Kriterijum slaganja proračunskih i osmotrenih vrednosti nivoa podzemnih voda računa se kao prosek odstupanja proračunskih od osmotrenih vrednosti na svakom pijezometru

$$J_{NVP} = \frac{\sum_{j=1}^M E_j}{M} \quad (3)$$

pri čemu je M broj pijezometara.

U svakom koraku proračuna računa se odstupanje proračunske od osmotrene vrednosti E_j . Ukoliko se proračunska vrednost nalazi između dve granične serije, usvaja se da proračunska vrednost ne odstupa od osmotrene. Ukoliko je u posmatranom trenutku proračunska vrednost ispod donje granične serije, odstupanje proračunske vrednosti se računa u odnosu na osmotrenu vrednost sa donje granične serije. U slučaju da se u posmatranom trenutku proračunska vrednost nalazi iznad gornje granične krive, odstupanje se računa u odnosu na osmotrenu vrednost sa gornje granične serije.

Kriterijum slaganja proračunskih i osmotrenih vrednosti protoka na crpnim stanicama računa se kao prosek odstupanja u svim koracima

$$J_V = \frac{\sum_{i=1}^N E_i}{N} \quad E_i = \begin{cases} V_i^P \leq DG_i & E_i = |DG_i - V_i^P| \\ DG_i \leq V_i^P \leq GG_i & E_i = 0 \\ V_i^P \geq GG_i & E_i = |GG_i - V_i^P| \end{cases} \quad (4)$$

pri čemu su:

N – broj proračunskih koraka,

E_i – apsolutna razlika u i-tom koraku,

DG – donja granična serija,

GG – gornja granična serija,

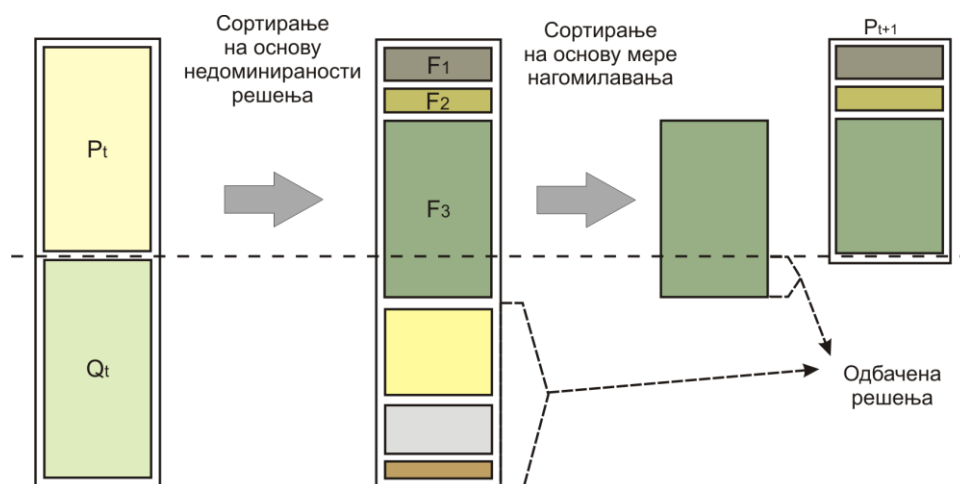
V_i^P – računski vrednost u i-tom koraku.

6 Rešavanje optimizacionog problema kalibracije primenom paralelnog NSGA-II algoritma

NSGA-II je skraćenica za Non-dominated Sorting Genetic Algorithm, to jest genetski algoritam zasnovan na sortiranju na osnovu nedominiranosti rešenja. Brzo sortiranje populacije jedinki po skupovima nedominiranih rešenja i poredbeni operator zasnovan na meri rastojanja do nagomilavanja su specifičnosti ovog algoritma.

NSGA-II koristi fiksiranu veličinu populacije N . Na početku se kreira populacija slučajno odabranih roditelja P_0 i sortira po nedominiranim frontovima. Svakom rešenju se dodeljuje vrednost stepena prilagođenosti koji je jednak nivou nedominacije tog rešenja. Pod pretpostavkom da treba minimizovati funkcije cilja, nivo 1 je najbolji i njemu pripadaju rešenja koja nisu dominirana, i kojima se dodeljuje stepen prilagođenosti 1, nivou 2 pripadaju rešenja koja dominira jedno rešenje, i tako redom. Da bi se formirala populacija potomaka Q_0 veličine N , koriste se operatori turnirske selekcije, simuliranog binarnog ukrštanja i polinomne mutacije. Elitizam se uvodi kroz poređenje trenutne populacije sa prethodno pronađenim najboljim nedominiranim rešenjima, tako da se nakon početne populacije procedura pronalaženja narednih generacija razlikuje. U generaciji t od roditeljske populacije P_t kreira se populacija potomaka Q_t veličine N i u populaciji $R_t = P_t \cup Q_t$, veličine $2N$ se za svako rešenje određuje rang koji je jednak nivou nedominacije datog rešenja. S obzirom na to da se rangiranje vrši nad roditeljskom i populacijom potomaka zajedno, elitna rešenja iz roditeljske populacije se prenose i u narednu generaciju. Nakon određivanja nedominiranih frontova F_1, F_2, \dots, F_R prelazi se na formiranje naredne populacije P_{t+1} . Ona se prvo popunjava rešenjima iz fronta F_1 ,

zatim iz fronta F_2 i tako redom. Pošto populacija R_t sadrži $2N$ rešenja, u populaciju P_{t+1} se ne mogu preneti rešenja iz svih frontova. Neka je F_{l-1} poslednji front iz koga su sva rešenja postala deo populacije P_{t+1} , i neka bi dodavanjem svih rešenja iz fronta F_l u populaciju P_t bila premašena fiksirana veličina populacije N . Tada se na front F_l primenjuje sortiranje po rastojanju do nagomilavanja u opadajućem poretku i onoliko najboljih rešenja dobijenih ovim poretkom, koliko je potrebno da bi buduća populacija imala N jedinki, uključuje se u buduću populaciju. Ostala rešenja iz R_t koja nisu mogla biti preneti u narednu generaciju, bivaju obrisana. Ovaj postupak je ilustrovan na Slici 4. Nad populacijom P_{t+1} se dalje vrši selekcija, ukrštanje jedinki i mutacija kako bi bila dobijena nova populacija potomaka Q_{t+1} .



Slika 4. Skica NSGA-II algoritma.

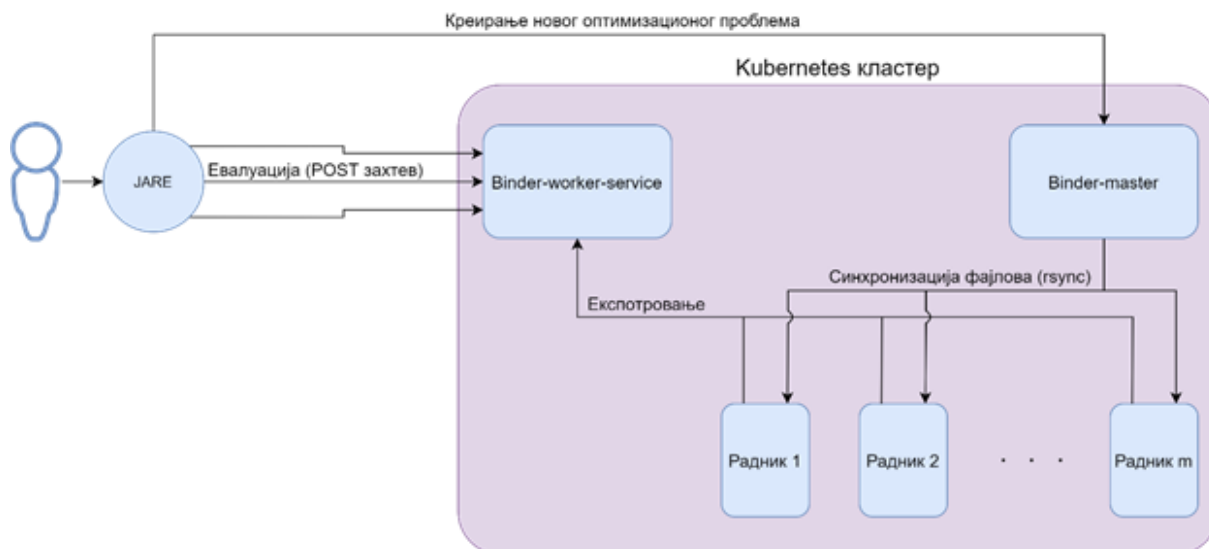
Figure 4. NSGA-II algorithm.

Kao što je ranije napomenuto, prostorni domen Pančevačkog rita je po vertikali podeljen na dva sloja proračunskih elemenata, pri čemu je svaki sloj sadržao oko 1,5 miliona elemenata veličine 25×25 metara. Imajući u vidu da NSGA-II algoritam zahteva veliki broj proračuna, za potrebe kalibracije je zbog računске efikasnosti usvojen model sa mesečnom vremenskom diskretizacijom, nakon što je prethodno utvrđeno da rezultati koje on daje ne odstupaju značajno od modela sa dnevnim korakom. Ovako formiran model je za izračunavanje u programskom paketu MODFLOW zahtevao oko 4 GB radne memorije i trajao je od 1-2 sata u zavisnosti od vrednosti zadatih parametara i performansi računara na kome je izvršavan. Iz navedenih metrika je jasno da bi hiljade proračuna, koje NSGA-II zahteva za evaluaciju raznih varijanti rešenja, bilo nemoguće izvršiti na jednoprocorskim računarima u razumnom vremenskom roku. Iz toga razloga je za potrebe kalibracije korišćena platforma za primenu NSGA-II algoritma (JARE), koji omogućava paralelno izvršavanje većeg broja evaluacija u distribuiranom računarskom okruženju.

7 Platforma za primenu paralelnog NSGA-II algoritma

Optimizacije su izvršavane na Kubernetes klasteru sa sedam čvorova (računara). Svaki od računara poseduje Intel Xeon E5-2683 v4 @ 2.10GHz procesor koji ima 32 logička jezgra i 128 GB radne memorije. Čvorovi su međusobno povezani 10Gbps mrežom. Prosečno vreme koje je bilo potrebno za evaluaciju jedne jedinke je 5900 s, pri čemu je svaka evaluacija zahtevala oko 4 GB radne memorije. Za potrebe distribuiranog izvršavanja optimizacije je podignuto 100 radnika (Slika 8), što je omogućilo istovremenu evaluaciju 100 jedinki. Prosečna dužina trajanja evaluacije cele generacije od 100 jedinki je bila 6500 s, pri čemu je trošeno oko 400 GB radne memorije. Imajući u vidu da bi za evaluiranje jedne generacije od 100 jedinki na jednom procesoru bi bilo potrebno oko 7 dana, odnosno

više od godinu dana za čitavu kalibraciju, na ovaj način je postignuta skoro stostruka ušteda u vremenu sprovođenja postupka kalibracije.



Slika 9. Arhitektura rešenja za optimizaciju genetskim algoritmom u distribuiranom računarskom okruženju.

Figure 9. Architecture of genetic algorithm optimization solutions in a distributed computing environment.

8 Rezultati

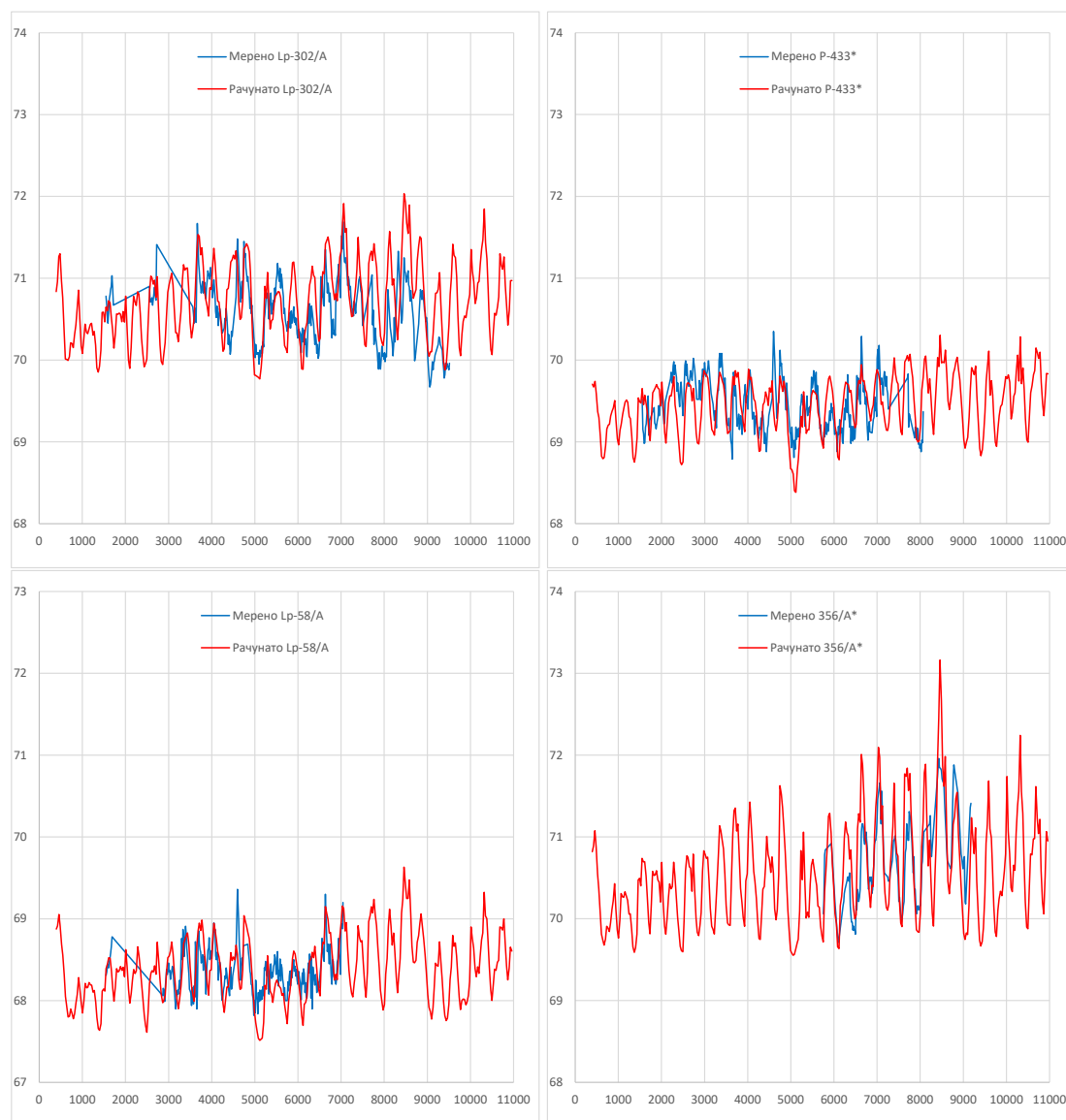
Sprovedenim hidrodinamičkim proračunima u sklopu procesa kalibracije matematičkog modela došlo se do reprezentativnih parametara vodonosne sredine (koeficijenti filtracije definisanih slojeva), vodnih tokova (konduktanse spoljnih reka i unutrašnje kanalske mreže), kao i do vrednosti parametara bilansa režima voda. Prikaz sumarnog protoka na pumpnim stanicama na prostoru Pančevačkog rita dat je na Slici 10.



Slika 10. Poređenje sumarnog protoka na svih sedam pumpnih stanica

Figure 10. Comparison of total flow on all seven pumping stations

Verodostojnost modela, odnosno njegova reprezentativnost posle procesa kalibracije verifikuju se preko razlike osmotrenih i izračunatih vrednosti pijezometarskih nivoa na kontrolnim pijezometrima. Prikaz poklapanja proračunatih i merenih vrednostima pijezometarskih nivoa dat u nastavku za odabrane objekte na području rita, Slika 11.



Slika 11. Oscilacije nivoa podzemnih voda u prirodi i u modelu na odabranim pijezometrima

Figure 11. Observed and modelled groundwater level changes on piezometers

Na osnovu prikazanih dijagrama moguće je konstatovati da je postignuto zadovoljavajuće poklapanje računatih i merenih vrednosti pijezometarskih nivoa.

Implementacija genetskog algoritma prezentovana u ovom radu je donela skraćenje vremena potrebnog za kalibraciju složenog modela podzemnih voda eliminisanjem uobičajenog postupka koji bi se zasnivao na brojnim pokušajima i greškama.

Literatura

1. Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“ (2020), Studija uređenja voda na području Pančevačkog rita.
2. Stojanović, B., Milivojević, N., Ivanović, M., Divac, D. (2014), Dot Net Platform for Distributed Evolutionary Algorithms with Application in Hydroinformatics, *Handbook of Research on High Performance and Cloud Computing in Scientific Research and Education*, IGI Global
3. Madsen, K., Perry, A.E. (2010), Using Genetic Algorithms on Groundwater Modeling Problems in a Consulting Setting, *Proceedings of the Annual International Conference on Soils, Sediments, Water and Energy*, Vol. 15
4. Eryiğit, M. (2021), Estimation of parameters in groundwater modelling by modified Clonalg, *Journal of Hydroinformatics*, 23 (2): 298–306
5. Harbaugh, A.W. (2005), MODFLOW-2005, the U.S. Geological Survey modular ground-water model -- the Ground-Water Flow Process: *U.S. Geological Survey Techniques and Methods 6-A16*.
6. Ivanovic, M., Simic, V., Stojanovic, B., Kaplarevic-Malisic, A., and Marovic, B. (2015), Elastic grid resource provisioning with WoBinGO: A parallel framework for genetic algorithm based optimization, *Future Generation Computer Systems*, 42(0), pp.44 – 54.

Maksimalna trajanja malovodnih perioda na malim i srednjim slivovima Srbije

Stevan Prohaska¹

Jasna Plavšić²

Samir Čatović³

Vladislava Bartoš Divac⁴

Ognjen Prohaska⁵

Aleksandra Ilić⁶

Srdan Marjanović⁷

Dragutin Pavlović⁸

APSTRAKT: Maksimalna trajanja malovodnih perioda, koje se prikazuju u ovom radu, preuzeta su iz nove monografije „Prosečni protoci i male vode na srednjim i malim slivovima Srbije”, čija je izrada u toku, a koju zajednički realizuju Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“ i Republički hidrometeorološki zavod Srbije uz učešće Građevinskog fakulteta iz Beograda i Građevinsko-arhitektonskog fakulteta iz Niša. Bazni podaci koji su korišćeni su zvanični podaci Republičkog hidrometeorološkog zavoda sa 82 profila hidroloških stanica na srednjim i malim slivovima na teritoriji Srbije južno od Save i Dunava. Pri tome su korišćene sve raspoložive vremenske serije srednjednvnih i minimalnih godišnjih protoka. Periodi obrade su bili od početka rada određene hidrološke stanice do zaključno sa 2018. godinom. U ovom radu daje se samo prikaz rezultata obrada jedne od osnovnih karakteristika malovodnih perioda, a to su maksimalna trajanja malovodnih perioda u funkciji repernih protoka i verovatnoće pojave, kao i njihova unutargodišnja zastupljenost. Prikazani su osrednjeni rezultati za razmatrane slivove i za celu teritoriju Republike Srbije.

Ključne reči: male vode, malovodni periodi, trajanje malih voda, trajanje malovodnih perioda, statistička analiza

Maximum low flow durations in small and medium Serbian watersheds

ABSTRACT: Maximum low flow durations, presented in this paper, are taken from the new book on “Mean and low flows in small and medium watersheds in Serbia”, which is jointly under development by the “Jaroslav Černi” Institute for Water Resources Management and Republic Hydrometeorological Service of Serbia with participation of the University of Belgrade – Faculty of Civil Engineering and University of Niš – Faculty of Civil Engineering and Architecture. Basic data from 82 hydrological stations in small and medium-sized watersheds within Serbia south of the Danube and the Sava rivers are provided by Republic Hydrometeorological Service. All available data on daily and absolute annual minimum flows from the start of operation and 2018 are used in the analysis. This paper presents a part of the results relating maximum low flow durations to characteristic thresholds and probability of occurrence, as well as their seasonal distribution. The results are averaged over individual watersheds and for the territory of Serbia.

Keywords: low flows, low flow duration, statistical analysis

¹ Prof. dr Stevan Prohaska, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, redovni profesor u penziji, stevan.prohaska@jcerni.rs

² Prof. dr Jasna Plavšić, Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, jplavsic@grf.bg.ac.rs

³ Vladislava Bartoš Divac, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, vladislava.bartos@jcerni.rs

⁴ Samir Čatović, Republički hidrometeorološki zavod Srbije, samir.catovic@hidmet.gov.rs

⁵ Ognjen Prohaska, Institut za vodoprivredu “Jaroslav Černi”, ognjen.prohaska@jcerni.rs

⁶ Asist. Aleksandra Ilić, Univerzitet u Nišu – Građevinsko-arhitektonski fakultet, aleksandra.ilic@gaf.ni.ac.rs

⁷ Srdan Marjanović, Republički hidrometeorološki zavod Srbije, srdjan.marjanovic@hidmet.gov.rs

⁸ Doc. dr Dragutin Pavlović, Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, dpavlovic@grf.bg.ac.rs

1 Uvodne napomene

Jedna od osnovnih karakteristika malih voda je trajanje malovodnih perioda ispod određenih, unapred definisanih, repernih protoka, kako sa gledišta učestalosti i trajanja, tako i sa stanovišta unutargodišnje raspodele i zastupljenosti. Ove karakteristike malih voda, odnosno malovodnih perioda su veoma bitne, pre svega za potrebe vodosnabdevanja, navodnjavanja, zaštite voda i proizvodnje hidroenergije. Nažalost, u našoj dosadašnjoj hidrološkoj praksi ovim karakteristikama malih voda nije posvećivano dovoljno pažnje. Većina do sada izvršenih analiza malih voda u našoj zemlji, a i šire u svetu, obuhvatala je samo statističko-probabilističke analize serija minimalnih godišnjih i minimalnih srednjih mesečnih protoka i proračun trajanja malih voda. Analizi trajanja malovodnih perioda do sada nije posvećivana odgovarajuća pažnja. U ovom radu autori su primenili sveobuhvatan pristup počevši od klasičnih analiza minimalnih godišnjih i minimalnih srednjih mesečnih protoka do sveobuhvatnih analiza neprekidnih trajanja malih voda, odnosno malovodnih perioda za reperne protoke različitih trajanja, određene sa prosečnih višegodišnjih krivih trajanja protoka.

Podaci koji su korišćeni za proračun navedenih karakteristika malovodnih perioda su zvanični podaci RHMZ za 82 hidrološke stanice slivnih površine manjih od 1000 km², južno od Save i Dunava. Korišćene su raspoložive vremenske serije srednjednevni i minimalnih godišnjih protoka na hidrološkim stanicama RHMZ Srbije. Periodi obrade su bili različiti, od početka rada određene hidrološke stanice zaključno sa 2018. godinom. U ovom radu prikazani su rezultati koji su uprosečeni za slivove Velike Morave, Drine, Dunava, Egejskog mora, Zapadne Morave, Južne Morave, Kolubare, Nišave, Timoka i Toplice i za celu teritoriju Republike Srbije.

U osnovi rad na ovom projektu podržao je RHMZ Srbije, obezbeđujući zvanične podatke, a sa Institutom „Jaroslav Černi” učestvuje u izradi mnogo šire monografije „Prosečni protoci i male vode Srbije na malim i srednjim slivovima”. Eksperti iz RHMZ učestvuju u realizaciji celokupnog projekta, zajedno sa ekspertima sa Građevinskog fakulteta u Beogradu i Građevinsko-arhitektonskog fakulteta u Nišu.

2 Primenjena procedura proračuna osnovnih karakteristika malovodnih perioda

Za potrebe definisanja razmatranih karakteristika trajanja malih voda, njihove unutargodišnje raspodele i procentualne zastupljenosti korišćeni su srednjednevni protoci iz baze RHMZ Srbije. Proračun krivih trajanja, na osnovu kojih su određeni reporni protoci $Q(\Theta)$, gde je Θ trajanje izraženo u procentima u odnosu na celu godinu, izvršen je korišćenjem srednjednevni protoka. Kao reporni protoci usvojeni su protoci trajanja $\Theta = 50, 60, 70, 80, 90$ i 95% .

Za sve reperne protoke $Q(\Theta)$, izdvojeni svi malovodni periodi u godini tokom kojih su protoci u reci manji od repernih, $Q(t) < Q(\Theta)$ i određene njihove dužine, izražene u danima. Za svako razmatrano trajanje protoka formirane su serije:

- ukupnih godišnjih trajanja malovodnih perioda $D(T)$, određeni kao zbir trajanja svih malovodnih perioda tokom godine i
- maksimalnih godišnjih trajanja malovodnih perioda $D_{\max}(T)$.

Formirane su i serije početaka t_p i krajeva t_k malovodnih perioda maksimalnih trajanja po godinama (od – do dana):

t_p – početni trenutak kada je $Q(t) \leq Q(\Theta)$

t_k – krajnji trenutak kada je $Q(t) \leq Q(\Theta)$.

Na osnovu ovih serija sračunate su prosečne višegodišnje vrednosti učestalosti (zastupljenosti) broja dana sa maksimalnim trajanjima malovodnih perioda i njihove odgovarajuće integralne (sumarne) krive zastupljenosti.

Integralne krive zastupljenosti koriste se za definisanje intervala poverenja unutar kojih se, sa određenim verovatnoćama može očekivati pojava malovodnih perioda. Definisani su 90%, 80% i 50% intervali poverenja.

Za sve definisane serije maksimalnih godišnjih trajanja malovodnih perioda (u danima) sračunate su verovatnoće pojave. Pri tome su korišćeni sledeći zakoni raspodele: Pirson III, Log Pirson III, Gumbelova, dvoparametarska Vejbulova, dvoparametarska i troparametarska log-normalna. Kvalitet prilagođavanja je testiran pomoću χ^2 testa, testa Kolmogorov-Smirnov i $n\omega^2$ testa. Usvojene su one raspodele koje su na osnovu testova saglasnosti i vizuelne ocene pokazale najbolje prilagođavanje.

Rezultati dobijeni za 82 hidrološke stanice, zbog obimnosti, grupisani su i prikazani kao prosečni za pomenute slivove i za teritoriju Srbije južno od Save i Dunava.

3 Postupak određivanja osnovnih karakteristika malovodnih perioda

Za sve hidrološke stanice i za sve verovatnoće repernih protoka, primenom navedenih teorijskih raspodela, određene su računске vrednosti ukupnih trajanja malovodnih perioda. Zatim su, za usvojene računске vrednosti, formirane serije za karakteristične verovatnoće pojave. Razmatrane su verovatnoće pojave $p=1\%$, 2% , 5% , 10% ; 50% , 80% , 90% i 95% . Za te serije istim postupkom određene su računska maksimalna ukupna trajanja malovodnih perioda u danima – $T_{max}(\tilde{p})$ za verovatnoće pojave $\tilde{p}=1\%$, 2% , 5% , 10% ; 50% , 80% , 90% i 95%) koja se odnose na celu teritoriju Republike Srbije južno od Save i Dunava.

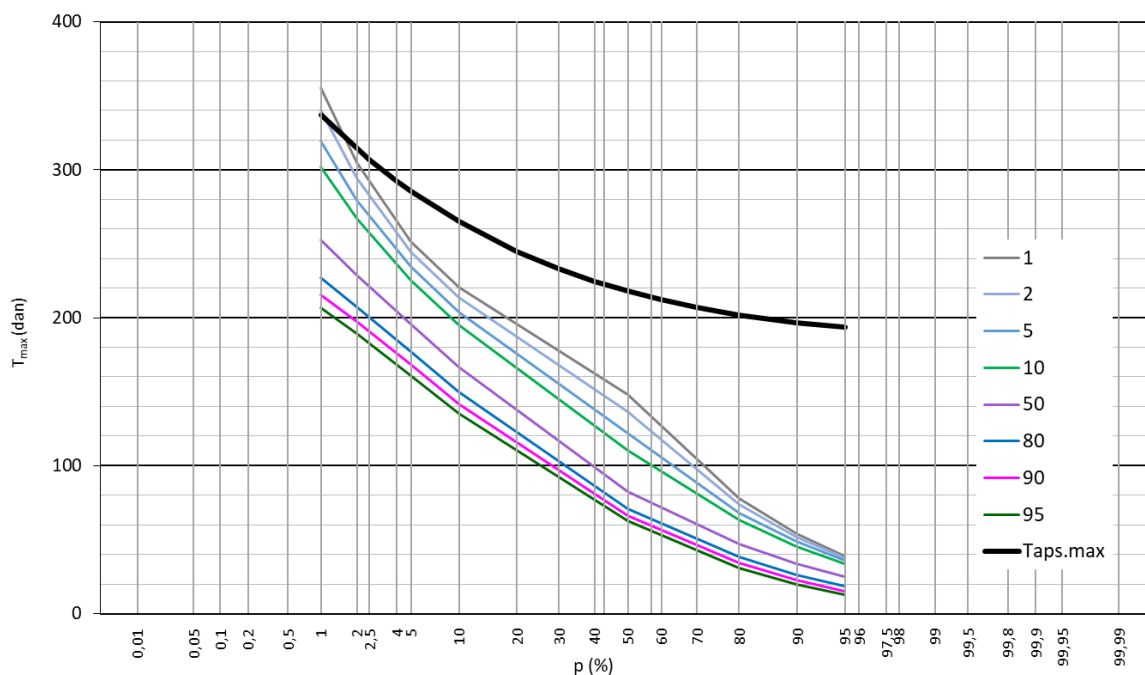
Računske vrednosti apsolutno najdužih trajanja određena su za sve verovatnoće repernih protoka, na osnovu jednog podatka za svaku hidrološku stanicu. Na taj način dobijene su računске vrednosti apsolutno najdužih trajanja malovodnih perioda $T_{aps,max}(p)$ za sve razmatrane reperne protoke.

4 Prikaz osnovnih karakteristika malovodnih perioda

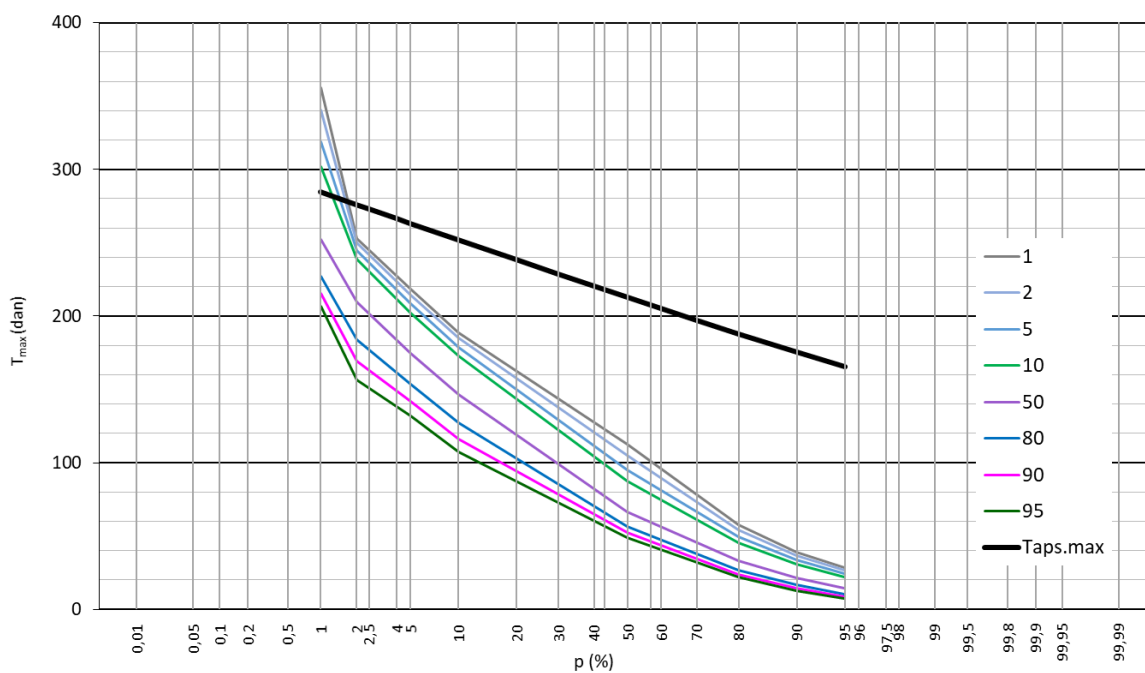
Osnovne karakteristike malovodnih perioda - računске vrednosti maksimalnih ukupnih trajanja malovodnih perioda i računске vrednosti apsolutno najdužih trajanja malovodnih perioda na teritoriji Srbije južno od Save i Dunava prikazane su grafički na slikama 1-4 i numerički u tabeli 1.

Poređenjem računskih vrednosti maksimalnih ukupnih trajanja malovodnih perioda $T_{max}(\tilde{p})$ i teorijskih vrednosti apsolutno maksimalnih trajanja malovodnih perioda na hidrološkim stanicama konstatuje se da je samo za reporni protok $Q(50\%)$ teorijska vrednost stogodišnje protoke apsolutnog maksimuma veća od odgovarajuće teorijske vrednosti kumulativnog maksimalnog trajanja malovodnih perioda. U svim ostalim razmatranim slučajevima teorijske vrednosti apsolutno maksimalnih trajanja malovodnih perioda su veće od odgovarajućih teorijskih vrednosti maksimalnog ukupnog trajanja.

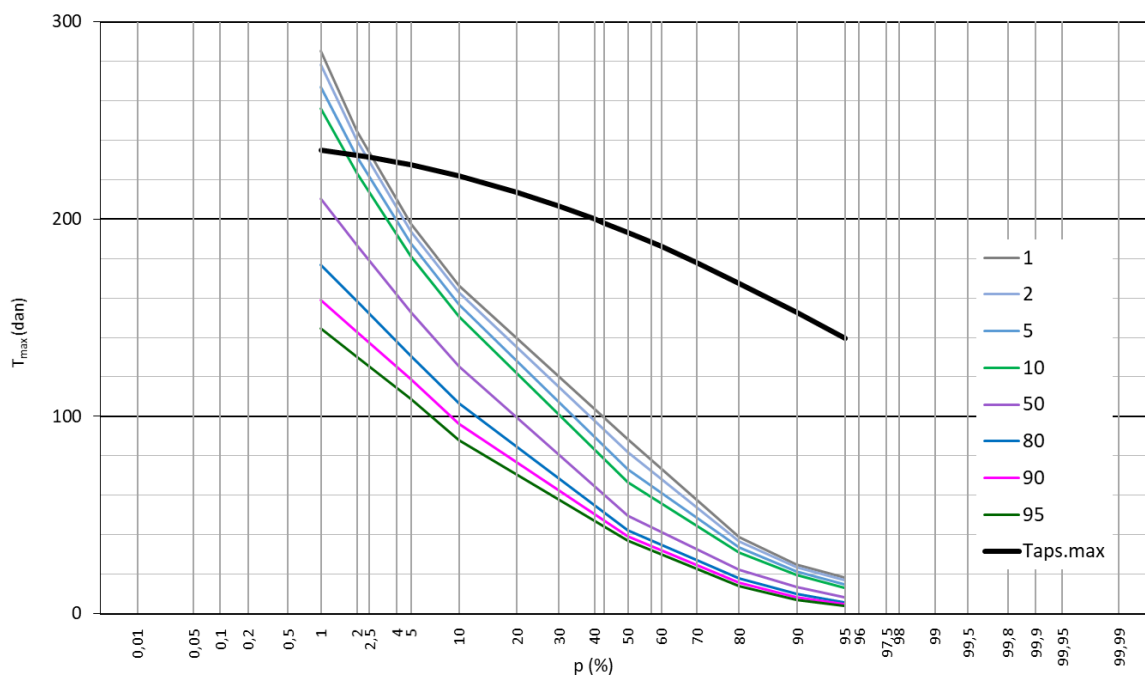
Prikazani rezultati računskih vrednosti maksimalnih ukupnih trajanja malovodnih perioda ukazuju na njenu veliku prostornu heterogenost. Tako na primer, za reporni protok $Q(50\%)$, stogodišnje maksimalno trajanje malovodnih perioda na teritoriji Republike Srbije južno od Save i Dunava, kreće se u intervalu od 355 dana, za verovatnoću $p=1,0\%$, do 39 dana, za verovatnoću $p = 95\%$. Za donju granicu 95% intervala poverenja stogodišnje maksimalno trajanje malovodnih perioda na razmatranoj teritoriji Republike Srbije očekuje se u intervalu od 252 dana za verovatnoću $p=1,0\%$, do 39 dana za verovatnoću $p = 95\%$.



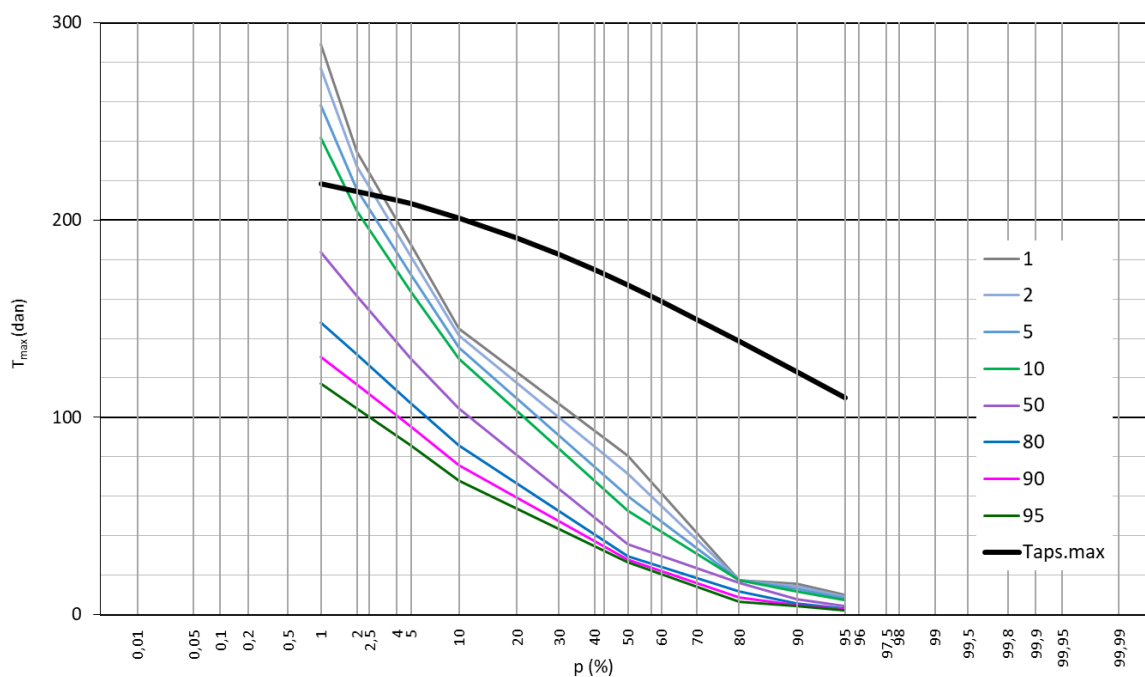
Slika 1. Računska maksimalna ukupna trajanja malovodnih perioda $T_{max}(\tilde{p})$ (dan) karakterističnih verovatnoća $p(\%)$ na hidrološkim stanicama za reperne protoke $Q(50\%)$



Slika 2. Računska maksimalna ukupna trajanja malovodnih perioda $T_{max}(\tilde{p})$ (dan) karakterističnih verovatnoća $p(\%)$ na hidrološkim stanicama za reperne protoke $Q(60\%)$



Slika 3. Računska maksimalna ukupna trajanja malovodnih perioda $T_{max}(\tilde{p})$ (dan) karakterističnih verovatnoća $p(\%)$ na hidrološkim stanicama za reperne protoke $Q(70\%)$



Slika 4. Računska maksimalna ukupna trajanja malovodnih perioda $T_{max}(\tilde{p})$ (dan) karakterističnih verovatnoća $p(\%)$ na hidrološkim stanicama za reperne protoke $Q(80\%)$

Tabela 1. Vrednosti ukupnih maksimalnih trajanja malovodnih perioda $T_{max}(\tilde{p})$ (dan) za karakteristične verovatnoće maksimalnih trajanja malovodnih perioda $p(\%)$ na hidrološkim stanicama za repere protoke $Q(\Theta)$

Reperni protok Θ	Verovatnoća $p(\%)$	Verovatnoća $\tilde{p}(\%)$							
		1	2	5	10	50	80	90	95
Q(50%)	1	355	340	319	302	252	227	216	207
	2	325	294	275	267	229	207	197	189
	5	252	245	234	225	196	177	168	161
	10	221	214	204	195	167	150	142	135
	50	148	137	122	111	83	71	66	63
	80	79	74	68	63	47	38	34	31
	90	54	52	49	45	34	26	23	20
	95	39	38	36	33	26	19	15	13
	$T_{aps,max}$	337	314	286	265	218	202	197	194
Q(60%)	1	285	282	275	268	233	204	187	172
	2	253	250	245	239	209	184	169	157
	5	218	214	208	202	175	154	142	132
	10	188	185	179	173	147	112	112	107
	50	112	105	95	87	66	56	52	49
	80	57	54	49	45	33	27	24	22
	90	39	37	33	31	22	17	14	12
	95	28	27	25	22	14	10	8.5	7.1
	$T_{aps,max}$	284	276	263	252	213	188	175	165
Q(70%)	1	285	278	267	255	210	177	159	145
	2	245	240	232	223	186	158	143	130
	5	198	194	187	181	153	131	113	109
	10	166	163	157	151	126	107	96	88
	50	89	82	73	67	50	42	39	37
	80	39	37	33	31	22	18	16	14
	90	25	24	22	20	13	10	8.3	7.1
	95	18	17	15	13	8.4	5.7	4.6	3.8
	$T_{aps,max}$	235	232	227	222	193	168	153	140
Q(80%)	1	289	277	258	242	184	148	131	117
	2	235	227	216	205	161	132	117	105
	5	188	182	172	164	130	107	95	86
	10	145	142	136	130	105	86	76	68
	50	81	71	65	52	36	30	28	26
	80	17	17	17	17	16	12	8.7	6.3
	90	16	14	13	12	7.7	5.8	4.9	4.3
	95	9.9	9.2	8.1	7.2	4.5	3.0	2.5	2.0
	$T_{aps,max}$	218	215	208	201	167	139	123	110

Analogni rezultati za repere protok Q(80%) ukazuju da se stogodišnje maksimalno trajanje malovodnih perioda na istoj teritoriji kreće u intervalu od 289 dana, za verovatnoćom $p=1,0\%$, do 10 dana, za verovatnoću $p = 95\%$. Za donju granicu 95% intervala poverenja stogodišnje maksimalno trajanje malovodnih perioda na razmatranoj teritoriji Republike Srbije očekuje se u intervalu od 180 dana za verovatnoću $p=1,0\%$, do 10 dana za verovatnoću $p = 95\%$. I za ostale verovatnoće \tilde{p} dobijaju se veoma slični rezultati.

Unutargodišnja zastupljenost pojave maksimalnih trajanja malovodnih perioda, za različite repere protoke $Q(\Theta)$ predstavljena je preko prosečnih višegodišnjih vrednosti broja dana sa protocima ispod repernih po mesecima i preko procentualne zastupljenosti po mesecima u odnosu na celu godinu. Za sve razmatrane hidrološke stanice formirane su integralne krive procentualne zastupljenosti broja malovodnih dana tokom godine. Ove krive su zatim osrednjene za deset razmatranih slivova, odnosno za teritoriju Republike Srbije južno od Save i Dunava.

Na osnovu podataka o maksimalnim trajanjima malovodnih perioda u pojedinim godinama i prikazanih sumarnih krivih zastupljenosti (numerički i grafički) na svim hidrološkim stanicama definisani su intervali poverenja IP-90%, IP-75% i IP-50% unutar kojih se sa navedenim verovatnoćama može očekivati pojava malovodnih perioda. Definisani intervali poverenja predstavljaju prosečne vrednosti prikazanih integralnih krivih za razmatrane reperne protoke.

Kumulativni pregled prosečnih višegodišnjih vrednosti integrala poverenja pojave malovodnih perioda za celu razmatranu teritoriju Republike Srbije južno od Save i Dunava dat je u tabeli 2.

Tabela 2. Prosečne višegodišnje vrednosti početka i kraja pojave malovodnih perioda za različite intervale poverenja po slivovima i za celu teritoriju Republike Srbije južno od Save i Dunava

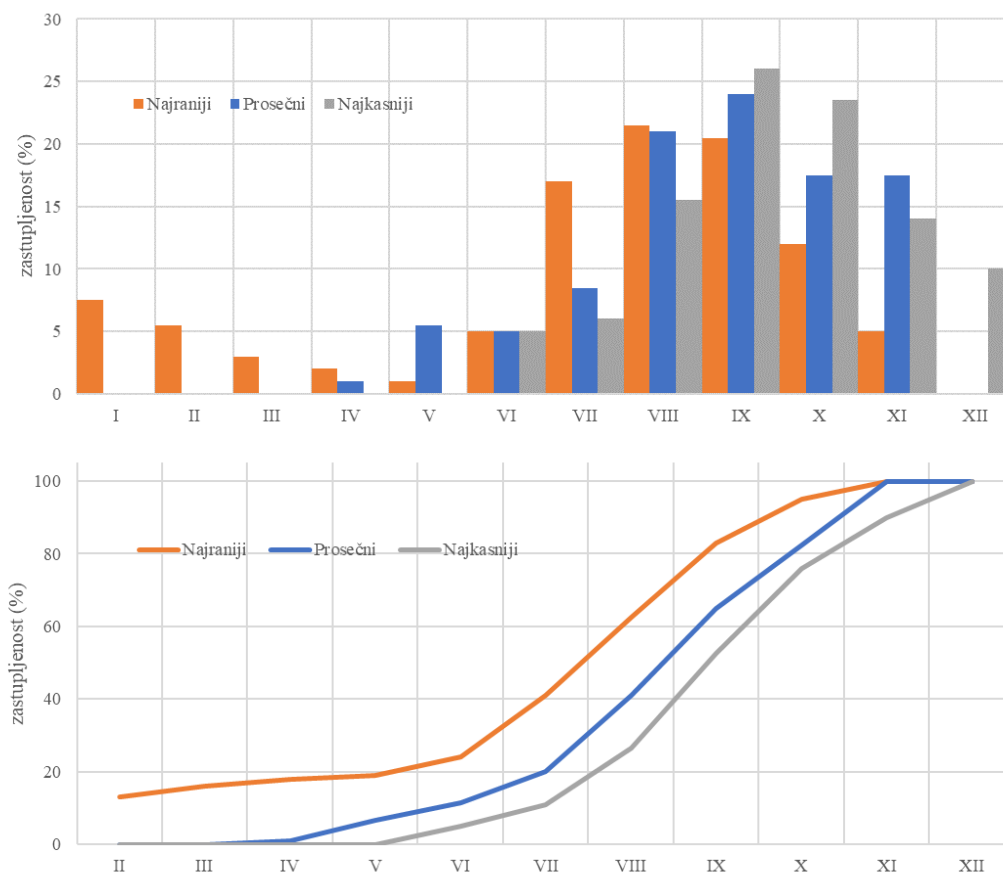
No. sliva	Sliv	Intervali poverenja IP						
		IP-90%		IP-75%		IP-50%		
		od	do	od	do	od	do	
1	Velika Morava	18.V	23.XI	8.VII	27.X	28.VIII	9.X	
2	Drina	26.V	1.XI	11.VII	8.XI	6.VIII	17.X	
3	Dunav	3.VI	21.XI	6.VII	24.XI	31.VII	7.X	
4	Egej	11.VI	30.XI	11.VII	7.XI	8.VIII	14.X	
5	Zapadna Morava	11.IV	1.XII	30.VI	11.X	6.VIII	18.X	
6	Južna Morava	4.V	2.XII	10.VII	9.XI	6.VIII	17.X	
7	Kolubara	18.IV	27.XI	9.VII	1.XI	4.VIII	17.X	
8	Nišava	15.V	3.XII	11.VII	12.XI	10.VIII	19.X	
9	Timok	15.VI	27.XI	15.VII	4.XI	3.VIII	20.X	
10	Toplica	24.VI	27.XI	21.VII	8.XI	12.VIII	14.X	
Datum pojave		Srednji	21.V	15.XI	10.VII	5.XI	10.VIII	15.X
		Najraniji	19.I	30.X	16.II	5.X	2.VII	21.IX
		Najkasniji	2.VII	15.XII	6.VIII	23.XI	22.VIII	27.XI

Korišćenjem podataka sa integralnih krivih procentualne zastupljenosti broja malovodnih dana tokom godine sa svih razmatranih hidroloških stanica sračunata je prosečna (osrednjena) kriva za celu teritoriju Srbije. Na osnovu podataka o najranijoj i najkasnijoj pojavi malovodnih perioda na hidrološkim stanicama formirane su ekstremne integralne krive.

Diferenciranjem ovih krivih dobijene su unutargodišnje raspodele procentualne zastupljenosti maksimalnih trajanja malovodnih perioda (procentualno i kumulativno) za celu teritoriju Srbije i to za prosečni, najraniji i najkasniji datum pojave malovodnih perioda. Ovi rezultati prikazani su numerički u tabeli 3 i grafički na slici 5.

Tabela 3. Unutargodišnja i kumulativna raspodela zastupljenosti maksimalnih trajanja malovodnih perioda za prosečni, najraniji i najkasniji datum pojave

Datum pojave	Zastupljenost (%)	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Prosečni	Po mesecima	0	0	0	1	5.5	5	8.5	21	24	17.5	17.5	0
	Od početka godine do kraja meseca	0	0	0	1	6.5	11.5	20	41	65	82.5	100	100
Najraniji	Po mesecima	7.5	5.5	3	2	1	5	17	21.5	20.5	12	5	0
	Od početka godine do kraja meseca	7.5	13	16	18	19	24	41	62.5	83	95	100	100
Najkasniji	Po mesecima	0	0	0	0	0	5	6	15.5	26	23.5	14	10
	Od početka godine do kraja meseca	0	0	0	0	0	5	11	26.5	52.5	76	90	100



Slika 5. Zastupljenost maksimalnih trajanja malovodnih perioda (po mesecima i kumulativno) na teritoriji Srbije za prosečni, najraniji i najkasniji datum pojave

5 Zaključak

Primenjena metodologija analize trajanja malovodnih perioda na teritoriji Republike Srbije južno od Save i Dunava, predstavlja jedan sasvim nov prilaz definisanju ove, jedne od najznačajnijih karakteristika, a koja do sada nije primenjivana u našoj hidrološkoj praksi i šire. Pored detaljne analize maksimalnih trajanja, ukupnih i apsolutno najdužih, malovodnih perioda uvedena je sveobuhvatna analiza unutargodišnje raspodele malovodnih perioda za različite reperne protoke, njihove procentualne zastupljenost i definisani su intervali poverenja koji omogućavaju sagledavanja raspona pojave malih voda (od – do u datumima) za unapred definisane verovatnoće pojave.

Rezultati koji su prikazani u ovom radu odnose se najvećim delom zbirno na celu teritoriju Republike Srbije južno od Save i Dunava, a manjim delom i na sve razmatrane slivove.

Generalni zaključak je da za sve razmatrane reperne protoke na razmatranoj teritoriji Republike Srbije postoji velika prostorna heterogenost u formiranju malovodnih perioda, kako po datumima pojave, tako i po računskim vrednostima ukupnih i apsolutno najdužih maksimalnih trajanja i po karakteru njihove unutargodišnje raspodele.

Detaljni prikaz svih ovih karakteristika po profilima razmatranih hidroloških stanica biće dat u budućoj monografiji „Prosečni protoci i male vode na srednjim i malim slivovima Srbije”, čija je izrada u toku.

Literatura

1. Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, Republički hidrometeorološki zavod Srbije: Monografija „Prosečni proticaji i male vode na srednjim i malim slivovima Srbije”, izrada u toku.
2. Prohaska S.: Hidrologija I Deo, Rudarsko-geološki fakultet, Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, RHMZ Srbije, str. 1-504, Beograd 2003.
3. Prohaska S.: Hidrološke karakteristike vodnih tokova od značaja za njihovo uređenje od poplava, II Deo - Male vode, Vodoprivreda br. 159-160, str. 29-36, Beograd 1996.
4. Prohaska S., Ristić V., Srna P.: Merodavne male vode Srbije sa aspekta zaštite vodotoka, „Zaštita voda '96“, str. 15-21, Ulcinj, 1996.

Analiza uticaja erozije rečnog korita u toku izgradnje hidrotehničkih objekta na primeru privremenog prelaza na reci Južnoj Moravi na stacionaži km 2+404,00

Borko Radivojević¹
Dragan Radivojević²
Aleksandra Ilić³

APSTRAKT: Prilikom projektovanja objekata u rečnom koritu važno je pored analize uticaja na izgrađen objekat analizirati i uticaje na objekat u fazi izgradnje. Uticaji u fazi izgradnje mogu biti značajno veći od uticaja na izgrađen objekat, što može stvoriti ozbiljne opasnosti i štete na delimično izgrađenom objektu. U radu su na primeru privremenog prelaza na Južnoj Moravi na stacionaži km 2+404, koji je početkom 2021 godine pretrpeo ozbiljna oštećenja tokom izgradnje, uporedo analizirane hidrauličke veličine i procenjena potencijalna erozija za više različitih scenarija: tečenje u prirodnom koritu, tečenje u okolini izgrađenog objekta u funkciji i tečenje u okolini delimično izgrađenog objekta. Proračuni veličine erozije su sprovedene za različite veličine proticaja, počev od srednjih voda pa do maksimalno registrovanih na stanici Mojsinje (1500 m³/s). Dobijeni rezultati hidrauličkih proračuna pokazuju da se na delimično izgrađenom objektu javljaju znatno veće brzine i vučne sile nego na potpuno izgrađenom objektu. Kao posledica toga je jako uvećan erozioni potencijal, koji je glavni uzrok oštećenja na analiziranom privremenom prelazu u izgradnji, što jasno pokazuje da se moraju pažljivo analizirati i uticaji na objekat u fazi izgradnje.

Ključne reči: lokalna erozija, rečno korito, 1D model, 2D model, privremeni prelaz

Analysis of the impact of riverbed erosion during the construction of hydraulic structures on the example of a temporary crossing on the Južna Morava river at the stationing km 2+404.00

ABSTRACT: When designing in the riverbed, it is important, in addition to the analysis of the loads on the built structure, to analyze the impacts on the structure during the construction phase. Loads in the construction phase can be significantly greater than the impact on the built structure, which can create serious hazards and damage to the partially constructed structure. This paper uses the example of the temporary crossing on the Južna Morava at the stationing km 2+404, which suffered serious damage during construction at the beginning of 2021. The hydraulic values are analyzed and the potential erosion estimated for several different scenarios: flow in the natural bed, flow in the vicinity of the built structure in operation and flow in the vicinity of a partially constructed facility. Erosion range calculations were performed for different discharge values, starting from medium waters to the maximum registered at the Mojsinje station (1500 m³/s). The obtained results of hydraulic calculations show that significantly higher velocities and drag forces occur on a partially constructed structure than on built structure. As a consequence, the erosion potential is greatly increased, which is the main cause of damage at the analyzed temporary transition in construction, which clearly shows that the impacts on the structure during the construction phase must be carefully analyzed.

Keywords: erosion, riverbed, structure

¹Borko Radivojević, mast. inž. građ, Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, borko.radivojevic@yahoo.com

²Doc. dr Dragan Radivojević, dipl. inž. građ, Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, dragan.radivojevic@gaf.ni.ac.rs

³Aleksandra Ilić, dipl. inž. građ, Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, aleksandra.ilic@gaf.ni.ac.rs

1 Uvod

Prilikom projektovanja objekata, pored analize zatečenog stanja na terenu i očekivanog nakon završetka izgradnje, jako je važno izvršiti analizu uticaja i opasnosti koje objekti mogu pretrpeti u fazi izgradnje. Posebno je to važno za objekte koji se nalaze u vodnim tokovima, gde su stalno prisutne oscilacije nivoa vode, a samim tim i brzina toka i vučne sile. Iako bi potpuno izgrađen objekat bio u stanju da podnese sva predviđena opterećenja, potrebno je izvršiti analize scenarija delimično izgrađenog objekta na incidentne pojave velikih voda. Pri tome treba uzeti u obzir tehnologiju građenja i predvideti mere zaštite objekta od štetnih uticaja tokom izgradnje. Štete koje se mogu pojaviti ne moraju biti spektakularni lomovi i rušenja, već mogu biti i deformacije na delu izgrađenog objekta koje stvaraju ozbiljne probleme ili onemogućavaju normalnu upotrebu objekta u fazi eksploatacije. Posledice su materijalna šteta, jer se delovi ili ceo objekat moraju ukloniti iz rečnog korita, uvećanje troškova gradnje, produžetak rokova i druge štete pored opasnosti koja se stvara po angažovanu radnu snagu i mehanizaciju.

U ovom radu se na primeru oštećenja privremenog prelaza na reci Južnoj Moravi na stacionaži reke km 2+404, prilikom nailaska poplavnog talasa početkom 2021. prikazuje analiza uticaja u periodu izgradnje objekta koji nisu bili uzeti u obzir prilikom izrade projekta privremenog prelaza. Privremeni prelaz je građen za potrebe saobraćajne komunikacije i transporta građevinskog materijala preko Južne Morave tokom izgradnje novog mosta na Moravskom koridoru na stacionaži koridora km 8+519.

U toku gradnje ovog privremenog prelaza početkom 2021. godine usled pojave kišnog perioda, koji je trajao celu sedmicu sa povremenim prekidima, naišao je poplavni talas koji je doveo do loma konstrukcije. Prema javno dostupnim podacima RHMZ registrovan je maksimalni proticaj $Q=777 \text{ m}^3/\text{s}$ na najbližoj mernoj stanici površinskih voda H.S. Mojsinje. Veličina špica poplavnog talasa spada u kategoriju vrlo velikih voda (kategorija statističke analize, kada se u statističku analizu uključuju samo veličine maksimalnih godišnjih proticaja).

Predmet ovog rada je procena i prikaz veličine potencijalne erozije u koritu i u zoni objekta na mikrolokaciji privremenog prelaza u toku izgradnje za uslove kada je polovina poprečnog profila Južne Morave na mestu izgradnje privremenog prelaza bila zatvorena zagatom za omogućavanje izvođenja radova u suvom. Obzirom da tokom oštećenja objekta nije bilo horizontalnih pomeranja delova delimično izgrađenog objekta, prvenstveno zbog njegove velike težine, njegova stabilnost na klizanje i isplivavanje je dokazana na terenu. Delovi objekta su pretrpeli neravnomerno sleganje, što ukazuje na lom tla ispod objekta usled erozije u rečnom koritu, pa je zato izvršena obimna analiza potencijalne erozije u koritu na mestu izgradnje privremenog prelaza.

Hidrauličkim analizama obuhvaćena su četiri scenarija pojave erozije tokom izgradnje objekta:

- Erozija u prirodnom koritu pre postavljanja privremenog prelaza
- Erozija postavljenog privremenog prelaza sa kontinualnom armiranom donjom pločom
- Erozija postavljenog privremenog prelaza sa prekidima donje armirane ploče u srednjem delu objekta na mestu ribljih prolaza
- Erozija na mestu objekta u toku izgradnje za uslove kada je naišao poplavni talas

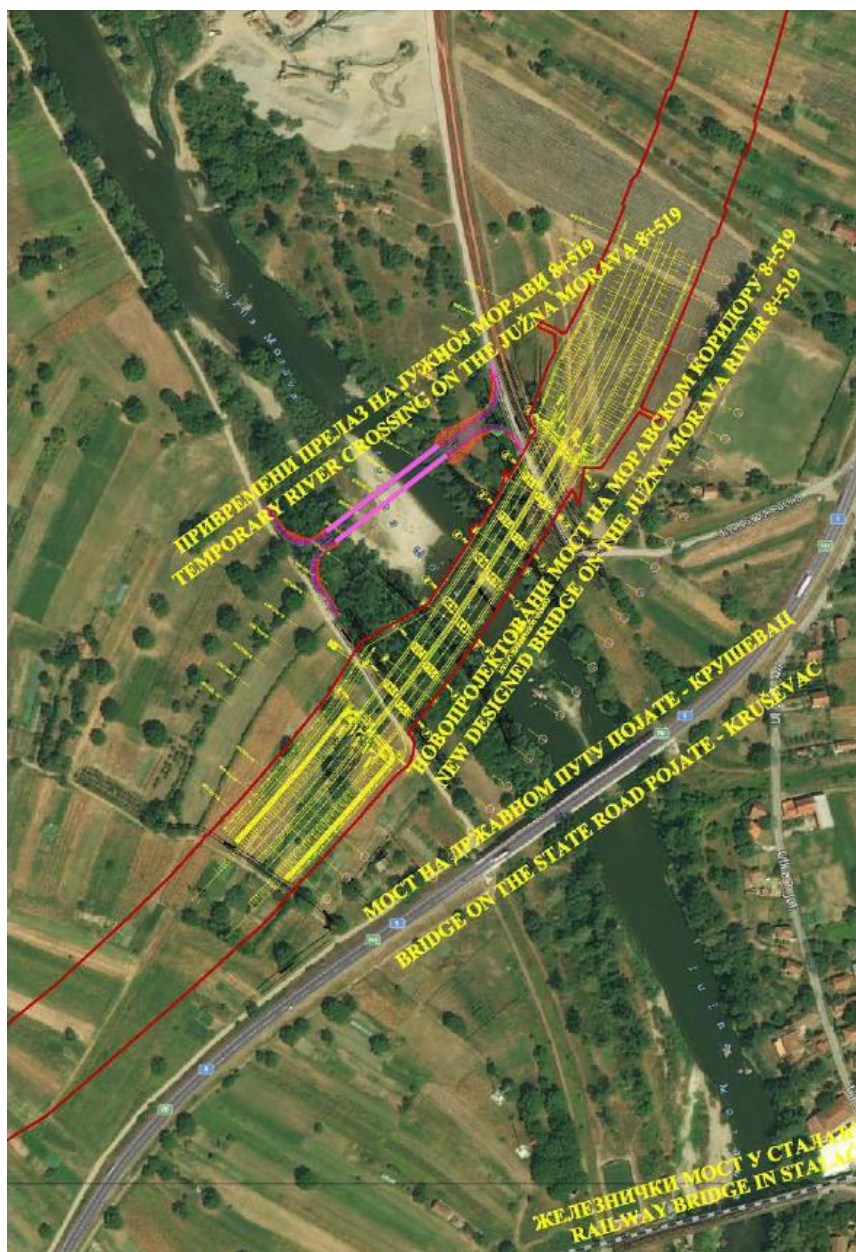
2 Opis lokacije i objekta

2.1.1 Lokacija

Lokacija privremenog prelaza se nalazi na planiranoj trasi Moravskog koridora u izgradnji na apsolutnoj stacionaži duž reke Južne Morave km 2+404, neposredno nizvodno od drumskog mosta na Južnoj Moravi km 2+670 na državnom putu Pojate-Kruševac (Slika 1.). Uzvodno se nalazi i železnički most u Stalaću na stacionaži km 3+010.

Ovo je najnižvodniji deo toka reke Južne Morave pred sastav sa rekam Zapadnom Moravom gde se formira Velika Morava.

Minor korito reke Južne Morave na lokaciji karakteriše velika propusna moć. Na desnoj i levoj obali podignuti nasipi su visine oko 1.8 m. U periodima pojave velikih voda najveći deo proticaja protiče kroz glavno korito, a jako mali kroz inundacije. Obzirom na veliku širinu vodotoka, u periodima povlačenja talasa velikih voda izražene su pojave peščanih i šljunčanih sprudova i formiranje više parcijalnih tokova u osnovnom koritu.



Slika 1. Lokacija postojećih mostova, novoprojektovanog mosta na Moravskom koridoru i privremenog prelaza

2.1.2 Izgled konstrukcije

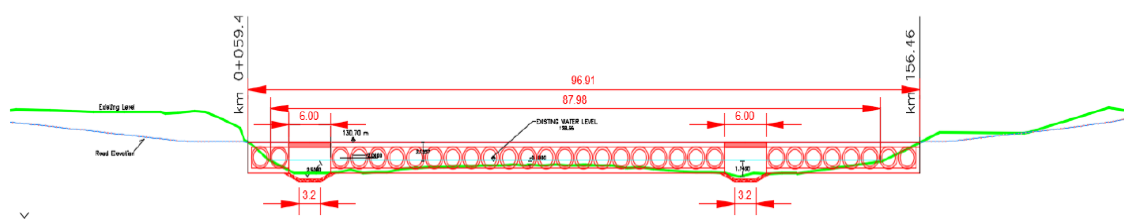
Konstrukcija privremenog prelaza je projektovana u osnovnom koritu reke Južne Morave na profilu sa apsolutnom stacionažom od ušća km 2+404. Pristup privremenom prelazu je formiran i uređen sa obe obale, uz obezbeđenje postojećih prilaza i izgrađenih nasipa.

Izgradnja privremenog prelaza je projektom konstrukcije predviđena na sabijenoj šljunčanoj podlozi nosivosti 40 MPa. Konstrukcija privremenog prelaza sastoji se od donje AB ploče debljine

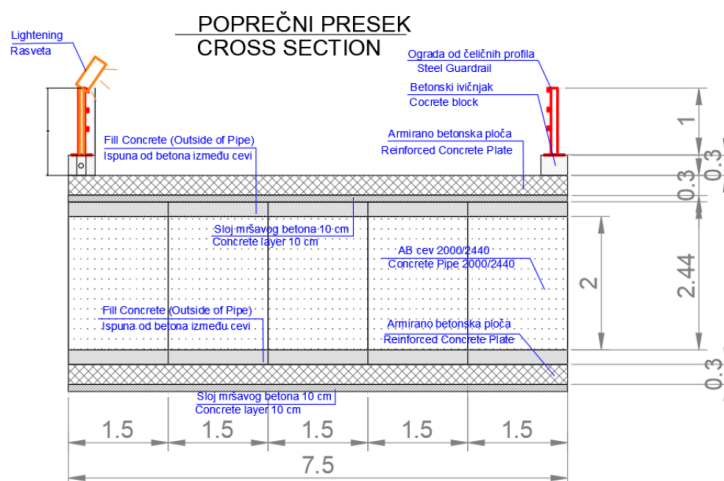
30 cm postavljene na sloju mršavog betona 10 cm za izravnanje, 31 armirano betonske cevi unutrašnjeg prečnika 2000 mm, spoljnog prečnika 2440 mm sa međusobnim razmakom od 25 cm, sloja mršavog betona za izravnanje 10 cm i gornje AB ploče debljine 30 cm (Slika 2. i 3). Na uzvodnoj strani prelaza postavljen je zaštitni prag visine 70 cm.

Na dva mesta na privremenom prelazu, gde je najdublje korito, kako bi se u periodu veoma malih voda omogućila nesmetana migracija rečnog biljnog i životinjskog sveta, projektovani su riblji propusti širine 6 m. Rečno dno na mestu propusta treba da ostane u prirodnom stanju, a delovi pored temeljne ploče prelaza obezbeđeni krupnim kamenom od zarušavanja i erozije.

Zbog konfiguracije korita predviđeno je da levoobalni deo prelaza ima 8, srednji deo 21 i desnoobalni 2 cevi. Na taj način praktično kroz riblje prolaze postoje dva sekundarna toka sa ozbiljnim gabaritima kroz koje se može nesmetano odvijati migracija biljnog i životinjskog sveta tokom čitavog perioda eksploatacije privremenog prelaza.



Slika 2. Podužni presek privremenog prelaza na poprečnom profilu km 2+404



Slika 3. Poprečni presek privremenog prelaza

2.1.3 Zatečeno stanje konstrukcije nakon nailaska poplavnog talasa

U trenutku nailaska poplavnog talasa na desnoj obali Južne Morave bio je postavljen zagat uzvodno i nizvodno od prelaza u izgradnji. Postavljenim zagatom sa desne obale tok reke je bio pregrađen tako da je proticajni profil u koritu bio znatno sužen. U funkciji je bio deo objekta sa 8 cevi na levoobalnom delu, riblji propust, a od ukupno 12 postavljenih na srednjem slobodnostojećem delu objekta u funkciji je bilo 9 cevi. Poplavni talas nije pomerio delimično izgrađen objekat, čime je dokazana njegova otpornost na klizanje, niti je došlo do prevrtanja, ali je izazvao ispiranje tla ispod srednjeg dela objekta koji je još bio u fazi izgradnje (Slika 4).

Ispiranje sabijenog tla ispod srednjeg dela objekta izazvalo je neravnomerno sleganje na uzvodnoj i nizvodnoj strani, usled čega je taj deo objekta delimično potonuo, a neravnomernost sleganja dovela do loma gornje ploče i ozbiljne deformacije konstrukcije.



Slika 4. Oštećen objekat, pogled sa leve obale; srednji deo i ploča preko ribljeg prelaza deformisani do neupotrebljivosti, na levoobalnom delu objekta se ne zapažaju oštećenja

Vizuelnom inspekcijom na terenu na priobalnom delu objekta od leve obale do ribljeg prelaza koji zalazi u levu obalu i koji nije bio izložen dejstvu matice, ne mogu se приметiti oštećenja.

Osovina izgrađenog dela objekta nije pomerena, a na priobalnom delu objekta uz levu obalu nisu zapažena sleganja, tako da on izgleda neoštećen.

3 Primenjena metodologija hidrauličkih analiza i korišćene podloge

Hidrauličke analize su sprovedene na potezu od sastava Južne i Zapadne Morave uzvodno do profila iznad Stalaća km 5+315.59, za srednje, tako i vrlo velike vode, u stanju potopljenog prelaza, kako bi se proverila otpornost korita i konstrukcije na pojavu erozije sabijenog tla ispod objekta. Na taj način obezbeđena je reprezentativna slika strujanja na dužem potezu i obezbedili kvalitetni ulazni podaci za proračun erozije u koritu u zoni privremenog prelaza. Sračunate su sve hidrauličke veličine potrebne za proračun veličine potencijalne erozije koja bi se mogla javiti: kota vodnog ogledala, maksimalna dubina, hidraulički radijus, hidraulička dubina, srednje profilne brzine kao i vučne sile na poprečnim profilima neposredno uz privremeni prelaz.

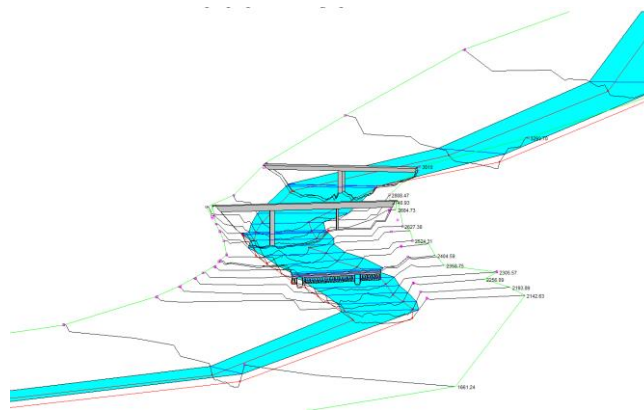
Hidraulički proračuni su sprovedeni primenom softvera HEC-RAS i to za ustaljeno strujanje na linijskom (1D) modelu (Slika 5), a za proveru i detaljniju analizu dobijenih veličina formiran je i ravanski (2D) model.

Maksimalne veličine proticaja sračunate hidrauličkim proračunima koje privremeni prelaz može da propusti uz tečenje sa slobodnom površinom kroz cevi sa slobodnim tečenjem bez opasnosti od preliivanja preko prelaza su $290 \text{ m}^3/\text{s}$. Ove vode su u daljem tekstu označene kao „radni proticaj“.

3.1 Primena softverskog paketa HEC-RAS za proračun hidrauličkih veličina

HEC-RAS je softver za simulaciju tečenja u otvorenim vodnim tokovima, razvijen od strane Inženjerskog Hidrološkog Centra vojnog korpusa inženjera SAD-a. Program je razvijen o trošku Savezne vlade SAD-a i koncipiran je kao javno dostupan. Ovaj program se može besplatno preuzeti sa internet sajta www.hec.usace.army.mil [4].

HEC-RAS sadrži četiri komponente za analizu tečenja u rečnim tokovima:



Slika 5. Prikaz linijskog modela u HEC-RAS-u

- Simulacija za ustaljen režim tečenja u otvorenim tokovima
- Simulacija neustaljenog tečenja u otvorenim tokovima
- Simulacija pokretanja nanosa
- Analiza kvaliteta vode

U trenutnim verzijama su dostupne geoprostorne mogućnosti za efikasnije kreiranje i doradivanje hidrauličke geometrije modela, kao i brzo analiziranje rezultata kroz geoprostornu vizuelizaciju.

3.2 Opis korišćenih jednačina

Za hidrauličku analizu ustaljenog nejednolikog tečenja u HEC-RAS-u korišćene su:

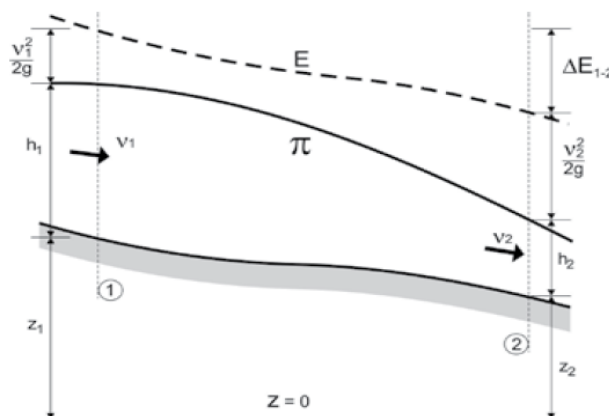
- *Jednačina kontinuiteta:*

$$Q = V_1 \cdot A_1 = V_2 \cdot A_2 \quad (1)$$

- *Jednačina održanja energije ili Bernulijeva jednačina:*

$$\frac{V_1^2}{2 \cdot g} + h_1 + Z_1 = \frac{V_2^2}{2 \cdot g} + h_2 + Z_2 + \Delta E_{1-2} \quad (2)$$

gde su: V_1 i V_2 - brzine vode u profilima 1 i 2 (m/s), Z_1 i Z_2 – kote dna u profilima 1 i 2 (m), h_1 i h_2 – dubine vode u profilima 1 i 2 (m), ΔE_{1-2} - gubitak energije između profila 1 i 2 (m), g – gravitaciona konstanta (m^2/s).



Slika 6. Postavka Bernulijeve jednačine za otvoren tok ([5,6]).

Iz Bernulijeve jednačine se izvodi izraz za promenu nivoa vode između dva susedna profila:

$$h_1 - h_2 = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2 \cdot g} + \Delta Z + \Delta E_{1-2}$$

u kome prvi član predstavlja promenu brzinske visine, drugi promenu kote dna i treći gubitak energije, koji ima komponentu lokalnog gubitka (ΔE_l) i gubitka na trenje (ΔE_{tr}).

$$\Delta E_{1-2} = \Delta E_l + \Delta E_{tr}$$

gde je:

$$\Delta E_l = \xi \cdot \left| \frac{V_1^2 - V_2^2}{2 \cdot g} \right| \quad (3)$$

(ξ) - koeficijent lokalnog gubitka energije. Gubitak na trenje se određuje pomoću Šezi-Maningove jednačine:

$$\Delta E_{tr} = J \cdot \Delta x = \frac{n \cdot Q^2}{A_s^2 R_s^{4/3}} \cdot \Delta x \quad (4)$$

gde je: J – pad linije nivoa između profila. Δx – rastojanje između profila (m), n – Maningov koeficijent hrapavosti ($m^{-1/3}$), A_s – srednja vrednost površina proticajnih profila 1 i 2 (m^2), O_s – srednja vrednost okvašenog obima profila 1 i 2 (m) i osrednjeni R_s – osrednjeni hidraulički radijus (m):

$$A_s = \frac{A_1 + A_2}{2}; O_s = \frac{O_1 + O_2}{2}; R_s = \frac{A_s}{O_s} \quad (5)$$

Postupak proračuna je iterativan, jer nije moguće izvesti eksplicitni oblik [5].

Za određivanje dubina erozija u ribljim prolazima korišćena je CSU metoda u HEC-RAS-u. U literaturi postoji veliki broj empirijskih obrazaca za proračun lokalne deformacije oko mostovskih stubova. Najpoznatiji obrazac, koje je godinama potvrđivan u svetskoj praksi, je obrazac **CSU** (Colorado State University) [3, 5]:

$$\frac{h_e}{h} = 2 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot \left(\frac{b_s}{h}\right)^{0.65} \cdot Fr^{0.43} \quad (6)$$

gde je: h_e – najveća eroziona dubina u odnosu na referentno dno korita, h – lokalna dubina u neporemećenom strujnom polju uzvodno od stuba, b_s – širina stuba (m), $Fr = V/\sqrt{g \cdot h}$ - lokalni Frudov broj, V – brzina toka osrednjena po dubini h (m/s), g – gravitaciono ubrzanje, K_1 – koeficijent oblika stuba (Tabela 3.), K_2 – koeficijent koji odražava uticaj napadnog ugla pod kojim tok deluje na stub, K_3 – koeficijent koji opisuje stanje rečnog dna, K_4 – koeficijent koji definiše mogućnost „samopopločavanja dna“.

Tabela 3. Vrednost koeficijenta K_1

Oblik prednjeg dela stuba	K_1
Četvrtast	1.1
Okrugli	1.0
Cilindrični	1.0
Grupa cilindara	1.0
Oštroivični	0.9

Koeficijent K_2 se računa po formuli:

$$K_2 = \left(\cos\theta + \frac{L}{b_s} \cdot \sin\theta \right)^{0.65} \quad (7)$$

gdje je: θ – ugao koji stubovi zahvataju sa pravcem rečnog toka, L – dužina stubova (m), b_s – širina stuba (m).

Koeficijent K_4 se određuje preko kritične brzine za pokretanje nanosa iz dna. Za proračun lokalne erozije merodavan je protok koji protiče kroz osnovno korito [3, 5].

Tabela 4. Vrednost koeficijenta K_3

Stanje dna	K_3
Erodirano	1.1
Ravno dno ili antidine	1.1
Male dine	1.1
Srednje dine	1.1-1.2
Velike dine	1.3

3.3 Podaci i podloge za hidrauličke proračune

3.3.1 Geodetske podloge

Za sprovođenje hidrauličkih proračuna pripremljene su odgovarajuće geodetske podloge. Izvršeno je snimanje od sastava Južne i Zapadne Morave uzvodno do lokacije Stalaća, na apsolutnoj stacionaži na km 5+315.59 m. Deo poprečnih profila koji se nalazio pod vodom snimljen je ehosonderom iz čamca 03.07.2020 i 09.07.2020. Ostale tačke na profilima su snimljene u suvom, standardnim geodetskim metodama. Na osnovu ovih snimaka, napravljen je digitalni model terena koji pouzdano reprezentuje stvarno stanje na terenu.

Geodetski snimci mostova uzvodno od lokacije privremenog prelaza, drumskog na državnom putu Pojate – Kruševac i železničkog u Stalaću, preuzeti su iz Generalnog projekta uređenja Južne Morave, Institut za vodoprivredu Jaroslav Černi 2006 [2].

3.3.2 Hidrološke podloge

Uslovima JP Srbijavode VPC Morava Niš propisano je da prelaz mora imati minimalnu propusnu moć za merodavne proticaje $Q_{20\%}(5\text{god})=135 \text{ m}^3/\text{s}$.

Usvajanje karakterističnih srednjih dnevnih proticaja je izvršeno sa krive trajanja na najbližoj hidrološkoj stanici površinskih voda H.S. Mojsinje (Vodoprivredna osnova Srbije 2009 [9]), Tabela 1.

Za proračun propusnosti privremenog prelaza korišćeni su merodavni proticaji iz Tabele 1, dok su za određivanje maksimalne hidrauličke propusnosti korita i određivanja maksimalnog uspora i dužine njegovog prostiranja koji se javlja uzvodno od prelaza korišćeni podaci dobijeni statističkom analizom špičeva poplavnih talasa (vrlo velike vode) na H.S. Mojsinje, Tabela 2 [8].

Tabela 1. Srednje dnevni proticaji

T=2god ($Q_{50\%}$)	T=5god ($Q_{20\%}$)	T=10god ($Q_{10\%}$)	T=20god ($Q_{5\%}$)	T=50god ($Q_{2\%}$)	T=100god ($Q_{1\%}$)
m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s
58.7	135	205	290	423	542

Tabela 2.

T=2god ($Q_{vv50\%}$)	Q (januar 2021.)	T=5god ($Q_{vv20\%}$)	T=10god ($Q_{vv10\%}$)	$Q_{\text{max,reg}}$
m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s
637	777	1019	1276	1450

U hidrauličku analizu je uključena i maksimalna vrednost proticaja $Q=777 \text{ m}^3/\text{s}$ tokom poplavnog talasa iz januara 2021. godine [7], kao i maksimalna vrednost ikada registrovanog proticaja na H.S. Mojsinje, $Q=1450 \text{ m}^3/\text{s}$ [7].

3.3.3 Hidrauličke podloge

Usvajanje koeficijenata hrapavosti izvršeno je nakon prospekcije terena, preporuka iz postojeće literature [1], projektne dokumentacije i dokumentacije [GP Černi] i stečenog iskustva. Za tečenje u osnovnom koritu usvojen je koeficijent hrapavosti $0.034 \text{ s/m}^{1/3}$, a za tečenje u inundaciji $n=0.08 \text{ s/m}^{1/3}$. Ove vrednosti su korišćene i za 1D model i za fomiranje zona Maningovog koeficijenta u 2D modelu.

3.3.4 Psamološke podloge

Merodavna krupnoća nanosa za analizu je preuzeta iz brojne literature i dokumentacije urađene za sliv Južne i Zapadne Morave [2].

Veličina moguće erozije sračunata je za merodavni prečnik čestica nanosa sa dna i to:

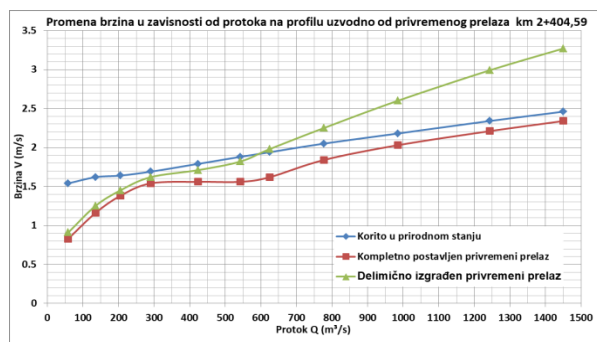
- $d_{50}=25 \text{ mm}$
- $d_{50}=15 \text{ mm}$
- $d_{50}=6 \text{ mm}$
- ugao unutrašnjeg trenja – $\varphi=23^\circ$

4 Rezultati

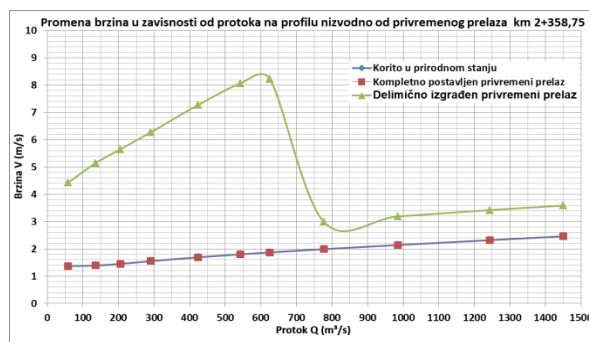
Hidrauličkim analizama i procenom veličine potencijalne erozije zapaženo je da za potpuno izgrađen prelaz nema razlike u vrednostima hidrauličkih veličina bez obzira da li je izgrađen sa kontinualnom temeljnom pločom u dnu ili sa dva prekida temeljne ploče zbog ribljih prelaza. Velika odstupanja u vrednostima hidrauličkih veličina se zapažaju na profilu neposredno nizvodno od privremenog prelaza za objekat u fazi izgrađenosti („delimično izgrađen objekat“) u periodu nailaska poplavnog talasa u odnosu na sve ostale scenarije.

4.1 Sračunate hidrauličke veličine

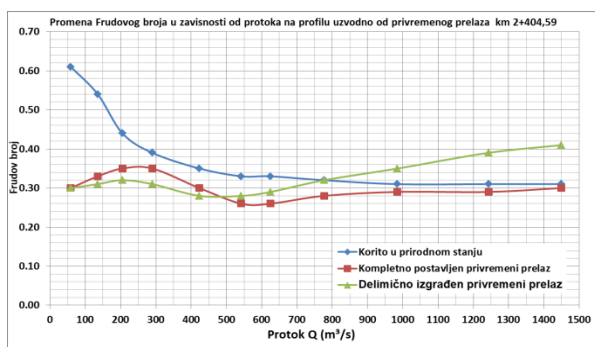
Na Slikama 7.1, 7.3 i 7.5 prikazane su sračunate hidrauličke veličine za 1D hidrauličku analizu u zavisnosti od veličine proticaja – brzine, Frudov broj i vučne sile na profilu neposredno uzvodno od privremenog prelaza, dok su na Slikama 7.2, 7.4 i 7.6 prikazane veličine za nizvodni profil, za scenarije tečenja u prirodnom stanju korita, sa kompletno postavljenim privremenim prelazom i delimično postavljenim privremenim prelazom u fazi izgradnje.



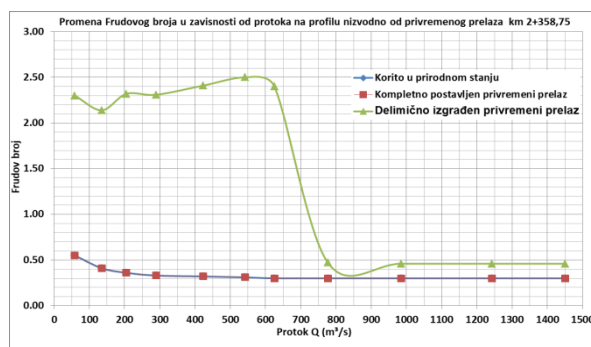
Slika 7.1 Dijagram (Q-v) - profil uzvodno od prelaza



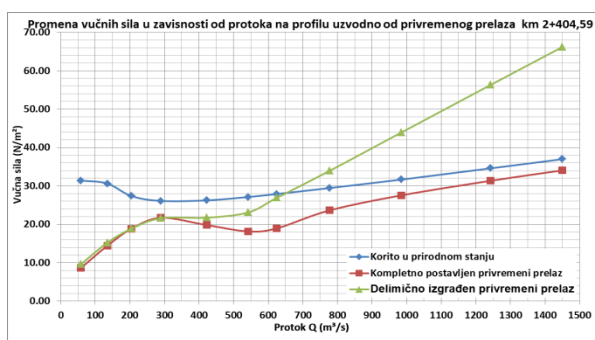
Slika 7.2 Dijagram (Q-v) - profil nizvodno od prelaza



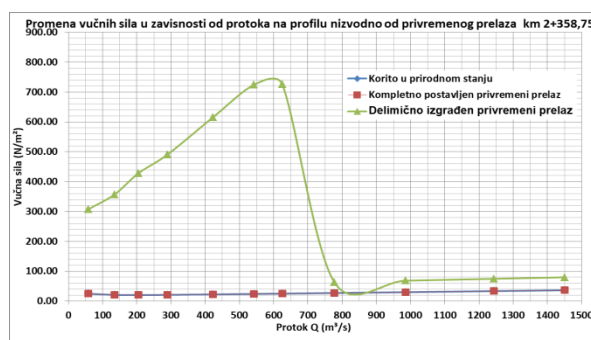
Slika 7.3 Dijagram (Q-Fr) - profil uzvodno od prelaza



Slika 7.4 Dijagram (Q-Fr) - profil nizvodno od prelaza



Slika 7.5 Dijagram (τ-Fr) - profil uzvodno od prelaza



Slika 7.6 Dijagram (τ-Fr) - profil nizvodno od prelaza

Na Slici 7.1 može se zapaziti da brzine kretanja na profilu uzvodno od prelaza nisu velike u svim scenarijima za proticaje do $600 \text{ m}^3/\text{s}$, do 2 m/s . Za scenario delimično postavljenog privremenog prelaza brzine se sa povećanjem proticaja nešto brže povećavaju nego za ostale scenarije do maksimalne vrednosti 3.3 m/s za proticaj $1500 \text{ m}^3/\text{s}$. Brzine kretanja na nizvodnom profilu (Slika 7.2) za slučaj tečenja u prirodnom koritu i sa kompletno postavljenim prelazom su veoma slične, što znači da nakon izgradnje objekta on nema prevelik uticaj na tečenje u samom toku. Očigledno suženje proticajnog profila u rečnom koritu usled postavljanja zagata sa desne obale izaziva veliko povećanje brzina na nizvodnom profilu u odnosu na slučaj potpuno izgrađenog prelaza. Srednje brzine koje se javljaju na profilu nizvodno od prelaza su veće od 4 m/s već za proticaje od $50 \text{ m}^3/\text{s}$ dok za „radni proticaj“ $290 \text{ m}^3/\text{s}$ imaju vrednost oko 6.1 m/s , dok za proticaj $600 \text{ m}^3/\text{s}$ brzine rastu do maksimalnih 8.3 m/s . Sa daljim povećanjem proticaja dolazi do potpunog potapanja delimično izgrađenog objekta i opadanja brzina do 2.6 m/s za veličinu proticaja $800 \text{ m}^3/\text{s}$, nakon čega brzine počinju lagano da rastu sa povećanjem proticaja.

Raspored polja brzina na nizvodnom profilu je jako neujednačen i voda teče najvećom brzinom kroz riblji prolaz, tako da 2D analizom sračunate brzine u njemu dosežu vrednost oko 6.5 m/s već pri „radnom proticaju“ $290 \text{ m}^3/\text{s}$, a sa povećanjem proticaja brzine tečenja u ribljem prolazu brzo rastu. Na taj način se u ribljem prolazu formira lokalni tok u izrazito burnom režimu sa velikom erozionom snagom.

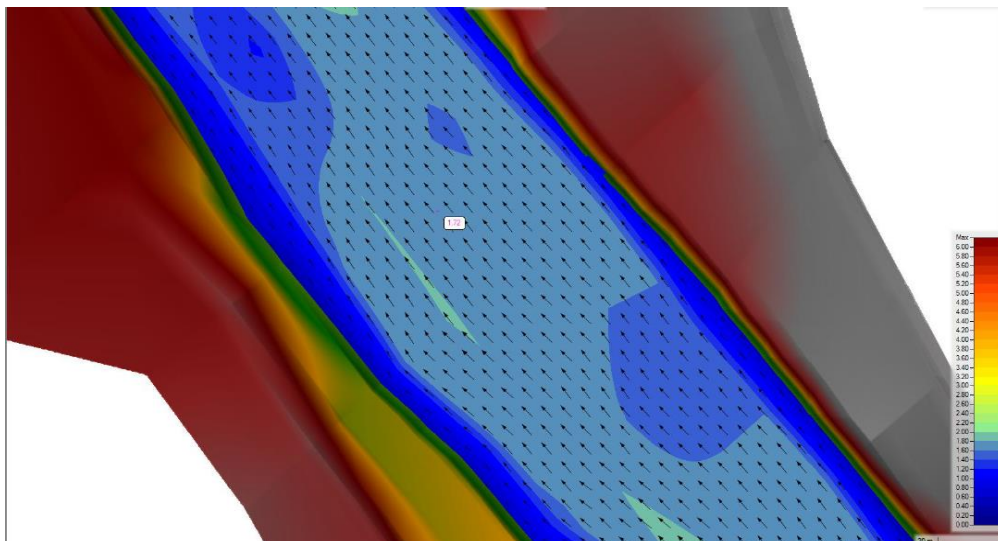
Na Slici 7.3 u zavisnosti od veličine proticaja prikazane su vrednosti Fr-broja na profilu uzvodno od privremenog prelaza. Za sve analizirane scenarije vrednost Fr-broja manja od 1 pokazuje da je tečenje u mirnom režimu, gde najveće vrednosti Fr-broja za korito u prirodnom stanju ukazuju na pojavu uspora uzvodno od privremenog prelaza i umirenje toka.

Na Slici 7.4 prikazana je promena Fr-broja na profilu nizvodno od privremenog prelaza za vrednosti srednjih profilnih brzina. Dok je za scenarije „korita u prirodnom stanju“ i „potpuno izgrađenog objekta“ tečenje u mirnom režimu ($Fr < 1$), za scenario „delimično izgrađen objekat“ tečenje je u burnom režimu ($Fr > 1$), sa najvećom vrednošću Fr-broja za proticaj $600 \text{ m}^3/\text{s}$, nakon čega

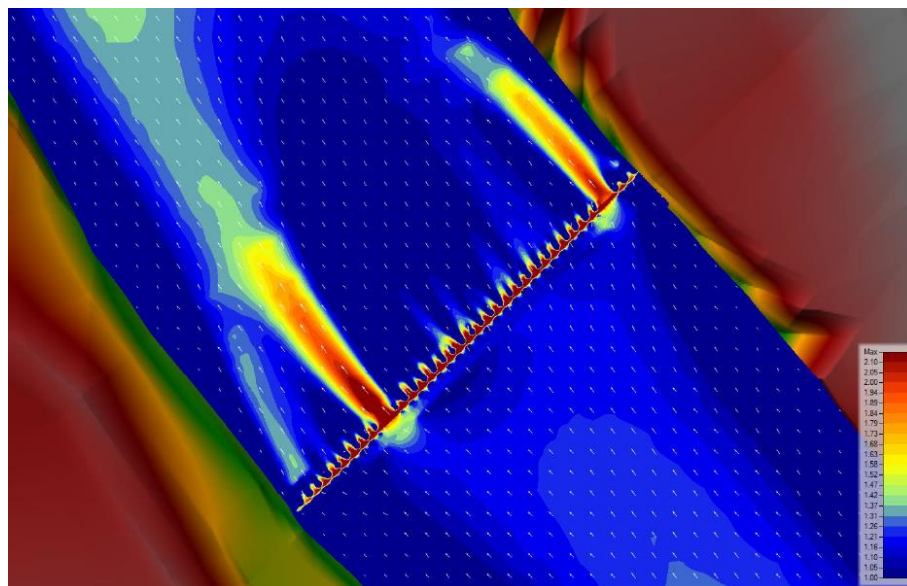
dolazi do umirenja toka i opadanja vrednosti Fr-broja. Potpunim potapanjem prelaza za vrednosti proticaja preko $700 \text{ m}^3/\text{s}$ tečenje prelazi u miran režim.

Na Slikama 7.5 i 7.6 prikazan je dijagram srednjih vučnih sila na profilima uzvodno i nizvodno od privremenog prelaza. Sa dijagrama se može zapaziti da su na nizvodnom profilu vučne sile za scenario „delimično postavljen objekat“ jako uvećane u odnosu na ostale scenarije, oko 20 puta za „radni proticaj“ $Q=290 \text{ m}^3/\text{s}$ i preko 40 puta za proticaj $600 \text{ m}^3/\text{s}$.

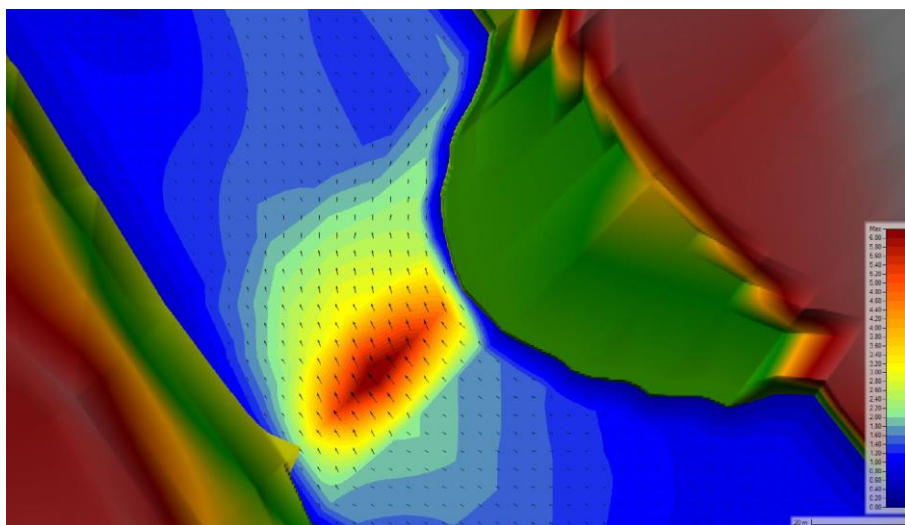
Na Slikama 8, 9, i 10 može se videti strujno polje brzina za „radni proticaj“ $Q=290 \text{ m}^3/\text{s}$ za sve analizirane scenarije.



Slika 8. Strujno polje – brzine na mestu lokacije privremenog prelaza u rečnom koritu bez izgrađenog objekta za „radni proticaj“ $Q=290 \text{ m}^3/\text{s}$, brzine vode u matici oko 1.72 m/s



Slika 9. Strujno polje – brzine na mestu lokacije sa kompletno postavljenim privremenim prelazom za $Q=290 \text{ m}^3/\text{s}$ pri kojima nema prelivanja preko objekta, prikazani vektori brzina; za manje proticaje koji ne prelivaju preko prelaza brzine su najveće u ribljim propustima, oko 2.2 m/s

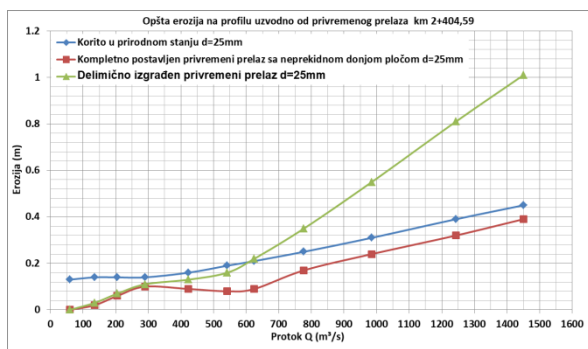


Slika 10. Strujno polje – brzine ($Q=290 \text{ m}^3/\text{s}$) na lokaciji delimično izgrađenog privremenog prelaza, prikazani vektori brzina (max oko 6.5 m/s) ukazuju na opasnost od erozije tokom izvođenja

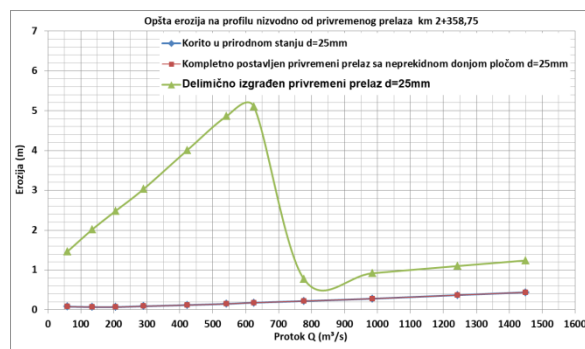
4.2 Sračunata opšta erozija

Na Slikama 11.1 i 11.3 i 11.5 dat je uporedni prikaz opšte erozije dna za sve scenarije na uzvodnom profilu privremenog prelaza za merodavne prečnike čestica nanosa sa dna ($d_{50}=25 \text{ mm}$, $d_{50}=15 \text{ mm}$, $d_{50}=6 \text{ mm}$). Za vučeni nanos svih krupnoća 25 mm procenjena veličina opšte erozije je najveća u koritu u prirodnom stanju do vrednosti proticaja $600 \text{ m}^3/\text{s}$, a zatim vrednost erozije za delimično postavljen objekat dobija veće vrednosti od drugih scenarija i kreće se u rasponu $1.0\text{-}1.6 \text{ m}$.

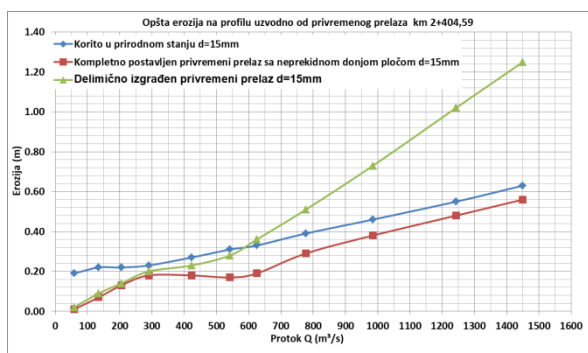
Na Slikama 11.2, 11.4 i 11.6 dat je uporedni prikaz opšte erozije dna za sve scenarije na nizvodnom profilu privremenog prelaza za merodavne prečnike čestica nanosa sa dna ($d_{50}=25 \text{ mm}$, $d_{50}=15 \text{ mm}$, $d_{50}=6 \text{ mm}$). Vrednosti procenjene veličine opšte erozije za korito sa delimično izgrađenim privremenim prelazom imaju maksimalne vrednosti od 5.10 m za nanos krupnoće 25 mm do 5.64 m za nanos krupnoće zrna 6 mm za proticaje manje od špica poplavnog talasa iz januara 2021, dok sa povećanjem proticaja i prelivanjem objekta dolazi do prelaska toka u miran režim i smanjenja brzina i eroziona moći toka, tako da opšta erozija ima vrednost 1.2 m do 2 m . Može se zapaziti veliko povećanje opasnosti od erozije na nizvodnom profilu, koja za analizirane frakcije nanosa za korito u prirodnom stanju pri proticaju $600 \text{ m}^3/\text{s}$ ima vrednosti $0.1\text{-}0.2 \text{ m}$, dok se za delimično izgrađen prelaz dobijaju jako uvećane vrednosti $5.1\text{-}5.4 \text{ m}$.



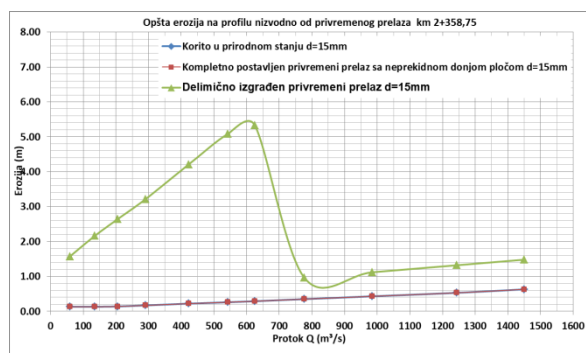
Slika 11.1 Opšta erozija na uzvodnom profilu za $d=25 \text{ mm}$



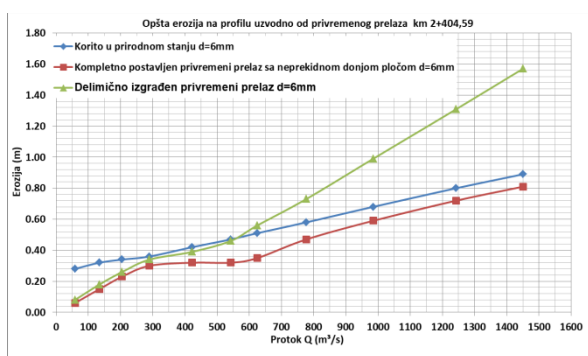
Slika 11.2 Opšta erozija na nizvodnom profilu za $d=25 \text{ mm}$



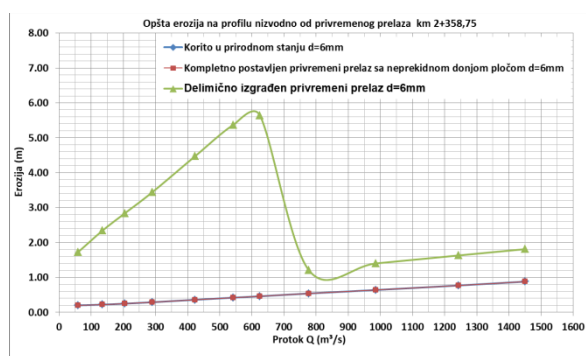
Slika 11.3 Opšta erozija na uzvodnom profilu za d=15 mm



Slika 11.4 Opšta erozija na nizvodnom profilu za d=15 mm



Slika 11.5 Opšta erozija na uzvodnom profilu za d=6 mm



Slika 11.6 Opšta erozija na nizvodnom profilu za d=6 mm

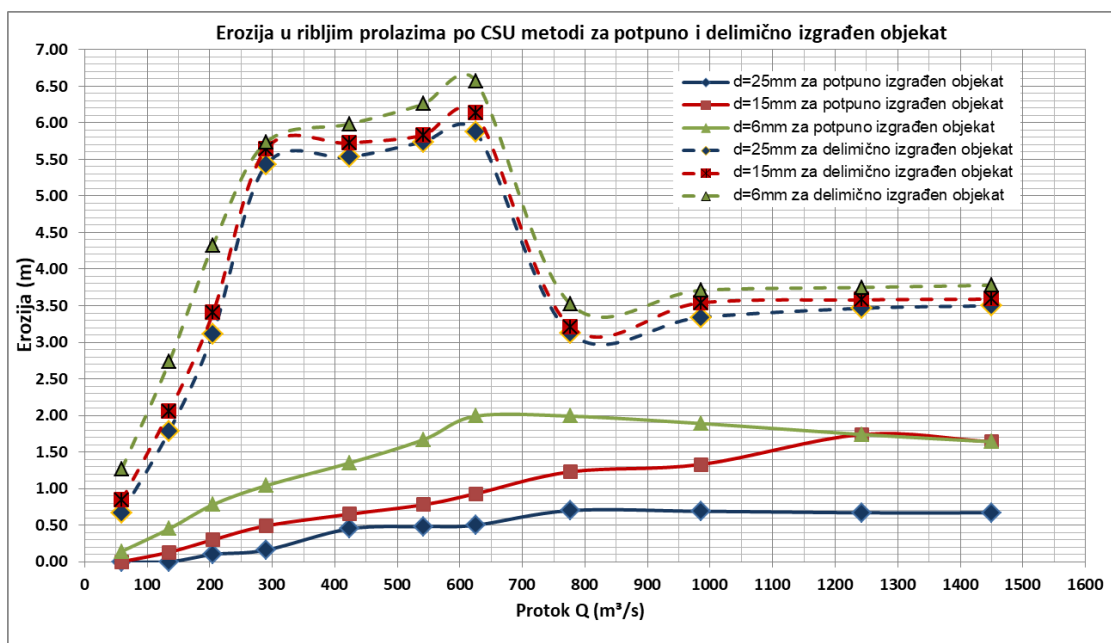
4.3 Sračunata veličina erozije u ribljim propustima

Metodom CSU koja se koristi za procenu vrednosti erozije mostovskih stubova sračunata je potencijalna erozija u ribljim propustima, tako što su ivice srednjeg dela objekta predstavljene kao mostovski stubovi. Iako je ovo malo gruba aproksimacija, upoređenjem sračunatih vrednosti erozije za delimično i potpuno izgrađen objekat za veličine vučenog nanosa 6 mm – 25 mm može se doći do vrlo slikovitog prikaza ugroženosti objekta erozijom u toku izgradnje.

Na Slici 12. prikazana je sračunata erozija u ribljim propustima za scenarije sa potpuno izgrađenim privremenim prelazom i za delimično izgrađen privremeni prelaz. Maksimalne vrednosti sračunate erozije u ribljem propustu za slučaj delimično izgrađenog objekta reda su višestruko veće nego za slučaj potpuno izgrađenog objekta i dostižu maksimalnu vrednost oko 6.80 m.

Ova erozija je moguća ukoliko se ne preduzmu nikakve zaštitne mere.

Očigledno je da je objekat najmanje izložen opasnosti od erozije u stanju potpune izgrađenosti, a da je delimično izgrađen objekat, bez preduzetih adekvatnih mera zaštite od erozije veoma ugrožen ne samo u slučaju nailaska poplavnog talasa, već i za manje proticaje. Najveća opasnost u toku gradnje se ne javlja za vrlo velike vode, već za znatno manje veličine voda, gde već za veličine proticaja od 50 m³/s veličine potencijalne erozije u ribljem propustu iznose preko 70 cm, a maksimalne vrednosti od 6.7 m vode za proticaj 600 m³/s, nakon čega usled potapanja objekta dolazi do opadanja brzina kako u celom poprečnom profilu nizvodno od prelaza, tako i kroz riblji propust, pa dolazi do opadanja erozione moći i njegove stabilizacije na oko 3.5 m.



Slika 12. Grafički prikaz erozije u ribljim prolazima po CSU metodi za potpuno i delimično izgrađen objekat

5 Zaključak

Prilikom projektovanja objekata u rečnom koritu jako je bitno proveriti uticaje koje oni trpe tokom izvođenja radova, jer delovi objekta mogu pretrpeti znatno veća opterećenja nego u fazi eksploatacije, naročito u slučaju nailaska velikih voda.

Na primeru izgradnje privremenog prelaza na reci Južnoj Moravi na stacionaži km 2+404, kada je došlo do ozbiljnog oštećenja objekta usled erozije i potonuća dela objekta prilikom nailaska poplavnog talasa januara 2021 sa špicem od 777 m³/s, prikazane su veličine uticaja koje nisu analizirane u periodu projektovanja prelaza.

Analiziran je veći broj scenarija: tečenje u koritu u prirodnom stanju, tečenje u okolini potpuno izgrađenog objekta bez prekida u temeljnoj ploči i sa prekidom i objekat u stanju izgrađenosti u momentu nailaska poplavnog talasa, kada je sa desne obale bio postavljen zagat koji je značajno smanjio proticajni profil. Rezultati hidrauličkih proračuna su pokazali da nema velikih promena veličina za prirodno korito i potpuno izgrađen objekat, ali da tokom izgradnje objekta usled pregrađivanja korita zagatom dolazi do velikog povećanja brzine nizvodno od objekta i u ribljem prolazu. Usled povećanja brzina, sve do potapanja objekta pri jako velikim proticajima, na nizvodnom profilu tečenje prelazi u buran režim, koji je naročito izražen u ribljem prolazu.

Velike brzine, koje dostižu vrednosti preko 8 m/s na mestu ribljeg prolaza jako povećavaju vučne sile i erozioni potencijal. Upravo je povećanje erozionog potencijala dovelo do ispiranja tla ispod objekta, njegovo neravnomerno sleganje, potonuće i lom dela konstrukcije.

Očigledno je da prilikom projektovanja nije ispravan princip analize samo scenarija zatečenog stanja na terenu i izgrađenog objekta, već se mora voditi računa o uticajima tokom gradnje i mogućnosti nastanka štete na objektu prilikom incidentne pojave velikih voda.

Na projektantu i investitoru je da nakon procene opasnosti od erozije i pojave šteta na objektima u svim fazama gradnje procene troškove mera obezbeđenja rečnog korita i objekta od štetnih uticaja koje mogu finansijski da podnesu i onda svesno preuzmu rizik usled nailaska poplavnog talasa ukoliko su mere potrebne za potpuno obezbeđenje objekta složene i skupe u odnosu na njegovu konačnu i upotrebnu vrednost.

Literatura

1. Dragutin Muškatirović (1991) *Regulacija reka*, 4. izdanje, Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet
2. *Generalni projekat uređenja Južne Morave* (2006), Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, Beograd
3. E. Richardson, J. R. Richardson, L. Abed, Estimating Scour at Bridges, Transportation Resresearch Method 1290, <https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1991/1290vol1/1290-057.pdf>
4. HEC-RAS River Analysis System, *Users Manual, Version 5.0*, 2016
<https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documentation/HEC-RAS%205.0%20Users%20Manual.pdf>
5. Marina Babić Mladenović (2018) *Uređenje vodotokova*, Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, Beograd
6. Olivera Potić, Dragan Radivojević (1999) *Osnovi hidrotehnike, Zbirka rešenih zadataka*, Građevinsko arhitektonski fakultet u Nišu
7. RHMZ, http://www.hidmet.gov.rs/ciril/hidrologija/izvestajne/bezprognoza.php?hm_id=47590
8. Stevan Prohaska, Vladislava Bartoš Divac, Aleksandra Ilić (2020) *Velike vode Srbije na profilima hidroloških stanica*, Institut za vodoprivredu 'Jaroslav Černi' i RHMZ Srbije, Beograd
9. *Vodoprivredna osnova Republike Srbije* (2009), Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“, Beograd

Analiza uticaja poprečne građevine u rečnom koritu na dejstvo talasa usled vetra

Nikola Rosić¹
Damjan Ivetić²
Nenad Jaćimović³

APSTRAKT: U radu se prezentuju rezultati analize uticaja građevine u rečnom koritu na režim talasa usled dejstva vetra. Za dve varijante poprečnih građevina u zoni obale Dunava kod Donjeg Milanovca, prikazani u računski postupci određivanja merodavne visine talasa i uticaja građevina na transformaciju merodavnih talasa, sve u cilju povećanja stepena zaštite postojeće obale. Takođe, izvršena je i analize uticaja građevina na propusnost korita za vodu i nanos. U predstavljenim analizama uticaja građevina na dejstvo talasa korišćeni su računski modeli STWAVE (Steady state spectral wave) i SPH (Smoothed particle hydrodynamics) dok je u analizi uticaja građevina na propusnost korita korišćen model ravanskog strujanja implementiran u programskom kodu Telemac 2D.

Ključne reči: Talasi usled vetra, Regulative građevine, SPH, STWAVE, Telemac 2D

Numerical methods for predicting water waves transformation along the section of the Danube River in the vicinity of Donji Milanovac

ABSTRACT: In this paper, numerical methods for predicting water waves transformation along the section of the Danube River in the vicinity of Donji Milanovac town are presented. The effects of two type of structures, conventional and nonconventional breakwaters, on wave height profile and sediment transport are analysed using STWAVE, DualSPHysics and Telemac 2D numerical models. STWAVE and SPH simulation results are coupled to predict wave transformation in both, horizontal and vertical planes, while Telemac 2D model is used to predict effects of the structures on suspended sediment transport based on hydraulic conditions.

Keywords: Wind-generated wave, Transversal protection structures, SPH, STWAVE, Telemac 2D

¹Dr Nikola Rosić, Građevinski fakultet Beograd, docent, nrosic@grf.bg.ac.rs

²Dr Damjan Ivetić, Građevinski fakultet Beograd, docent, divetic@grf.bg.ac.rs

³Dr Nenad Jaćimović, Građevinski fakultet Beograd, vanredni profesor, njacimovic@njacimovic.bg.ac.rs

1 Uvod

Desna obala Dunava kod Donjeg Milanovca je često izložena dinamičkom dejstvu talasa usled vetra. Može se zaključiti da je, sa stanovišta izloženosti priobalja dinamičkom dejstvu talasa, pravac pružanja obale kod Donjeg Milanovca izrazito nepovoljan (Slika 1). Naime, obala se prostire upravno na pravac učestalog dejstva vetra visokog intenziteta. Uz navedeno, ovaj pravac približno odgovara podužnom pravcu toka Dunava na delu na kojem se javljaju nadprosečne širine rečnog korita. Zato se može konstatovati da uslovi zaleta vetra na ovom delu Dunava odgovaraju slučaju razvoja talasa na akumulacijama.

U martu 2008. godine nakon epizode jakog vetra oštećena je postojeća obaloutvrda. Zato se javila potreba za rekonstrukcijom postojeće obaloutvrde ali i ideja o dodatnoj zaštiti postojeće linije obale u sklopu proširenja šetne staze koja bi bila deo novog arhitektonskog uređenja obale. Šetna staza bi se izgradila na poprečnoj građevini u koritu Dunava. Upravo se uticaj dva tipa poprečnih građevina na transformaciju talasa usled vetra analizira u ovom radu. Prvo se analizira uticaj poprečne građevine od kamenog nabačaja (napera) kojom se „zatvara“ tok ka postojećoj obali. Zato se ovaj tip građevine, iako strogo gledano to nije, naziva nepropusnom građevinom. Sa druge strane, izgradnjom šetne staze na šipovima [1], omogućila bi se protočnost korita između nove građevine i postojeće obale čime bi se omogućio svež priliv vode u priobalnom delu bez, pretpostavlja se, većeg uticaja na režim nanosa. Kod ovog tipa građevine, dodatno se predviđa izgradnja odbojnika za smanjivanje visine talasa.



Slika 1. Deonica Dunava u blizini Donjeg Milanovca

Figure 1. Section of the Danube river near the town of Donji Milanovac

Rezultati proračuna koji su prikazani dobijeni su u sklopu rada tima Građevinskog fakulteta u Beogradu na izradi Hidrauličke studije za potrebe izrade idejnog projekta zaštite zapadne obale Dunava u Donjem Milanovcu od štetnog dejstva talasa [2]. U radu su opisani postupci za izračunavanje značajne visine talasa, proračun transformacije talasnog spektra i proračun ravanskog tečenja.

Proračun značajne visine talasa obavljen je primenom postupaka koji se standardno koriste kod akumulacija. Ovi postupci daju ulazne podatke za analizu transformacije talasa koja je obavljena primenom modela STWAVE koji se (standardno) primenjuje u pomorskoj hidraulici. Ipak, s obzirom

da se radi o „spektralnom“ modelu za proračun transformacije u horizontalnoj ravni, efekti odbojnika (za drugi tip građevine) na transformaciju talasa nisu mogli direktno da se ispituju primenom STWAVE modela, pa je ovaj model korišćen u kombinaciji sa SPH modelom tečenja u vertikalnoj ravni. Tako je za drugi tip građevine transformacija talasa izračunata integracijom rezultata hidrodinamičkog modela u spektralni model. Kako bi se ispitali efekti poprečnih građevina na transportnu sposobnost toka za vodu i nanos, korišćen je Telemac 2D model ravanskog tečenja u horizontalnoj ravni.

Napominje se da su opisani računski postupci primenjeni bez kalibracije. Naime, svrha primene opisanih postupaka je da se u relativnom smislu oceni uticaj izgradnje dva različita tipa građevina u rečnom koritu.

2 Proračun značajne visine talasa

Visina talasa procenjena je na osnovu dva postupka. Prvi prikazani postupak predložio je Smith za akumulacije [3]. U ovom postupku pored brzine vetra (V_V [km/h]) i dužine zaleta (F [km]), kao ulazni podatak za proračun značajne visine talasa (H_S [m]) figuriše odnos širine i dužine akumulacije (K):

$$H_S = 0,00513 \cdot V_V^{1,06} \cdot (K \cdot F)^{0,47} \quad (1)$$

Za merodavnu brzinu vetra obično se usvaja brzina vetra 10 m iznad površine vode, trajanja 1 čas. S obzirom da su na raspolaganju bile samo najveće zabeležene vrednosti brzina vetra u toku dana, za očekivati je da se primenom ovih brzina precene visine talasa. Rezultati merenja brzine pokazuju da je pravac upravan na obalu ujedno i pravac najvećih brzina vetra na lokacijama meteoroloških stanicama koje su najbliže Donjem Milanovcu. Kao merodavna, usvojena je najveća dnevna brzina zabeležena na stanici kod Velikog Gradišta, $V_V = 27,2$ m/s. Dužina zaleta od 9,5 km, usvojena je kao, u manjoj meri, izlomljena linija ([4]) duž pravca prostiranja toka Dunava kod Donjeg Milanovca. Kada se uzme u obzir i širina korita na deonici zaleta korekcionni faktor iznosi 0,34 pa je značajna visina talasa jednaka 1,15 m. Korišćenjem drugog obrasca istog autora, za talasnu dužinu se dobija:

$$\lambda = 0,187 \cdot V_V^{0,88} \cdot (K \cdot F)^{0,56} = 20,4 \text{ m} \quad (2)$$

Drugi postupak predstavlja metodu Donelan-JONSWAP. Prema ovom postupku značajna visina talasa računa se preko sledećeg izraza:

$$H_S = \frac{0,00178 \cdot V_V \cdot \sqrt{F}}{\sqrt{g}} = 1,5 \text{ m} \quad (3)$$

Korišćenjem iste metode može se izračunati i srednja perioda talasa:

$$T = 0,0584 \cdot F^{0,3} \cdot U^{0,4} = 3,4 \text{ s} \quad (4)$$

3 Proračun transformacije talasa

3.1 Opis računskog modela STWAVE

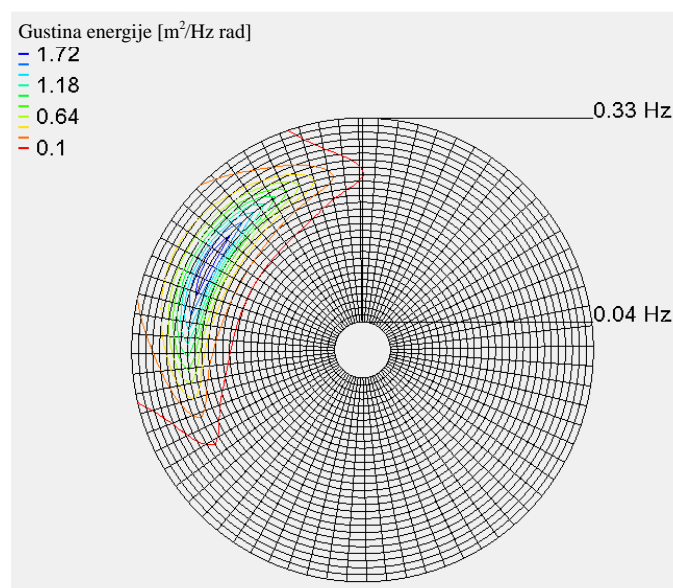
Primenom tzv. spektralnih modela za transformaciju talasa može se proceniti promena raspodele energije talasa duž oblasti propagacije talasa. U ovom radu se predstavljaju rezultati primene STWAVE modela (detaljniji opis modela se može naći u [5]). Primenom ovog modela rešava se jednačina održanja dejstva talasa koja se svodi na sledeću diferencijalnu jednačinu:

$$(C_g)_i \frac{\partial}{\partial x_i} \frac{C C_g \cos \alpha E(\omega, \alpha)}{\omega} = \sum \frac{S}{\omega} \quad (4)$$

gde su: ω – ugaona frekvencija komponente talasnog spektra, C – brzina prostiranja talasa frekvencije ω , C_g – grupna brzina komponente spektra, α – ugao koji definiše pravac prostiranja komponente spektra, E – gustina energije komponente spektra [m^2/Hz], S – „izvor“ / „ponor“ energije, x_i – oznaka za dva koordinatna (ortogonalna) pravca.

Funkcija $E(\omega, \alpha)$, predstavlja raspodelu gustine energije po frekvencijama i pravcima, definiše se dvodimenzionalni talasni spektar koji se još (zbog toga što je u funkciji spektra druga nezavisna promenljiva pravac) naziva direkcioni talasni spektar. Prema tome, jedna komponenta spektra definisana je energijom za jednu frekvenciju i jedan pravac i u numeričkom postupku se odnosi na intervale frekvencije odnosno ugla koji definiše pravac prostiranja komponente spektra.

Na slici je prikazan talasni spektar na uzvodnoj granici računskog domena u proračunima transformacije talasa duž zaleta kod Donjeg Milanovca. Funkcija gustine energije (spektar) prikazana je u polarnom koordinatnom sistemu na Slika 2. Prikazani krug podeljen je na četvorougone elemente koji definišu „dimenziju“ jedne komponente spektra (diskretizaciju talasnog spektra). U primerima koji se predstavljaju, korišćena je funkcija takozvanog JONSWAP ravanskog spektra ([5]) koja se definiše preko značajne visine i srednje amplitude. Ovaj spektar dobijen istraživanjem u priobalju Severnog mora, često se koristi za druge priobalne vode (npr. akumulacije kada ne postoje podaci o merenjima).



Slika 2. Zadati talasni spektar ($H_S=1,5$ m i $T_m=3,4$ s).

Figure 2. Analyzed wave spectrum ($H_S = 1,5$ m and $T_m = 3,4$ s)

Kao izvorni član, u studiji se koristi ukupni energetska fluks koji predstavlja doprinos vetra:

$$F_v = \frac{S_v}{\Delta x^2} = 0,85 \cdot \lambda \cdot \frac{\rho_a}{\rho_w} C_m \frac{u_*^2}{g} \Delta t \quad (5)$$

gde je S_v – izvorni član sa doprinosom vetra u diferencijalnoj jednačini transformacije spektra, Δx^2 – površina četvorougona elementa ekvidistantne računске mreže („grida“), λ – procentualni udeo razmene količine kretanja između vazduha i talasa u ukupnoj razmeni između vazduha i vode (standardno se uzima vrednost 0,75), ρ_a – gustina vazduha, ρ_w – gustina vode, C_m – srednja brzina prostiranja talasa (brzina osrednjena po celom spektru).

Smičuća brzina se računa preko brzine vetra:

$$u_* = V_V \cdot \sqrt{0,0012 + 0,000025 \cdot V_V} \quad (6)$$

Ekvivalentno vreme putovanja talasa između računskih elemenata (Δt) računa na sledeći način:

$$\Delta t = \frac{\Delta x}{0,9 \cdot \bar{C}_g \cos(\alpha_m)}, \quad (7)$$

gde su \bar{C}_g – srednja grupna brzina talasa (brzina osrednjena po celom spektru) i α_m – po spektru osrednjen pravac prostiranja talasa.

Ukupni energetski fluks, odnosno doprinos člana S_v se raspodeljuje po komponentama spektra.

Pored izvornog člana, sa desne strane diferencijalne jednačine transformacije spektra, kao „ponor“ energije koristi se član sa gubitkom energije usled trenja od dno korita (računa se preko Maningovog koeficijenta) kao i član koji uzima u obzir energetske gubitke usled uticaja deformisanja površine talasa i turbulencije.

Rešavanjem osnovne jednačine modela, u svakoj računskoj tački, dobija se transformisan dvodimenzionalni talasni spektar. Visina talasa se može izračunati nakon proračuna transformacije talasnog spektra vodeći računa da je energija po jediničnoj površini (podeljena sa gustinom vode i gravitacionim ubrzanjem) svake komponente spektra jednaka:

$$E_j \cdot \Delta\omega_j \cdot \Delta\alpha_j = \frac{A_j^2}{2}, \quad (8)$$

gde je (A) amplituda talasa (polovina visine talasa) a (j) oznaka jedne komponente talasnog spektra. Integracijom gustine energije po frekvencijama dobija se ukupna jedinična energija spektra preko koje se računa značajna visina talasa:

$$H_S = 4 \cdot \sqrt{\iint E(\omega, \alpha) d\omega d\alpha} \quad (9)$$

Ova definicija značajne visine talasa je sve više zastupljena u poslednje vreme. Treba voditi računa da se ovako dobijena visina talasa može razlikovati od značajne visine talasa koja se definiše, na tradicionalan način, kao visina koja u spektru ima zastupljenost 87%. Praksa pokazuje, da za funkcije spektra u upotrebi, razlike u visinama talasa dobijenim korišćenjem dve različite definicije nisu značajne.

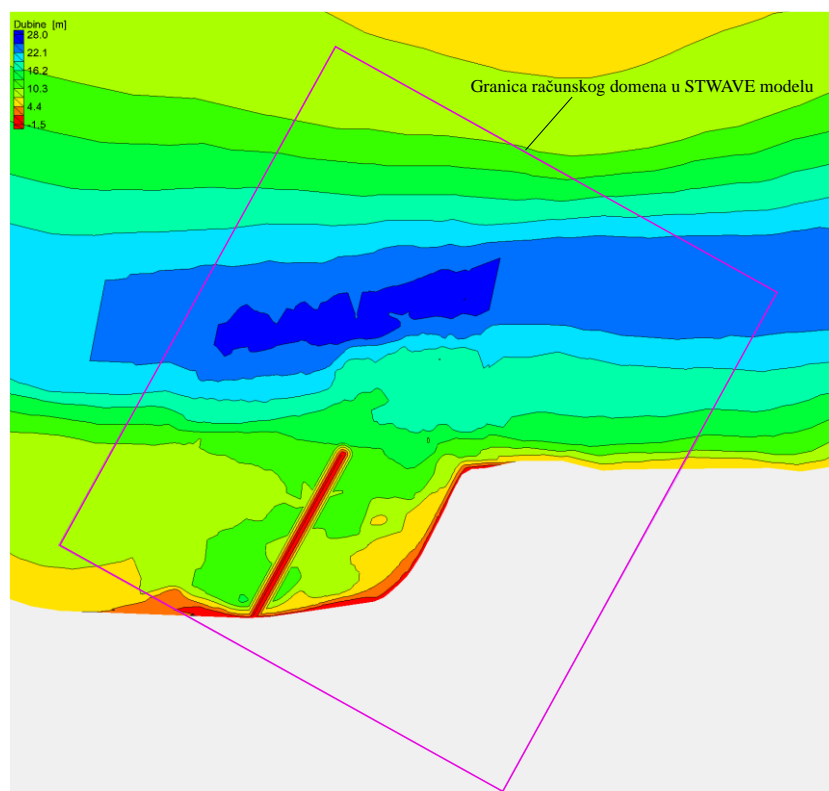
Mreža računskih tačaka je pravougaona i ekvidistantna. Od drugih ulaznih podataka, pored zadatih dubina vode (nivo odgovara koti nivoa merodavne velike vode 70,00 mnJm), zadaje se Maningov koeficijent rapavosti. U analizi čiji se rezultati prikazuju razmatrana je “propagacija” talasa u mirnoj vodi.

3.2 Transformacija talasa za slučaj građevine od kamenog nabačaja

Prvo se analizira transformacija talasa za slučaj građevine od kamenog nabačaja. Smatra se da je kruna građevine dovoljno iznad kote penjanja talasa pri nivou merodavne velike vode i da je građevina dovoljno nepropusna tako da talasi ne mogu „proći“ kroz građevinu. Međutim, treba voditi računa da se talasi iz pravca osovine toka mogu propagirati ka obali odnosno da se u modelu predvidi prelamanje talasa u zoni glave građevine.

Računski domen za simulaciju propagacije talasa u priobalnom delu prikazan je na Slika 3. Preostale tri granice su u modelu predstavljene kao “zatvorene” granice. Rastojanje između računskih tačaka po obe ortogonalne ose je 5 m. Spektar na uzvodnoj granici je zadat preko značajne visine od 1,5 m i srednje periode 3,4 s.

Rezultat simulacije propagacije talasa merodavne značajne visine prikazani je na Slika 4. Slika pokazuje da se iz pravca glavnog toka Dunava značajne visine talasa propagiraju relativno duboko u oblast između građevine i obale.



Slika 3. Računska oblast za proračun talasa u priobalnom delu.

Figure 3. Computational domain for wave propagation calculation in the near-shore region.

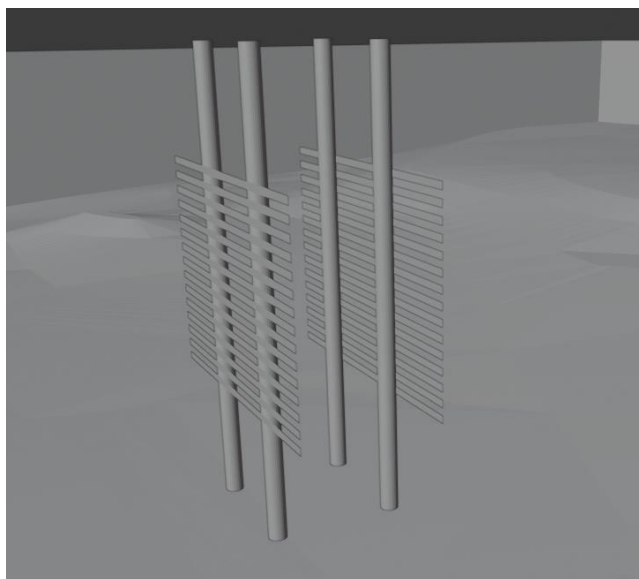


Slika 4. Raspored visina talasa dobijen na osnovu simulacije propagacije talasa uz interakciju talasa sa naperom

Figure 4. Wave height distribution derived with the wave propagation simulation for the variant with conventional (groyne) structure

3.3 Transformacija talasa za slučaj građevine sa odbojnicima

Uticao građevine sa odbojnicima oslonjenim na šipove (Slika 5) na transformaciju talasa u vertikalnoj ravni analiziran je pomoću SPH modela tečenja implementiranog u programskom kodu DualSPHysics. Rezultati transformacije u vertikalnoj ravni korišćeni su da se u računskom modelu transformacije talasa u horizontalnoj ravni (STWAVE) kreira potopljena građevina koja u simulacijama ima isti efekat na umanjenje visine talasa kao što je to slučaj za građevinom sa odbojnicima u SPH modelu (model u vertikalnoj ravni).



Slika 5. Model jednog polja odbojnika oslonjenih na šipove (šetna staza na šipovima nije prikazana)

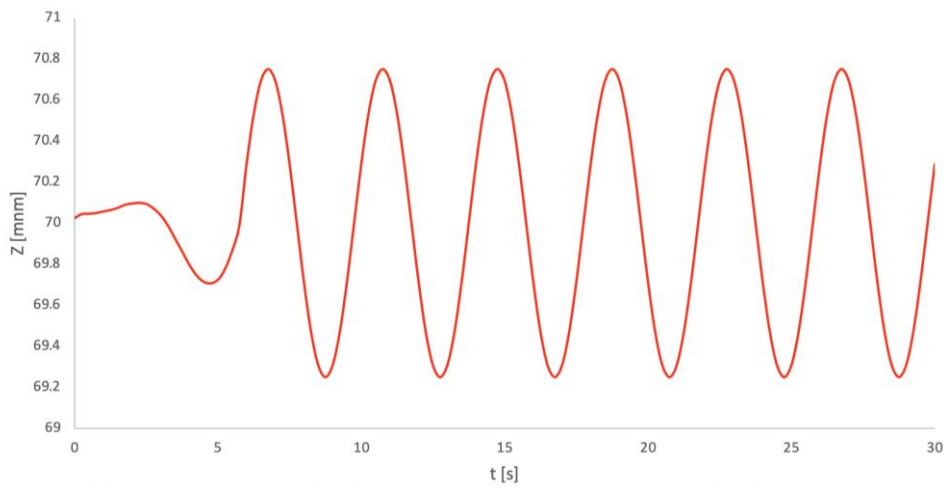
Figure 5. A model of one section of strips mounted on the piers (pedestrian path on top of the piers is not shown)

U SPH modelu računске tačke se tokom simulacije tečenja pomeraju tako da prate fluidne deliće (delić fluida fiksne mase). Metoda je posebno pogodna u slučajevima kada se naglo deformiše slobodna površina fluida kao što je to slučaj za vreme interakcije talasa sa čvrstom granicom. S obzirom da je metod detaljnije opisan u drugom radu [6] ovde se samo prikazuju rezultati primene SPH metode.

U ovom radu se prikazuju rezultati transformacije talasa za varijantu građevine sa visinom odbojnika i rastojanjem između odbojnika jednakim 25 cm. Uzvodno od odbojnika zadaje se talas visine 1,5 m i perioda oscilovanja 4 s tako što se vodeni stub koji se sastoji iz čestica, koje na početku proračuna miruju, „pobuđuje“ pokretnim klipom (pokretna čvrsta granica na uzvodnom kraju računskog domena) koji osciluje u toku simulacije. Simulacija traje 30 sekundi (uz zagrevanje modela od 6 sekundi) kako bi se analiziralo nekoliko odbijanja talasa o konstrukciju odbojnika i na taj način uzela u obzir moguća superpozicija talasa uzvodno od građevine na šipovima. Nizvodnu granicu predstavlja blaga kosina koja ima ulogu da umiri talase kako se sa nizvodne granice ne bi odbijali (vraćali u računski domen) i samim tim uticali na transformaciju talasa na samoj konstrukciji odbojnika.

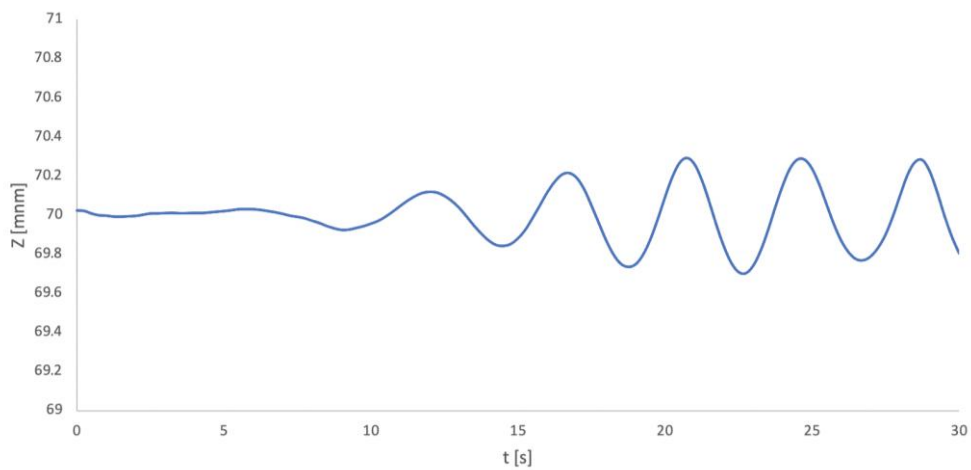
Ulazni nivogram i izračunati izlazni nivogram (na lokaciji 10 m nizvodno od građevine na šipovima), prikazani su redom na Slika 6 i Slika 7. Sa dijagrama se može zaključiti da smanjenje visine talasa je oko 60% (dobija se najveća visina talasa od oko 65 cm).

Na Slika 8 prikazane su čestice fluida (oboljene na osnovu brzina) pre odnosno tokom jednog udara talasa.



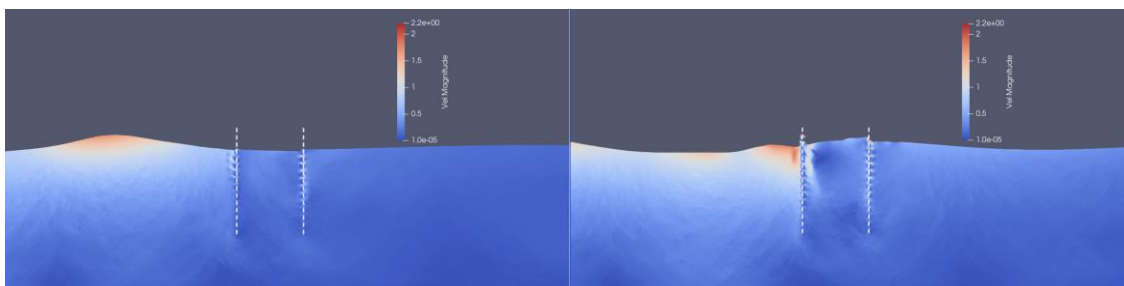
Slika 6. Ulazni nivogram u SPH simulacijama

Figure 6. Input water level series in the SPH simulations



Slika 7. Izlazni nivogram za varijantu sa odbojnicima visine 25 cm

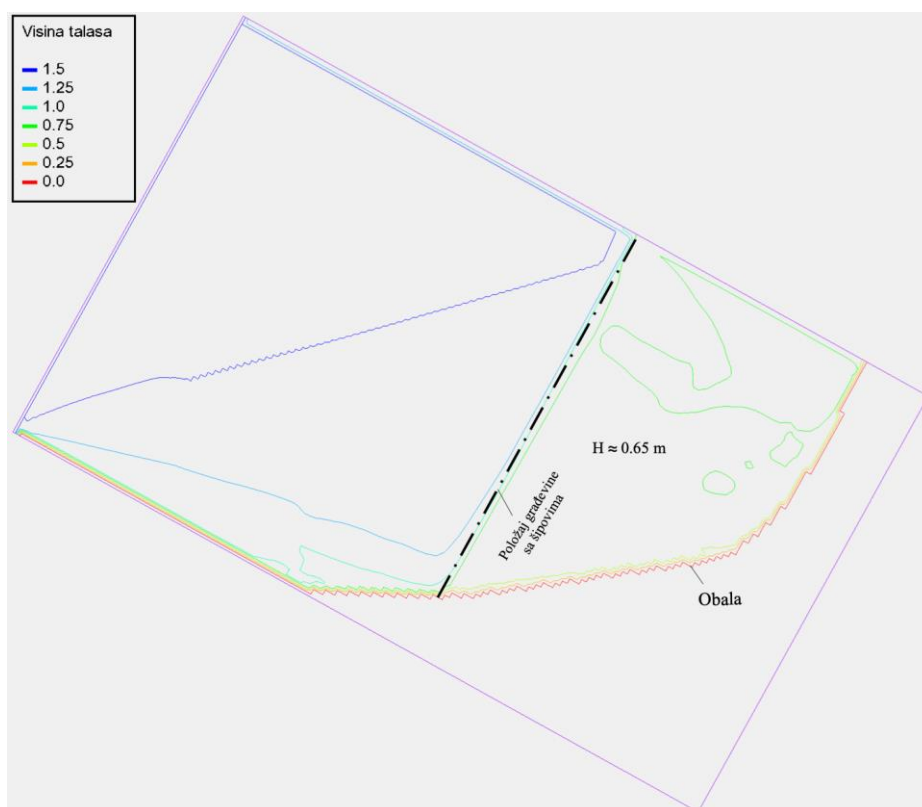
Figure 7. Output water level series for the strip height of 25 cm



Slika 8. Prikaz fluidnih delića u zoni odbojnika 13 (levo) odnosno 19 (desno) sekundi nakon početka simulacije

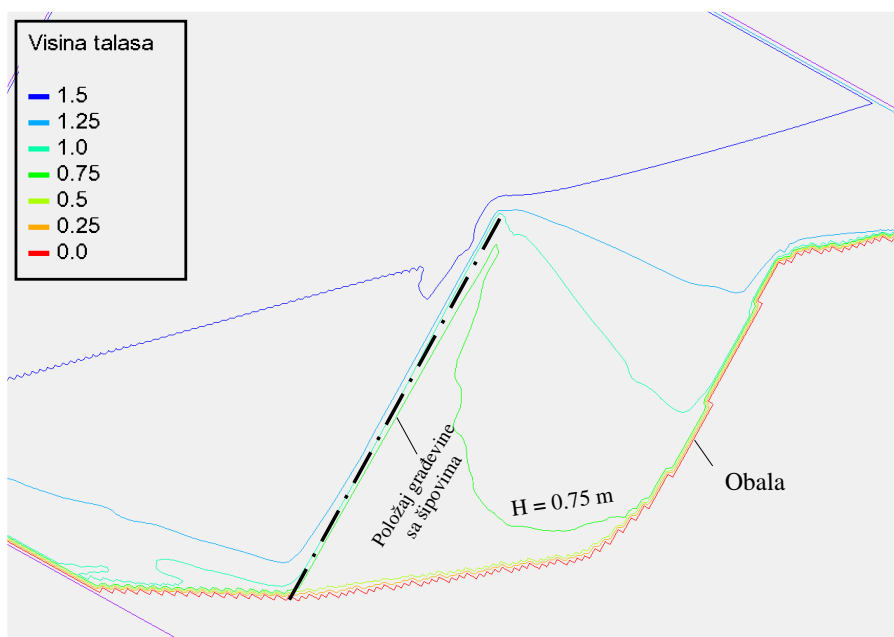
Figure 8. Fluid particle representations in the strips zone 13 and 19 seconds into the simulation

S obzirom da je u STWAVE modelu transformacije talasa za „nepropusnu“ građevinu pokazano da na visinu talasa u zoni obale od interesa značajno utiču talasi koji sa boka, iz pravca osovine toka Dunava, „ulaze“ u oblast nizvodno od poprečne građevine, problem se do kraja ne može razmatrati samo u vertikalnoj ravni. Zato je za slučaj građevine sa odbojnicima formiran novi STWAVE model kako bi procenile visine talasa na osnovu interakcije talasa transformisanih kroz konstrukciju odbojnika i „netransformisanih“ talasa koji se ka obali kreću iz pravca osovine toka. Granični uslovi su isti kao i za slučaj transformacije talasa za građevinu od kamenog nabačaja sa tim da su, u proračunu u kojem se određuje „ekvivalentna“ potopljena građevina, granice računskog domena promenjene kako bi se dobio ravanski slučaj transformacije. Naime, interakcija dva talasna fronta je modelirana tako što je prethodno formiran model potopljene poprečne građevine koja je u pogledu stepena transformacije talasa ekvivalent konstrukciji odbojnika. Kako bi se izolovao uticaj talasa sa boka, formiran je model sa čvrstom granicom (zidom ili obalom) na ulazu u priobalnu oblast iza napera (Slika 9). Kada je određena kota krune potopljenog napera, tj. kada je definisana ekvivalentna građevina, formiran je kompletan model sa interakcijom dva talasna fronta. Rezultat proračuna visine talasa za ovaj slučaj prikazan je na Slika 10. Kao što se vidi izračunate visine (iako očekivano veće od visina u varijanti građevine od kamenog nabačaja) nisu drastično različite od visina izračunatih u SPH simulacijama (kada se problem tretira kao ravanski).



Slika 9. Izračunate visine talasa kada se polje iza građevine izoluje od glavnog toka

Figure 9. Calculated wave heights when the zone behind the structure is isolated from the main flow



Slika 10. Rezultat proračuna visine talasa za varijantu 2 (korišćenjem „ekvivalentnog“ napera)

Figure 10. Wave height computation results for variant 2 („equivalent“ groynes structure is used)

4 Proračun transportne sposobnosti za vodu i nanos

4.1 Opis ravanskog modela tečenja

U okviru ovog poglavlja analizirana je ravanska (2D) strujna slika za deonicu Dunava u okolini Donjeg Milanovca, pri protoku srednje vode (Q_{sr}) za postojeće stanje, kao i stanje sa dve projektovane varijante poprečnih građevina. Cilj analize je definisati efekte projektovanih varijantnih rešenja za zaštitu obaloutvrde na strujnu sliku u okolini Donjeg Milanovca na transportnu sposobnost za vodu i nanos.

Proračun ravanskog tečenja obavljen je primenom softverskog paketa TELEMAC2D. Rešava se sistem diferencijalnih jednačina koje redom čine jednačina kontinuiteta i dinamičke jednačine za dva ortogonalna pravca:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \mathbf{u} \cdot \nabla(h) + h\nabla(\mathbf{u}) = S_h \quad (10)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + \mathbf{u} \cdot \nabla(u) &= -g \frac{\partial Z}{\partial x} + S_x + \frac{1}{h} \nabla(hv_t \nabla u) \\ \frac{\partial v}{\partial t} + \mathbf{u} \cdot \nabla(v) &= -g \frac{\partial Z}{\partial y} + S_y + \frac{1}{h} \nabla(hv_t \nabla v) \end{aligned} \quad (11)$$

gde su h - dubina vode, \mathbf{u} – vektor brzine, u, v – komponente vektora brzine u x i y pravcu, S_h - izvorni (ili „ponorni“) član mase (zapremine) fluida, Z – kota slobodne površine vode, S_x – Izvorni („ponorni“) član količine kretanja u x pravcu, S_y - Izvorni („ponorni“) član količine kretanja u y pravcu, v_t – kinematički koeficijent viskoznosti.

4.2 Kriterijumi za analizu uslova istaložavanja nanosa

Kako bi se procenili uticaji varijantnih rešenja na promenu uslova istaložavanja lebdećeg nanosa, usvojen je kriterijum kojim se opisuje da li zrno određenog prečnika d može da potone i da se istaloži. Prema korišćenom kriterijumu Bagnolda [7], ukoliko je brzina tonjenja W , sračunata za zrno prečnika d , veća od smičuće brzine u^* , to zrno i sva krupnija zrna će se istaložiti na analiziranoj lokaciji. U rezultatima je ovaj uslov grafički prikazan koristeći veličinu najvećeg prečnika zrna d_{max} koje se neće istaložiti. Raspored smičuće brzine u računskom domenu se dobija na osnovu izračunatih lokalnih vrednosti dubine i brzine:

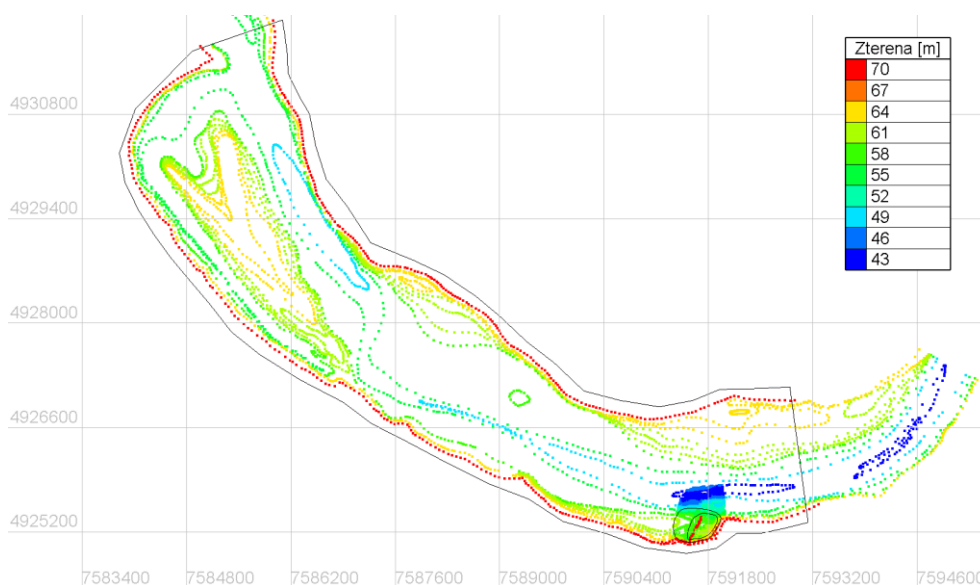
$$u^* = \sqrt{\frac{g \cdot n^2 \cdot V^2}{h^{1/3}}} \quad (12)$$

Za procenu brzine tonjenja W , korišćen je opšti obrazac []:

$$W = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{g \cdot \Delta \cdot d^2}{18\nu} & : d = 0,001 \div 0,1 \text{ mm} \\ \frac{10\nu}{d} \left[\left(1 + \frac{0,01 \cdot g \cdot \Delta \cdot d^3}{\nu^2} \right)^{0,5} - 1 \right] & : d = 0,1 \div 1 \text{ mm} \\ 1,1(g \cdot \Delta \cdot d)^{0,5} & : d > 1 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (13)$$

gde je $\Delta = 1.65$.

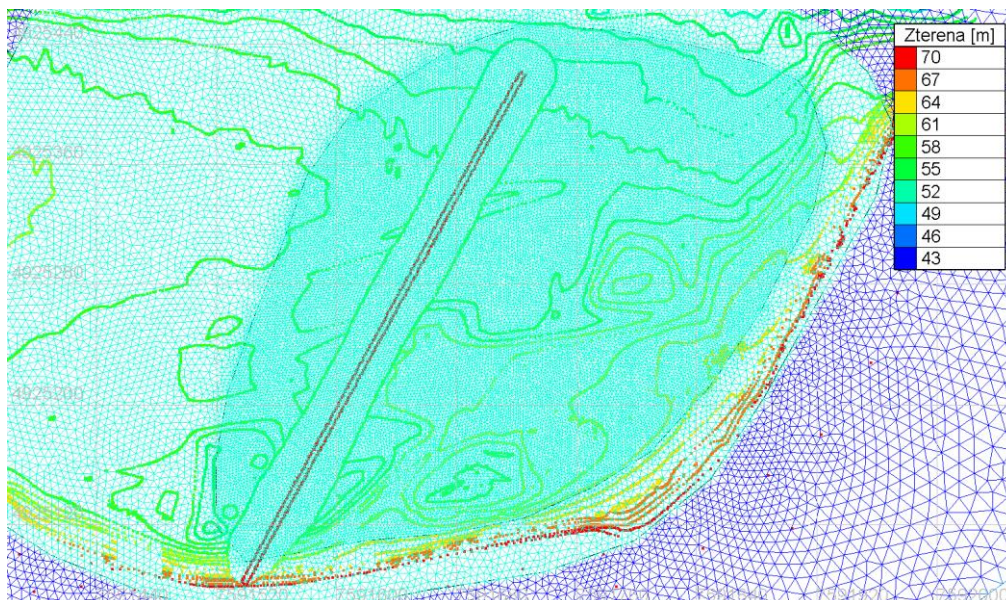
Granica računskog modela za sve varijante proračuna (postojećeg i projektovanog stanja) prikazana je na Slika 11. Računska oblast se diskretizuje preko trougaonih elemenata (konačnih elemenata). Dužina razmatrane deonice iznosi približno 10 km. Korišćene su dužine stranice trouglova od 2 m ("gušći" deo mreže u zoni građevina) do 15 m. Neophodno je napomenuti da je u hidrauličkim analizama varijantnog rešenja sa protočnom građevinom, korišćena fiktivna geometrija. Naime umesto velikog broja šipova i horizontalnih „prečki“, definisani su zamenski vertikalni stubovi većeg prečnika. Prečnik fiktivnih stubova je definisan iz uslova da je površina svetlog otvora 20% manja od realne površine svetlog otvora.



Slika 11. Prikaz celog računskog domena (crna linija) zajedno sa batimetrijom (u boji) korišćenog za analizu transportne sposobnosti za vodu i nanos

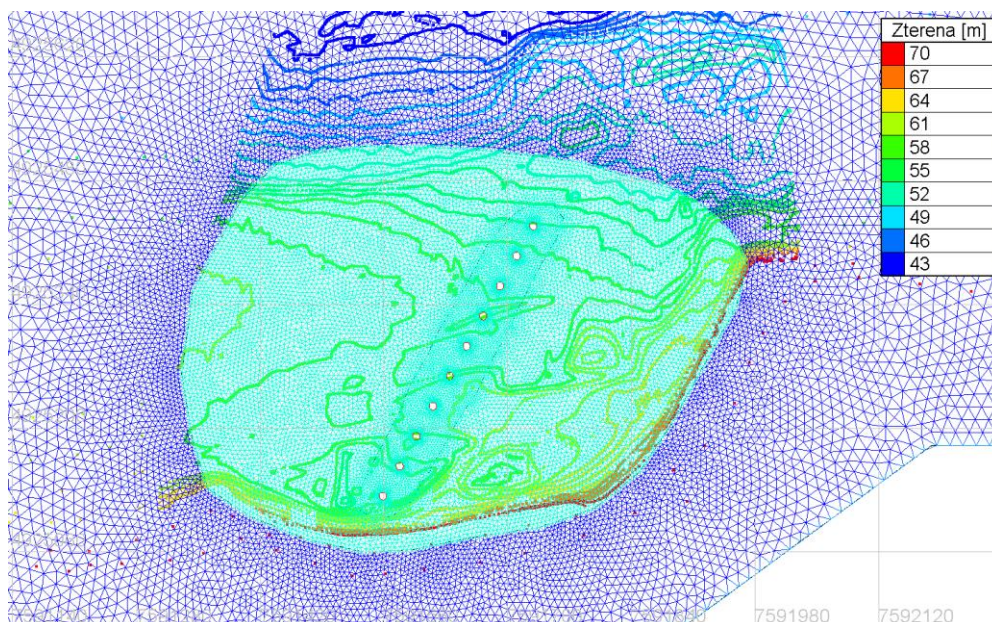
Figure 10. Complete computational domain (black line) with bathymetry data (in colour) used for the water and sediment transport capacity analysis

Deo računске mreže za oblast poprečnih građevina i obale Dunava kod Donjeg Milanovca, prikazan je za slučajeve građevine sa kamenim nabačajem i građevine sa odbojnicima, redom na Slika 12 i Slika 13.



Slika 12. Prikaz diskretizovanog detaljnog poddomena u okviru celog računskog domena, korišćenog za analizu rešenja sa naperom

Figure 12. Detailed discretized computational domain within the whole computational domain, used for the groyne structure analysis



Slika 13. Prikaz diskretizovanog detaljnog poddomena u okviru celog računskog domena, korišćenog za analizu varijantnog rešenja sa protočnom građevinom

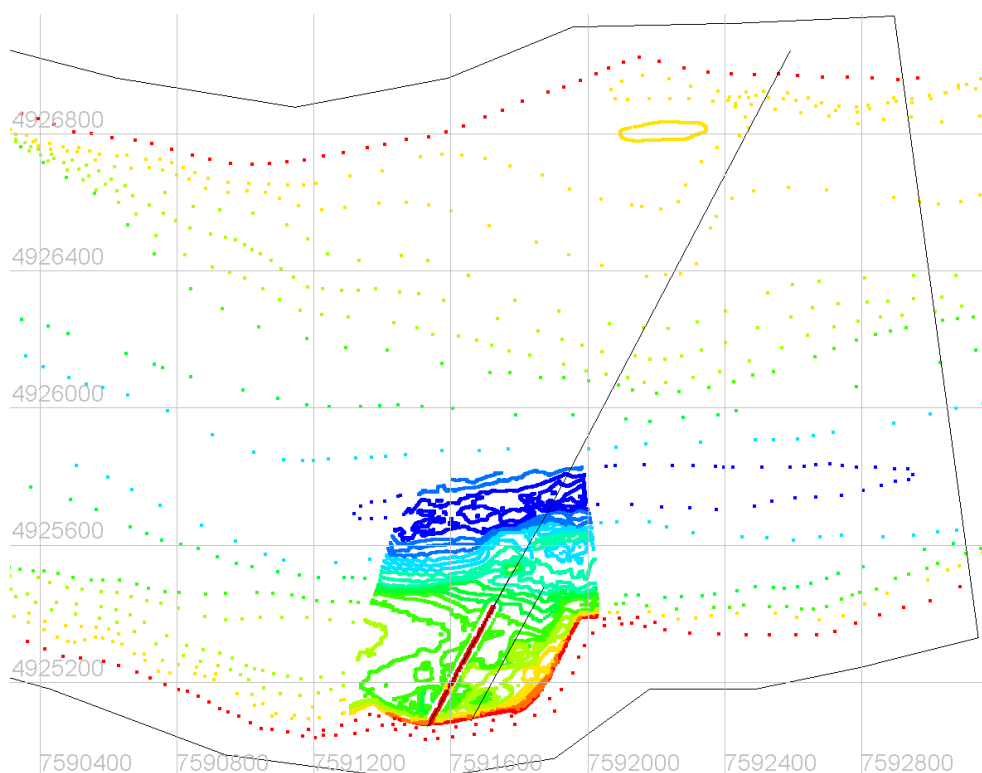
Figure 13. Detailed discretized computational domain within the whole computational domain, used for the nonconventional structure analysis

Pored čvrste konture, kao „nepropusnog“ graničnog uslova, u proračunu su korišćena dva „otvorena“ granična uslova, po jedan za uzvodnu i nizvodnu granicu. Kao uzvodni granični uslov zadat je protok Q_{sr} , dok je na nizvodnom graničnom uslovu zadata odgovarajuća kota nivoa $Z_{rač, sr} = 69,178$ mnJm (dobijena u posebnoj analizi [8] vodeći računa o režimima rada HE Đerdap).

4.3 Rezultati primene ravanskog modela tečenja

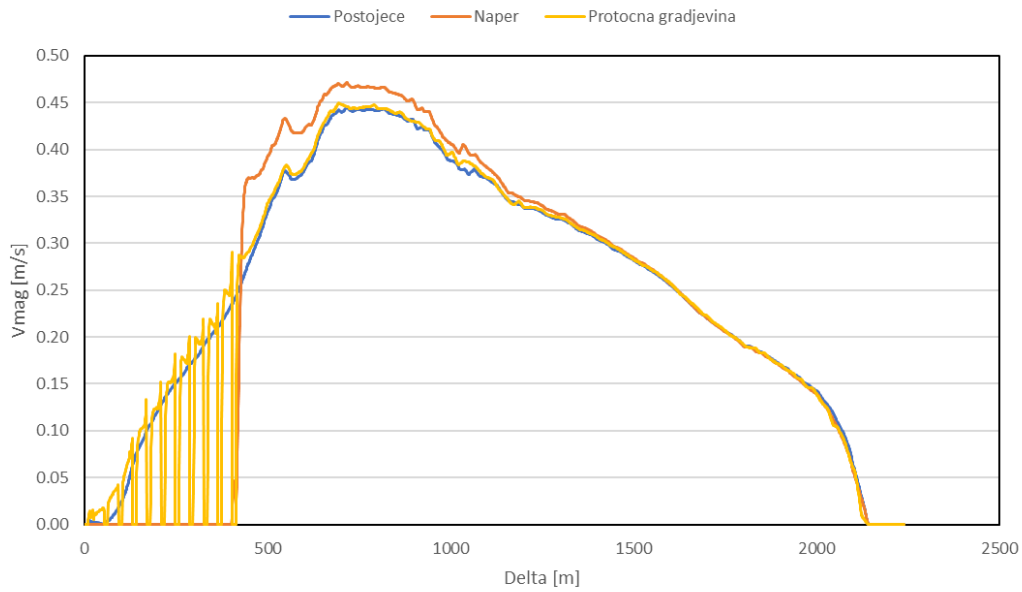
Uticaj projektovanih rešenja poprečnih građevina na transportnu sposobnost za vodu i nanos redom se ocenjuje na osnovu poređenja proračunom dobijenog rasporeda brzina i poređenjem procenjenih najvećih prečnika zrna koja se neće taložiti između varijanti proračuna za postojeće stanje i projektovana stanja.

Na Slika 14 prikazani su profili za koje se na Slika 15 i Slika 16 poredi izračunate brzine za postojeće stanje i dva projektovana stanja. Sa dijagrama promene po dubini osrednjenih brzina, prema očekivanju, jasno se zaključuje da je uticaj protočne građevine značajno manji od uticaja koji na raspored brzina ima građevina od kamenog nabačaja. Upravo se „posledice“ uticaja projektovanih rešenja na raspored brzina mogu kvantifikovati na osnovu gde su prikazani najveći prečnici zrna lebdećeg nanosa koja se neće istaložiti za postojeće stanje i dve varijante projektovanih stanja (dva tipa građevina). Naime, na dijagramima se može uočiti da se u polju između građevine od kamenog nabačaja i obale stvaraju uslovi za istaložavanje zrna prečnika manjih od 0.01 mm. Varijantno rešenje sa protočnom građevinom daje rezultate slične postojećem stanju u kontekstu uslova za istaložavanje nanosa, pa se može smatrati povoljnijim sa aspekta uticaja na transportnu sposobnost za lebdeći nanos.

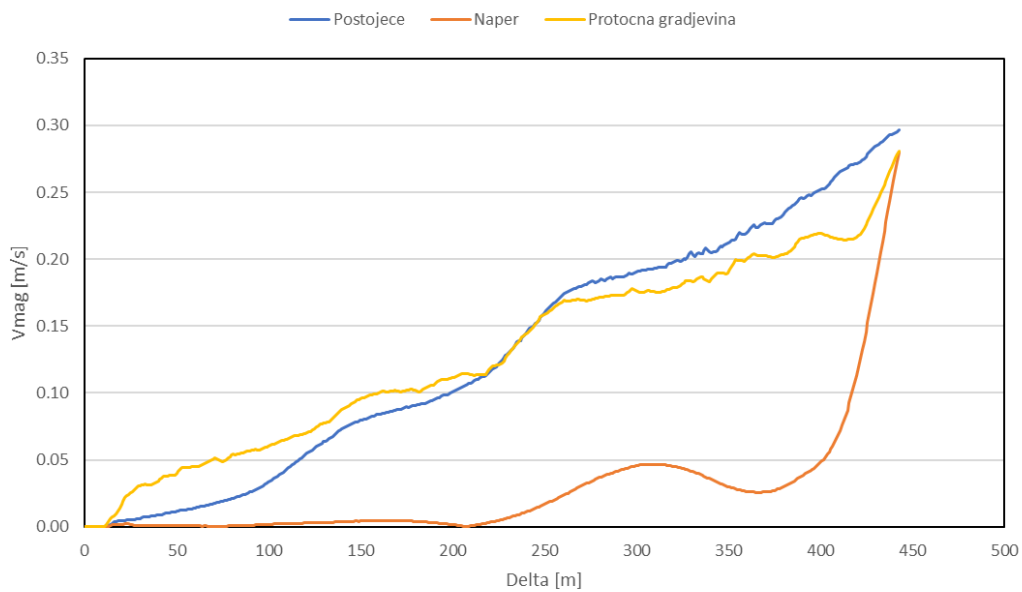


Slika 14. Prikaz karakterističnog celog (CP1) i delimičnog profila (crne linije) (DP2) sa batimetrijom dna (u boji) i granicom računskog domena

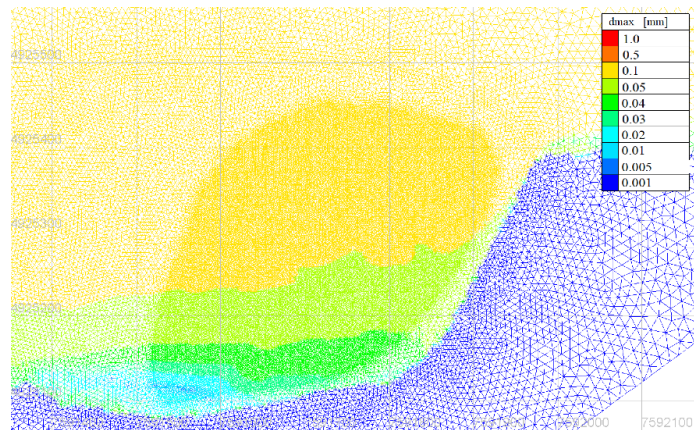
Figure 14. Display of the characteristic integral (CP1) i partial profile (black lines) (DP2) with bathymetry data (in colour) and computational domain boundary



Slika 15. Raspored magnitude vektora brzina duž profila CP1, pri protoku Qsr, za sva varijantna rešenja
 Figure 15. Velocity vector magnitude distribution along CP1 profile, for flow rate Qsr, for all variants

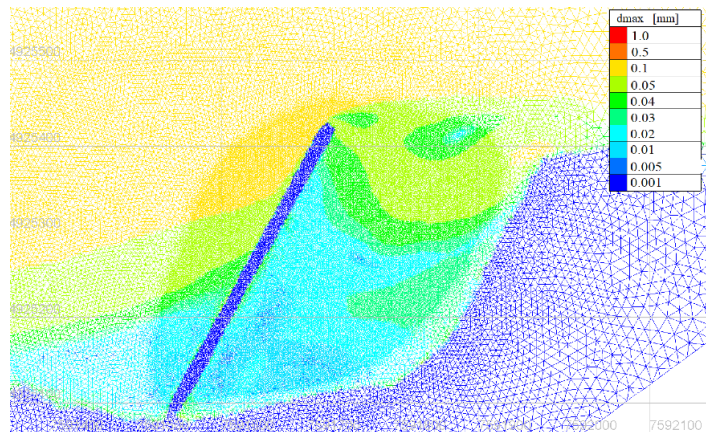


Slika 16. Raspored magnitude vektora brzina duž delimičnog profila DP2, pri protoku Qsr, za sva varijantna rešenja
 Figure 16. Velocity vector magnitude distribution along partial DP2 profile, for flow rate Qsr, for all variants



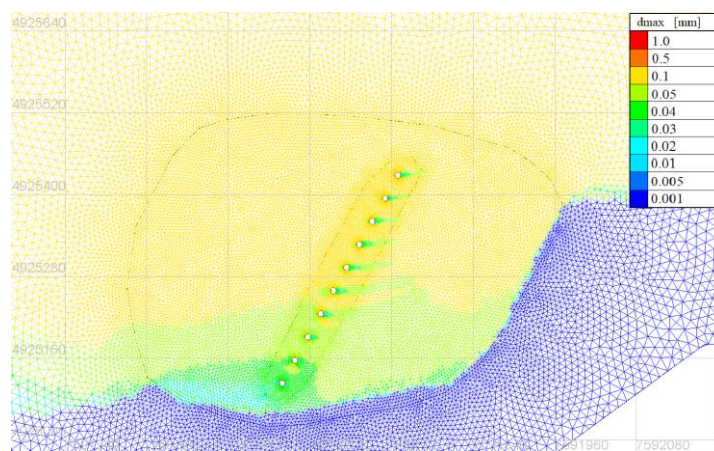
Slika 17. Prikaz rasporeda maksimalnog prečnika zrna D_{max} koja se neće istaložiti prema usvojenom kriterijumu sedimentacije, pri Q_{sr} za postojeće stanje

Figure 17. Maximal grain diameter D_{max} that will not sediment under the adopted sedimentation criterion, for flow rate Q_{sr} and existing conditions



Slika 18. Prikaz rasporeda maksimalnog prečnika zrna D_{max} koja se neće istaložiti prema usvojenom kriterijumu sedimentacije, pri Q_{sr} za varijantno rešenje sa naperom

Figure 18. Maximal grain diameter D_{max} that will not sediment under the adopted sedimentation criterion, for flow rate Q_{sr} and groyne variant



Slika 19. Prikaz rasporeda maksimalnog prečnika zrna D_{max} koja se neće istaložiti prema usvojenom kriterijumu sedimentacije, pri Q_{sr} za varijantno rešenje sa protočnom građevinom

Figure 19. Maximal grain diameter D_{max} that will not sediment under the adopted sedimentation criterion, for flow rate Q_{sr} and nonconventional structure

5 Zaključak

U radu je predstavljena upotreba numeričkih modela za analizu uticaja poprečnih građevina na smanjenje amplitude talasa usled vetra odnosno analizu uticaja građevina u rečnom koritu na transportnu sposobnost toka za vodu i (lebdeći) nanos. Iako obavljene računске simulacije nisu potvrđene, ukazuju na moguće prednosti primene protočne građevine sa odbojnicima na šipovima u odnosu na primenu poprečnih građevina od kamenog nabačaja. Rezultati predstavljenih simulacija ukazuju na to da se sa neznatno manjim stepenom smanjenja visine talasa u odnosu na građevine od kamenog nabačaja, upotrebom odbojnika na šipovima, može značajno smanjiti uticaj građevina na režim lebdećeg nanosa i protočnost korita.

Literatura

- [1] B. Elsharnouby, A. Soliman, M. Elnaggar i M. Elshahat, „Study of environment friendly porous suspended breakwater for the Egyptian Northwestern Coast,“ *Ocean Engineering*, t. 48, pp. 47-58, 2012.
- [2] „Hidraulička studija za potrebe izrade idejnog projekta zaštite zapadne obale Dunava u Donjem Milanovcu od štetnog dejstva talasa,“ Građevinski fakultet Beograd, 2021.
- [3] L. Savić, Uvod u hidrotehničke Građevine, Građevinski fakultet Beograd, 2009.
- [4] A. J. Yarde, L. S. Banyard i N. W. H. Aflsop, Reservoir Dams: wave conditions, wave overtopping and slab protection, HR Wallingford, 1996.
- [5] T. C. Massey, M. E. Anderson, J. M. Smith, J. Gomez i R. Jones, „STWAVE: Steady-State Spectral Wave Model User's Manual for STWAVE, Version 6.0,“ US Army Corps of Engineers, 2011.
- [6] N. Rosić, D. Ivetić i N. Jaćimović, „Primena SPH modela strujanja u analizi transformacije talasa u otvorenim tokovima,“ u *19. Savetovanje Srpskog društva za hidraulička istraživanja i Srpskog društva za hidrologiju – Zbornik radova*, 2021.
- [7] M. Jovanović, Regulacija reka: rečna hidraulika i morfologija, Građevinski fakultet Beograd, 2008.
- [8] „Zaštita zapadne obale Dunava od štetnog dejstva talasa - Hidrološka studija“, Institut „Jaroslav Černi“, 2021.

Primena SPH modela strujanja u analizi transformacija talasa u otvorenim tokovima

Nikola Rosić¹
Damjan Ivetić²
Nenad Jaćimović³

APSTRAKT: Jedan od pristupa za redukovanje štetnog dejstva talasa usled vetra na obalu i objekte u, i na vodi, zasniva se na izgradnji zaštitnih građevina u priobalju. Izgradnjom ovakvih građevina omogućava se delimično, ili potpuno (odbijanje), umanjeње amplitude i energije dolaznog talasa. U radu se predstavljaju mogućnosti SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) numeričkog modela, implementiranog u programskom kodu DualSPHysics, u projektovanju građevina za smanjenje visine talasa. Prikazani su rezultati primene SPH modela strujanja na osnovu kojih je određena konfiguracija specijalne vodopropusne konstrukcije koja se sastoji iz vertikalnog niza odbojnika oslonjenih na šipove. U radu se daje poseban osvrt na izbor parametara računskog modela.

Ključne reči: Talasi usled vetra, SPH, Regulacione građevine

Numerical modelling of water waves transformation using SPH method

ABSTRACT: Near-coast breakwater structures are used to reduce the negative impacts of wind induced waves on the coast and coastal objects in, and on, water. The construction of these objects enables for partial or total (reflection) reduction of the amplitude and energy of the incident waves. The paper discusses a potential of the DualSPHysics SPH (*Smoothed Particle Hydrodynamics*) numerical model for the design of the breakwater structures. SPH flow model application results are presented within the scope of the analysis of the optimal configuration of special "porous" breakwater structure, made of evenly spaced horizontal steel plates fixed on steel piles. Particular comments are given on the choice of the parameters of the numerical model.

Keywords: Wind-generated wave, Transversal protection structures, SPH

1 Uvod

Metoda SPH (*Smoothed Particle Hydrodynamics*) pogodna je za numeričko modeliranje, pre svega, tečenja sa naglo promenljivim granicama oblasti strujanja (ili granicama između različitih faza nekog toka). Interakcija između talasa u vodi nastalih usled ekstremno jakih vetrova i građevina za umirenje talasa upravo predstavlja problem za koji se preporučuje primena SPH metode.

U radu [1] prikazani su rezultati numeričkih simulacija transformacije talasa na deonici Dunava u blizini grada Donjeg Milanovca. Prikazano je kako se talas „umiruje“ u zavisnosti od tipa poprečne građevine u koritu Dunava u neposrednoj blizini obale koja je u prošlosti bila izložena štetnom dejstvu talasa. Za slučaj građevine sa odbojnicima (Slika 1) talas „prolazi“ kroz dva reda propusnog sistema odbojnika i u interakciji sa njima se transformiše. Kao što je u radu navedeno, numerička simulacije

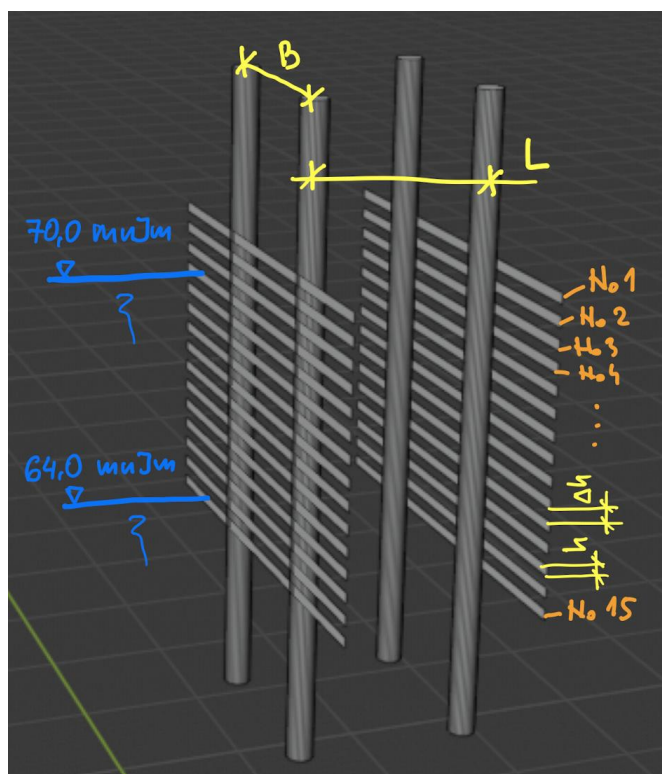
¹Dr Nikola Rosić, Građevinski fakultet Beograd, docent, nrosic@grf.bg.ac.rs

²Dr Damjan Ivetić, Građevinski fakultet Beograd, docent, divetic@grf.bg.ac.rs

³Dr Nenad Jaćimović, Građevinski fakultet Beograd, vanredni profesor, njacimovic@njacimovic.bg.ac.rs

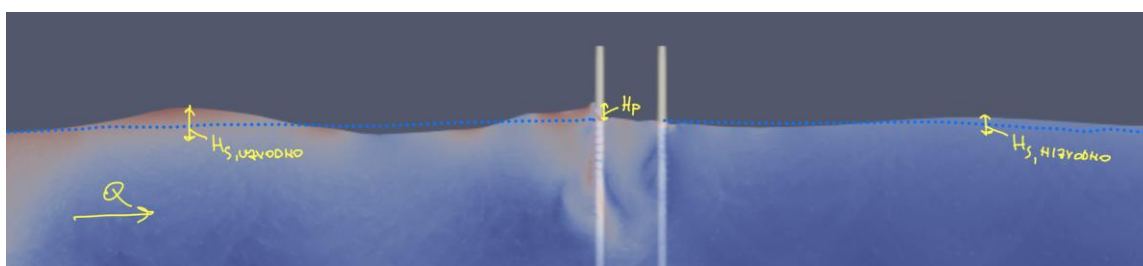
transformacije talasa obavljena je pomoću SPH metode. U ovom radu se detaljnije opisuje sama SPH metoda i postavke simulacije transformacije talasa kroz građevinu sa odbojnicima uz napomenu da se u radu predstavlja analiza obavljena u okviru studije [2].

Na Slika 1 prikazan je model građevine sa odbojnicima pričvršćenih za šipove sa navedenim karakterističnim dimenzijama i upisanim kotama maksimalnog (70,0 mm) odnosno minimalnog nivoa (64,0 mm) Dunava kod Donjeg Milanovca [3]. Karakteristične veličine preko kojih se opisuje talas predstavljene su na Slika 2. Sa H_S označena je visina talasa dok H_P predstavlja visinu penjanja talasa uz građevinu (na slici prikazana visina penjanja uz uzvodnu grupu odbojnika).



Slika 1. Model dela građevine sa odbojnicima pričvršćenim za šipove

Figure 1. Model of the part of the breakwater structure



Slika 2. Podužni presek kroz deo računskog domena sa građevinom sa odbojnicima

Figure 2. Longitudinal profile of the numerical domain with the breakwater structure

2 Opis SPH metode

U hidrauličkoj analizi transformacije talasa kroz dva reda odbojnika korišćen je SPH numerički model implementiran u programskom kodu DualSPHysics [4]. Numerički model koji se koristi zasnovan je na standardnoj SPH metodi u kojoj se uzima da je fluid blago stišljiv. Programski kod DualSPHysics se može izvršavati „paralelno“ na procesorima grafičkih kartica što omogućava znatno skraćanje vremena trajanja numeričkih simulacija.

Matematički model kojim se, u SPH metodi opisuje strujanje fluida čini sistem diferencijalnih jednačina koje opisuju zakone održanja mase i količine kretanja. S obzirom da se prate fluidni delići, rešavaju se materijalni izvodi. Tako je izvod gustine fluidnog delića:

$$\frac{D\rho}{Dt} = -\rho \nabla \cdot \mathbf{v} \quad (1)$$

i brzine:

$$\frac{D\mathbf{v}}{Dt} = -\rho \nabla P + \mathbf{g} + \Theta \quad (2)$$

gde su \mathbf{v} – vektor brzine, ρ – gustina vode, P – tenzor sa pritiskom, \mathbf{g} – vektor gravitacionog ubrzanja i Θ – tenzor sa difuzionim članovima.

Prikazani izvodi na desnoj strani (figurišu u gradijentima ili kod divergencije) računaju se numerički za svaku česticu fluida primenom težinskih funkcija (najčešće u obliku polinoma) preko kojih se uzima u obzir da čestice na manjem međusobnom rastojanju imaju veći međusobni uticaj pri proračunu. Tako se prethodno napisani izvodi za fluidni delić „i“ računaju preko sume u kojoj „j“ predstavlja indeks „susednih“ fluidnih delića (pokretnih računskih tačaka):

$$\frac{D\rho_i}{Dt} = \sum_j m_j \mathbf{v}_{ij} \nabla W_{ij} \quad (3)$$

$$\frac{D\mathbf{v}_i}{Dt} = -\sum_j m_j \left(\frac{P_j}{\rho_j^2} + \frac{P_i}{\rho_i^2} + \Theta_{ij} \right) \nabla W_{ij} + \mathbf{g} \quad (4)$$

Dve čestice su susedi ako su na rastojanju manjem od h_l . Obično se uzima da je $h_l = 1.2\Delta p_0$, gde Δp_0 predstavlja početno rastojanje između čestica. Naravno, u toku proračuna rastojanje između čestica se može promeniti pa je potrebno određenim tehnikama pretraživanja, utvrditi čestice „susede“.

Ako je \mathbf{r}_{ij} vektor relativnog položaja čestice „i“ u odnosu na česticu „j“ tada je W_{ij} težinska funkcija koja se obično predstavlja u obliku polinoma ($q = \frac{|\mathbf{r}_{ij}|}{h_l}$):

$$W_{ij} = 1/(\pi h_l^3) \begin{cases} 1 - \frac{3}{2}q^2 + \frac{3}{4}q^3, & 0 \leq q \leq 1 \\ \frac{1}{4}(2-q)^3, & 1 < q \leq 2 \\ 0, & q \geq 2 \end{cases} \quad (5)$$

Kako bi se olakšao proračun, uvodi se veza između gustine (nije konstantna) i pritiska. Obično se koristi jednačina stanja:

$$P_i = B \left[\left(\frac{\rho_i}{\rho_0} \right)^7 - 1 \right] \quad (6)$$

gde je $B = c_0 \rho_0 / 7$ uzimajući da je $\rho_0 = 1000 \text{ kg/m}^3$, a c_0 brzina prostiranja zvuka u vodi pri gustini ρ_0 . Vrednost brzine zvuka u fluidu se obično uzima da je manja od realne kako bi se omogućio proračun sa većim vremenskim računskim korakom.

Veličina Θ u standardnoj varijanti metode predstavlja veštačku viskoznost:

$$\Theta_{ij} = -\frac{\alpha \bar{c}_{ij} \mu_{ij}}{\rho_{ij}} \quad (7)$$

gde je $\mu_{ij} = \frac{h_l v_{ij} r_{ij}}{r_{ij} r_{ij} + 0.01 h_l}$, a \bar{c}_{ij} je srednja brzina zvuka u vodi za čestice „i“ i „j“. Za svaku česticu, korišćenjem jednačine stanja, brzina zvuka u vodi izračunava kao kvadratni koren parcijalnog izvoda pritiska po gustini.

Vremenska integracija se obavlja primenom prediktor-korektor sheme. Prvo se izračunavaju „prediktor“ vrednosti (indeks „p“) u vremenskom trenutku $(n+1/2)\Delta t$, uzimajući da je $D_i = \frac{Dv_i}{Dt}$ i $F_i = \frac{D\rho_i}{Dt}$.

$$v_i^{p,n+1/2} = v_i^n + \frac{\Delta t}{2} F_i^n; \rho_i^{p,n+1/2} = \rho_i^n + \frac{\Delta t}{2} D_i^n; r_i^{p,n+1/2} = r_i^n + \frac{\Delta t}{2} v_i^n; \quad (8)$$

U drugoj etapi se na osnovu predhodno sračunatih prediktor vrednosti računaju „korektor“ vrednosti u istom vremenskom trenutku:

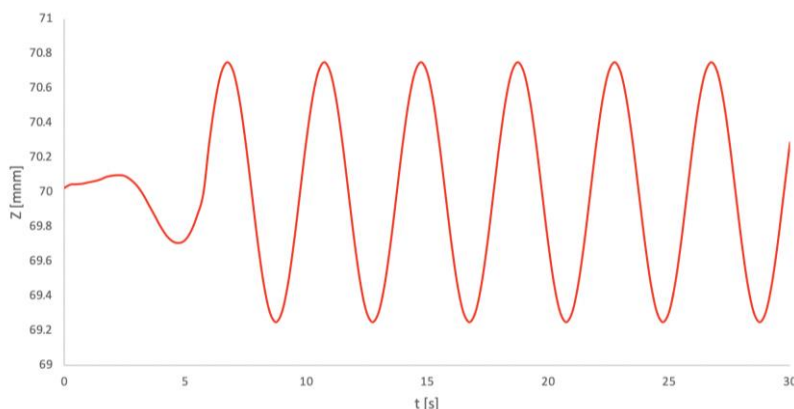
$$v_i^{n+1/2} = v_i^{p,n+1/2} + \frac{\Delta t}{2} F_i^{p,n+1/2}; \rho_i^{n+1/2} = \rho_i^{p,n+1/2} + \frac{\Delta t}{2} D_i^{p,n+1/2}; r_i^{n+1/2} = r_i^{p,n+1/2} + \frac{\Delta t}{2} v_i^{p,n+1/2}; \quad (9)$$

Zatim se računaju nepoznate vrednosti na kraju vremenskog računskog koraka:

$$v_i^{n+1} = 2v_i^{n+1/2} - v_i^n; \rho_i^{n+1} = 2\rho_i^{n+1/2} - \rho_i^n; r_i^{n+1} = 2r_i^{n+1/2} - r_i^n; \quad (10)$$

3 Postavka numeričkog modela

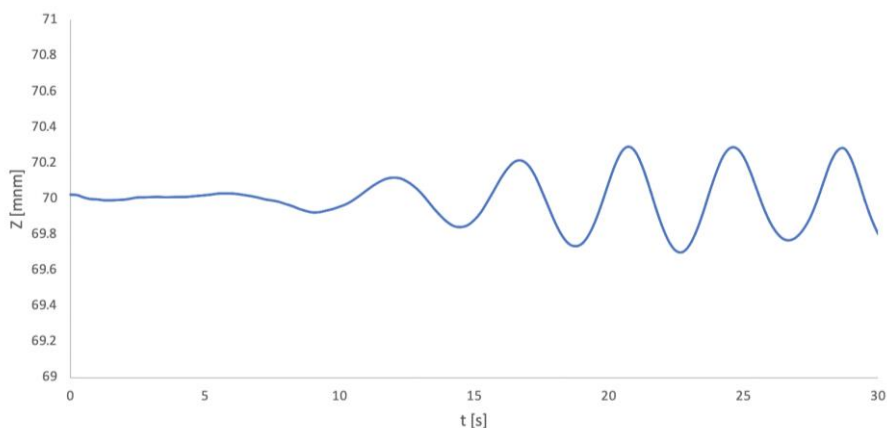
Analizira se uticaj dve konfiguracije odbojnika, varijanta sa visinom odbojnika (na Slika 1 h) i rastojanjem između odbojnika (na Slika 1 Δh) jednakim 25 cm i druga varijanta u kojoj su visina i rastojanje jednaki 50 cm. Problem se razmatra u vertikalnoj ravni. Uzvodno od odbojnika zadaje se talas visine 1,5 m i periode oscilovanja 4 s tako što se vodeni stub koji se sastoji iz čestica, koje na početku proračuna miruju, „pobuđuje“ pokretnim klipom (pokretna čvrsta granica na uzvodnom kraju računskog domena) koji osciluje u toku simulacije. Ulazni nivogram prikazan je na Slika 3. Simulacija traje 30 sekundi (uz zagrevanje modela od 6 sekundi) kako bi se analiziralo nekoliko odbijanja talasa o konstrukciju odbojnika i na taj način uzela u obzir moguća superpozicija talasa uzvodno od građevine na šipovima. Nizvodnu granicu predstavlja blaga kosina koja ima ulogu da umiri talase kako se sa nizvodne granice ne bi odbijali (vraćali u računski domen) i samim tim uticali na transformaciju talasa na samoj konstrukciji odbojnika. Početno rastojanje u svim simulacija iznosi $\Delta p_0 = 0.025$ cm.



Slika 3. Ulazni nivogram u SPH simulacijama
Figure 3. Input hydrograph for SPH simulations

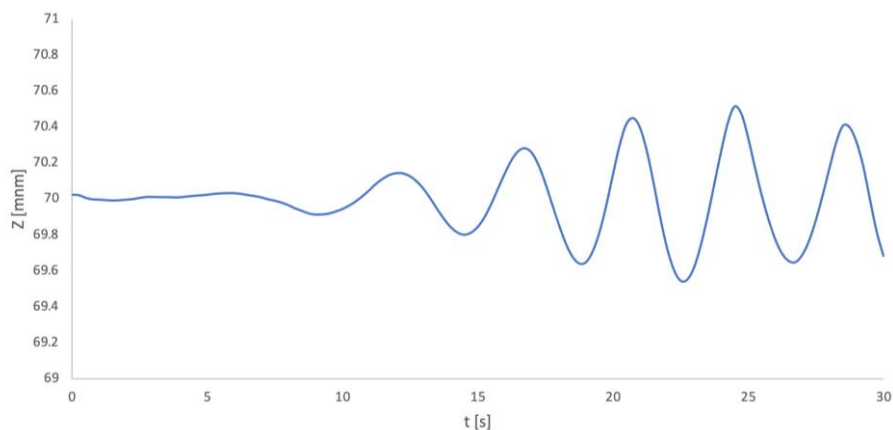
4 Rezultati

Izračunati izlazni nivogrami (na lokaciji 10 m nizvodno od građevine na šipovima) za obe podvarijante konfiguracije odbojnika, prikazani su na Slika 4 i Slika 5. Sa dijagrama se može zaključiti da prema SPH modelu varijanta sa više manjih odbojnika ima veći efekat na smanjenje visine talasa. U varijanti sa odbojnicima visine 25 cm koji su na međusobnom rastojanju od takođe 25 cm, smanjenje visine talasa je oko 60% (dobija se najveća visina talasa od oko 65 cm) dok je u slučaju manjeg broja većih odbojnika smanjenje manje od 50% (maksimalna visina transformisanog talasa iznosi oko 95 cm).



Slika 4. Izlazni nivogram za varijantu sa odbojnicima visine 25 cm

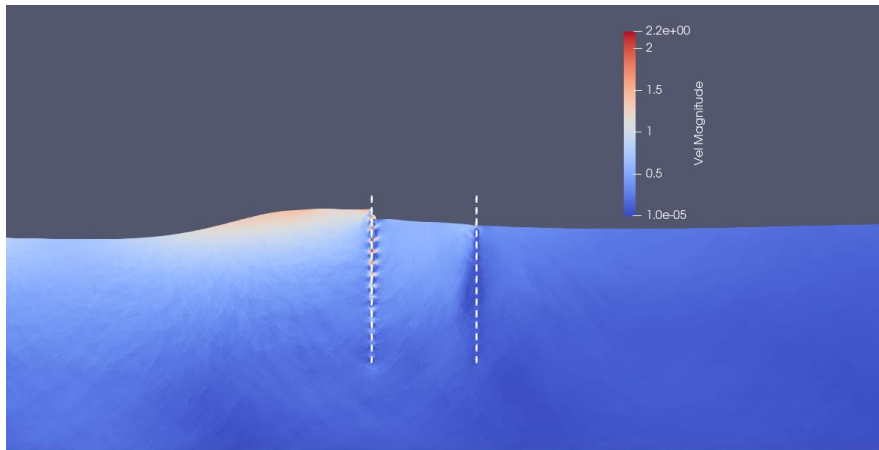
Figure 4. Output hydrograph for the variant with the steel plate height of 25 cm



Slika 5. Izlazni nivogram za varijantu sa odbojnicima visine 50 cm

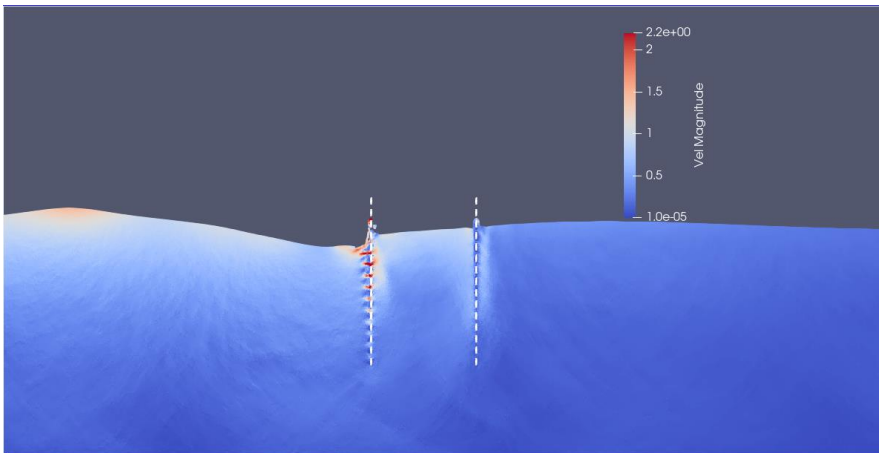
Figure 5. Output hydrograph for the variant with the steel plate height of 50 cm

Za varijantu sa odbojnicima visine 25 cm prikazane su računске čestice u blizini odbojnika obojene u skladu sa izračunatim brzinama (crvena boja odgovara najvećoj brzini, dok plava boja odgovara česticama koje se ne kreću) tokom drugog udara talasa na Slika 6, Slika 7 i Slika 8.



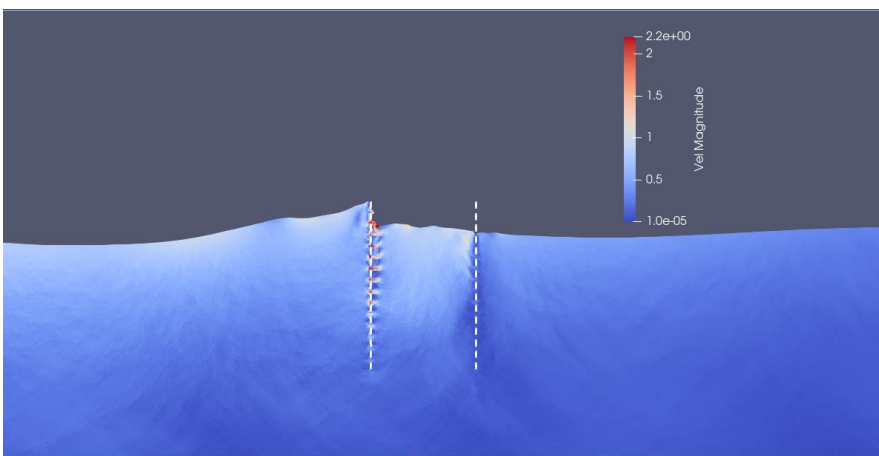
Slika 6. Prikaz fluidnih delića u zoni odbojnika 14 sekundi nakon početka simulacije

Figure 6. Fluid particle level in the breakwater structure vicinity, 14 s after the start of the simulation



Slika 7. Prikaz fluidnih delića u zoni odbojnika 16 sekundi nakon početka simulacije

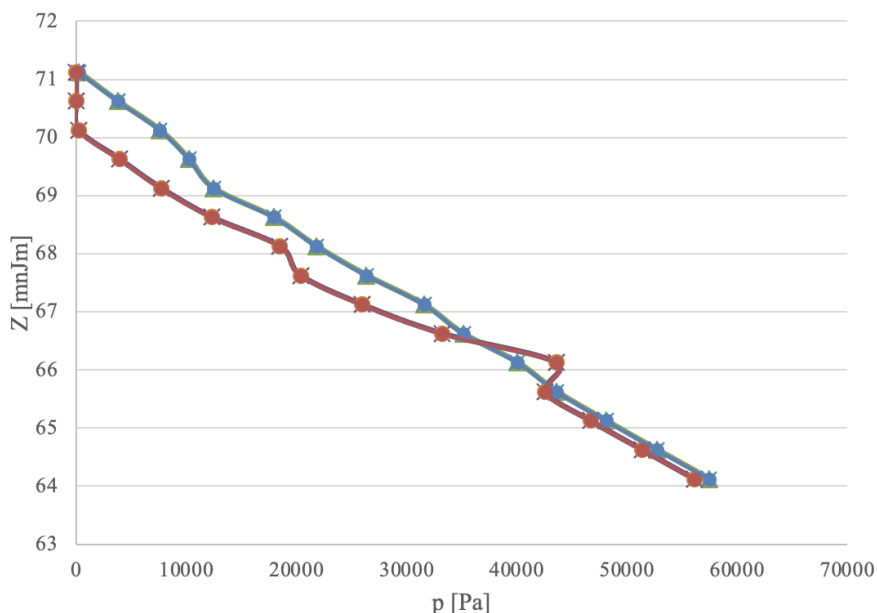
Figure 7. Fluid particle level in the breakwater structure vicinity, 16 s after the start of the simulation



Slika 8. Prikaz fluidnih delića u zoni odbojnika 18 sekundi nakon početka simulacije

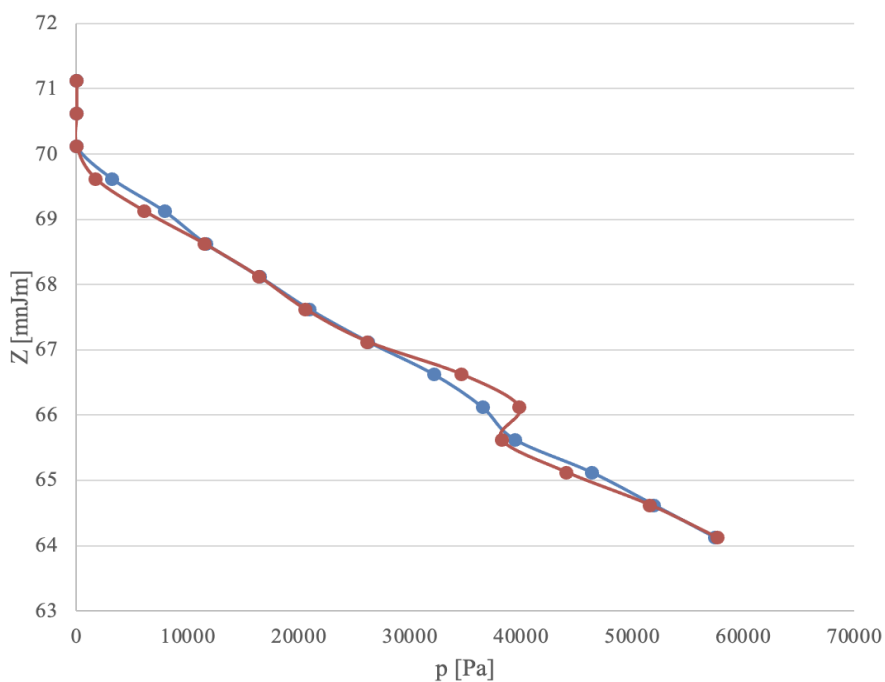
Figure 8. Fluid particle level in the breakwater structure vicinity, 18 s after the start of the simulation

Za projektovanje građevine sa odbojnicima važno je tačno predvideti opterećenje na odbojnice (pa samim tim i na šipove) u toku interakcije talasa sa građevinom. Zato se na Slika 9 i Slika 10 redom prikazuju i pritisci na uzvodni i nizvodni red odbojnika 22 s nakon početka simulacije (u trenutku kada četvrti talas udara u uzvodni red odbojnika). Na slikama plave linije označavaju raspored pritisaka na uzvodnim, a narandžasta boja na nizvodnim, licima dva reda odbojnika.



Slika 9. Raspored pritisaka po dubini za uzvodno i nizvodno lice uzvodne grupe odbojnika

Figure 9. Pressure distribution along the upstream and downstream side of the upstream row of the plates



Slika 10. Raspored pritisaka po dubini za uzvodno i nizvodno lice nizvodne grupe odbojnika

Figure 10. Pressure distribution along the upstream and downstream side of the downstream row of the plates

5 Zaključak

Pomoću SPH metode se može modelirati interakcija talasa sa građevinama u rečnom koritu. Rezultat simulacije se može predstaviti u obliku izlaznog nivograma tj. dijagrama promene nivoa nizvodno od građevine. Na osnovu izlaznog dijagram se može proceniti stepen umirenja talasa. Obavljena analiza je pokazala da se odbojnicima manje visine i međusobnog rastojanja dobija veći stepen umanjenja talasa u odnosu na varijantu sa odbojnicima veće visine ali i međusobnog rastojanja. S obzirom da su nedostajali podaci za proveru modela, prve rezultate primene SPH metode za određivanje efikasnosti građevine sa odbojnicima bi trebalo uzeti sa rezervom.

Literatura

- [1] N. Rosić, D. Ivetić i N. Jaćimović, „Primena SPH modela strujanja u analizi transformacije talasa u otvorenim tokovima,“ u *19. Savetovanje Srpskog društva za hidraulička istraživanja i Srpskog društva za hidrologiju – Zbornik radova*, 2021.
- [2] „Hidraulička studija za potrebe izrade idejnog projekta zaštite zapadne obale Dunava u Donjem Milanovcu od štetnog dejstva talasa,“ Građevinski fakultet Beograd, 2021.
- [3] „Zaštita zapadne obale Dunava od štetnog dejstva talasa - Hidrološka studija,“ Institut „Jaroslav Černi“, 2021.
- [4] M. Gómez-Gesteira, B. Rogers i A. Crespo, „SPHysics - development of a free-surface fluid solver- Part 1: Theory and Formulations,“ *Computers & Geosciences*, t. 48, pp. 289-299, 2012.

Систем ране најаве и упозорења (РНУ) „Колубара“ за пилот слив реке Тамнаве

Никола Миливојевић¹
Марија Миловановић²
Владимир Миливојевић³
Лука Стојадиновић⁴
Милан Стојковић⁵

АПСТРАКТ: Због учесталости појаве таласа великих вода које имају изразито бујични карактер на сливу реке Колубаре развија се систем Ране најаве и упозорења (РНУ) „Колубара“. Систем се развија кроз више фаза развоја, при чему се у предметном раду приказује развој система током прве – иницијалне фазе. Ова фаза је обухватила имплементацију система за пилот слив реке Тамнаве. Систем РНУ „Колубара“ на пилот сливу Тамнаве састоји се из следећих делова: (а) софтверске компоненте за управљање подацима; (б) математички модели и прорачунски сервиси; и (ц) кориснички алати. Софтверске компоненте за управљање подацима задужене су за прикупљање и постпроцесирање мерених података, као и за прикупљање метеоролошке прогнозе. Мерени подаци и метеоролошка прогноза представљају улазне податке за примену математичких модела (спрегнути хидролошко-хидраулички модел) чији су резултат прогнозирани протоци и нивои воде на речним деоницама. Кориснички алати развијају се са циљем лаког управљања мереним подацима и математичким моделима од стране корисника система. Кориснички алати омогућавају постпроцесирање резултата математичких модела и формирање упозорења на поплаве.

Кључне речи: рана најавна, софтверске компоненте, математички модели, кориснички алати

Early warning system “Kolubara” for the Tamnava pilot basin

ABSTRACT: Due to the frequency of floods that have a very torrential character in the Kolubara river basin, an early warning system (EWS) "Kolubara" is being developed. The system is developed through several phases, while the present paper presents the development of the system during the first - initial phase. This phase has included the implementation of a system for the Tamnava River Basin. The EWS „Kolubara” in the Tamnava pilot basin consists of the following parts: (a) data management software components; (b) mathematical models and post-processing services; and (c) user tools. Data management software components are used for collecting and post-processing the measured data, as well as collecting meteorological forecast. Measured data and meteorological forecast are the inputs for the application of mathematical models (coupled hydrological-hydraulic model) resulting in forecasted flows and water levels on river sections. User tools are developed with the aim of efficient management of measured data and mathematical models by system users. User tools enable post-processing of mathematical model results and flood alerts creation.

Keywords: early warning system, software components, mathematical models, user tools

¹ др Никола Миливојевић, Институт за водопривреду „Јарослав Черни“, извршни директор, nikola.milivojevic@jcerni.rs

² Марија Миловановић, Институт за водопривреду „Јарослав Черни“, истраживач, marija.milovanovic@jcerni.rs

³ Владимир Миливојевић, Институт за водопривреду „Јарослав Черни“, шеф сектора, vladimir.milivojevic@jcerni.rs

⁴ Лука Стојадиновић, Институт за водопривреду „Јарослав Черни“, истраживач, luka.stojadinovic@jcerni.rs

⁵ др Милан Стојковић, Институт за водопривреду „Јарослав Черни“, водећи истраживач, milan.stojkovic@jcerni.rs

1 Увод

Развој система за прогнозу и упозорења на поплаве све више је заступљен у свету. Услед учесталости појаве таласа великих вода на сливу реке Колубаре, такав систем развија се на пилот сливу реке Тамнаве. У наредном поглављу даће се преглед светских искустава везаних за рану најаву и одбрану од поплава.

1.1 Систем прогнозе и упозорења на поплаве у свету

Системи за прогнозу и рану најаву поплава у свету делом су базирани на коришћењу софтверских пакета развијених од стране Инжењерије војске САД-а (USACE) [3]. Различити софтверски пакети комбинују се у оквиру кровног софтверског пакета HEC-RTS (Hydrologic Engineering Centre's Real Time Simulation). Пакети који су расположиви у оквиру HEC-RTS-а су: модел метеоролошке прогнозе (MFP), хидролошки модел (HEC-HMS), модел за симулацију управљања акумулацијама (HEC-ResSim) и хидраулички модел (HEC-RAS).

У сливу реке Сан Дијего компанија WEST Consultants развила је систем за рану најаву поплава [5] користећи USACE софтвер HEC-RTS. Овај систем обезбеђује прогнозе протока у реалном времену на одређеним деоницама реке Сан Дијего, и у оквиру њега коришћени су метеоролошки модел MFP, хидролошки модел HEC-HMS и хидраулички модел HEC-RAS. Хидрометеоролошки подаци се прикупљају кроз HEC-RTS систем путем развијених скрипти за аквизицију података. Осмотрени подаци и прогнозе добијене из NWS-QPF (National Weather Service – Quantitative Precipitation Forecasts) представљају улазне податке за хидролошки модел који рачуна протоке и прослеђује их хидрауличком моделу. HEC-RAS хидраулички модел прогнозира нивое воде у речном току користећи прогнозу протока добијену у хидролошком моделу и морфологију речног тока.

У оквиру система за рану најаву формирана је скрипта за издавање упозорења. Уколико дође до прекорачења неког од претходно дефинисаних прагова, издаје се текстуално упозорење и на мапи се појаве обојене траке које указују на то који је праг превазиђен (Табела 1).

Табела 1. Дефинисани прагови и боје (преузето из литературе [5])

Table 1. Thresholds zone color designation

Редни бр.	Прагови	Индикатор превазилажења прага – боја
1.	Без ризика од поплава	Зелена
2.	Са ризиком од поплава	Жута
3.	Појава поплава	Црвена
4.	Екстремне поплаве	Јарко црвена

1.2 Систем прогнозе и упозорења на поплаве у Европи

Међудржавни систем за рану најаву поплава у Европи EFAS (European Flood Awareness System) оперативан је од 2012. године. Основан је као део Copernicus EMS (Emergency Management Service), и као подршка европској цивилној заштити. EFAS представља основу за појединачне системе засноване на различитим платформама (нпр. Delft-FEWS [1], INFLUX [6]).

EFAS је подељен на четири центра одржавана од стране различитих конзорцијума:

- Центар за симулације - European Centre for Medium-Range Weather Forecasts врши прогнозе и хостује платформу информационог система.
- Центар за дисеминацију података - Swedish Meteorological and Hydrological Institute, Rijkswaterstaat и Slovak Hydro-Meteorological Institute дневно врше дисеминацију података EFAS партнерима и центру за цивилну заштиту.

- Центар за прикупљање хидролошких података - Environment and Water Agency of the Regional Ministry for the Environment and Spatial Planning и Soologic врше прикупљање хидролошких историјских података и података у реалном времену.
- Центар за прикупљање метеоролошких података - KISTERS AG и Deutscher Wetterdienst врше прикупљање метеоролошких историјских података и података у реалном времену.

EFAS користи хидролошки модел LISFLOOD [7], који рачуна отапање снега, површински отицај, инфилтрацију, влажност земљишта и др.

У оквиру система дефинисани су препоручени прагови за узбуђивање (Табела 2).

Табела 2. EFAS прагови за рану најаву поплава (преузето из литературе [2])

Table 2. EFAS thresholds

EFAS прагови	Опис	Утицај
Критичан	Ниво будности одговара симулираним поплавама повратног периода већег од 20 година	Ризик од катастрофалне поплаве
Висок	Ниво будности одговара симулираним поплавама повратног периода између 5 и 20 година	Ризик од значајне поплаве
Средњи	Ниво будности одговара симулираним поплавама повратног периода између 2 и 5 година	Могуће локално плављење које неће изазвати веће штете
Низак	Ниво будности одговара симулираним поплавама повратног периода између 1,5 и 2 године	Пораств водостаја, не очекује се плављење

1.3 Систем прогнозе и упозорења на поплаве у сливу реке Саве

За развијање система за прогнозу и упозорење на поплаве у сливу реке Саве (SAVA FFWS – Flood Forecasting and Warning System) техничку подршку Савској комисији пружили су институт Deltares из Холандије, уз чланове конзорцијума Royal Haskoning DHV, Eptisa и Институт за хидротехнику Сарајево [4]. Систем је развијен за нешто више од две године и као основа система коришћен је софтверски пакет Delft-FEWS.

Структура Sava FFWS може се поделити на две групе: серверска апликација и клијентска апликација. Постоји пет сервера, централни се налази у Словенији, три помоћна су у Србији, Босни и Херцеговини и Хрватској. Сервери служе за импортовање, архивирање и десиминацију података, и покретање модела. Пети сервер служи као архивски и интернет сервер и налази се у Секретаријату Савске комисије, заједно са хидролошким информационом системом за слив реке Саве (Sava HIS).

Нумеричким моделима за прогнозу времена добијају се прогнозиране падавине и температуре, које представљају улазне податке у хидролошки модел, за прогнозу протока. Затим се прогнозирани протоци користе као улази у хидрауличком моделу, врши се пропација таласа дуж речне мреже и добијају се прогнозирани нивои. Интеграција ових модела спроводи се у оквиру Delft-FEWS-а. Прогнозирани водостаји или протоци се упоређују са прописаним референтним вредностима и уколико дође до превазилажења, издају се упозорења.

2 Структура РНУ „Колубара“

Систем РНУ „Колубара“ представља скуп наменских софтверских компоненти и података, који ће, ослањајући се на осматрачку мрежу, телекомуникациону инфраструктуру и рачунарску опрему, бити у служби наменски обучених техничких лица и других корисника.

Неки од главних делова система јесу: осматрачка мрежа, софтверске компоненте за управљање подацима, хидролошки и хидраулички модел, прорачунски сервис, кориснички

алати, администраторски алати, рачунарска опрема, управљачки центар и наменски обучена техничка лица.

Појам осматрачка мрежа односи се на постојеће и будуће хидрометеоролошке станице. Осматрачка мрежа може се поделити на две групе, дефинисане Законом о метеоролошкој и хидролошкој делатности: државна осматрачка мрежа (станице које је успоставио и одржава РХМЗ) и допунска осматрачка мрежа (успостављена од стране ЈВП „Србијаводе“ или других правних лица).

Софтверске компоненте за управљање подацима у оквиру система РНУ „Колубара“ представљају скуп наменских софтверских компоненти, развијене на принципима сервисно оријентисане архитектуре. У оквиру њих налазе се компоненте: базе података и припадајући сервиси, аквизиција података, аутоматска валидација и индикатори квалитета података, архивирање података о осматрању хидрометеоролошких величина на сливу.

За потребе система РНУ „Колубара“ изабрани су: НЕС-НМС хидролошки модел и НЕС-RAS хидраулички модел. Модели су изабрани након сагледавања циљева система и карактеристика различитих хидролошко-хидрауличких шема моделирања у складу са стандардизованим процесом развоја модела за прогнозу поплава.

Прорачунски сервер чине и математички модели и одговарајући прорачунски сервиси. Прорачунски сервер задужен је за детаљне хидрауличке симулације засноване на хидролошкој прогнози.

Кориснички алати представљају апликације које су графички оријентисане и ГИС базиране. Преко апликација, корисници система РНУ „Колубара“ приступају подацима, моделима и свим расположивим информацијама.

Администраторски алати представљају апликације намењене за: одржавање софтверских компоненти за управљање подацима, одржавање математичких модела и прорачунских сервиса, управљање правима приступа корисника, и др.

Под рачунарском опремом мисли се на потребне наменске рачунарске ресурсе, нпр. сервери, радио станице, и др. Наведени ресурси имају одговарајући системски софтвер и сервер базе података помоћу којих ће се вршити праћење, управљање и администрација система.

Управљачки центар налази се у ЈВП „Србијаводе“, и до њега ће сви корисници имати даљински приступ у складу са додељеним правима приступа.

Наменска обучена техничка лица представљају техничка лица која су кроз активност обука оспособљена да користе и одржавају софтверске, хардверске и комуникационе елементе система РНУ „Колубара“.

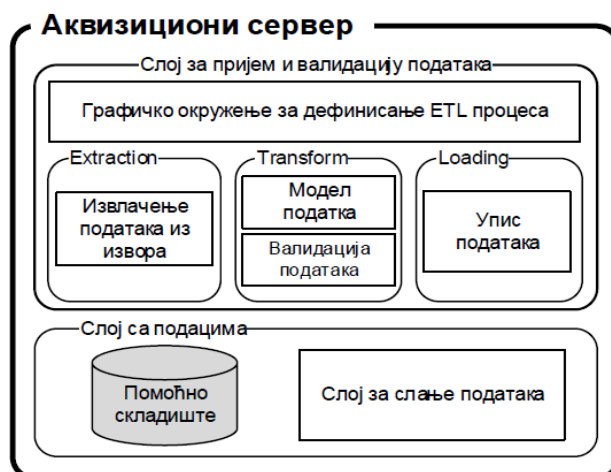
3 Софтверске компоненте за управљање подацима

У оквиру поглавља 3 даће се детаљнији опис софтверских компоненти за управљање подацима у оквиру система РНУ „Колубара“.

3.1 Аквизициони сервер

У оквиру процеса прикупљања података, аквизициони сервер представља улазну тачку у систем. Задатак овог сервера је прикупљање података о мрежама, као и прикупљање релевантних информација о стању самог система. Не постоји ограничење у погледу броја аквизиционих сервера, и сваки аквизициони сервер има везу ка централном серверу преко компоненте за пренос података.

Аквизициони сервер састоји се од: слоја за пријем података, локалног складишта, слоја за пренос података на централни сервер и сервиса за мониторинг процеса који се одвијају на аквизиционом серверу. Његова улога је преузимање података из различитих извора и њихов пренос до базе података на централном серверу. Шема структуре аквизиционог сервера приказана је у наставку (Слика 1).



Слика 1. Шема структуре аквизиционог сервера

Figure 1. Acquisition server structure diagram

Слој за пријем и валидацију података чини компонента за аутоматско преузимање података из других информационих сервиса. Преузимање се заснива на принципу ETL-а (Extraction, Transformation, Loading), који омогућава интеграцију података из великог броја различитих извора. Процес валидације података подразумева да се пре уписа у локално складиште, изврши провера сваког приспелог податка.

Локално складиште представља место где подаци остају до преноса на централни сервер, након чега се после извесног времена бришу. Временски период када се подаци налазе и у локалном складишту и на централном серверу представља период када, у случају губитака података из централне базе података, подаци могу бити поново послати на централни сервер.

Слој за пренос података представља вету аквизиционог сервера и централног сервера базе података.

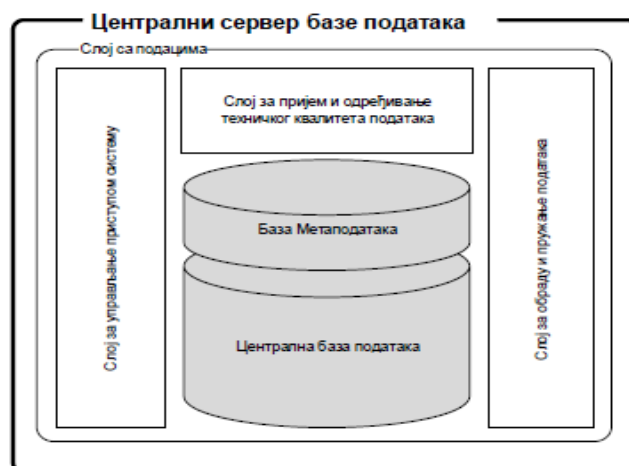
Процес мониторинга аквизиционог сервера је процес који се одвија без утицаја администратора. Одвија се позадински и подразумева евидентирање свих догађаја насталих током рада неке од компоненти аквизиционог сервера.

3.2 Централни сервер

Централни сервер је основни елемент система и представља подсистем који се налази у средишту информационо-комуникационе структуре. Основни задатак овог сервера је да обезбеди конкурентан приступ свим својим ресурсима, с обзиром да сви елементи система комуницирају са њим. Реализован је на принципу сервисно-оријентисане архитектуре (COA). COA се састоји од слабо интегрисаних чланова који остварују високу интероперабилност у пружању сервиса.

Централни сервер састоји се од: слоја за пријем и одређивање техничког квалитета података, слоја за управљање приступом подацима, слоја за обраду и пружање података, централне базе података и базе метаподатака. Шема структуре централног сервера приказана је у наставку (Слика 2).

Слој за пријем и одређивање техничког квалитета података чине сервис за пријем података, који уписује податке у централну базу података, и сервис за одређивање техничког квалитета података, који је намењен одређивању употребне вредности података у остатку система.



Слика 2. Шема структуре централног сервера

Figure 2. Central server structure diagram

Слој за управљање приступом подацима представља основни елемент безбедности у погледу приступа систему. Права приступа одређена су у неколико нивоа. Први ниво представљају корисничко име и лозинка, као основну заштиту система. Следећи ниво је одређивање права приступа регистрованим корисницима одређеним елементима система. Трећи ниво заштите је дефинисање права приступа подацима у систему.

Слоја за обраду и пружање података представља интерфејс према свим елементима и подсистемима који користе податке из централне базе података. Овај слој се састоји из сервиса за обраду података и сервиса за пружање података.

Централна база података и база метаподатака су места на централном серверу у којима се чувају сви подаци унутар система.

4 Математички модели и прорачунски сервис

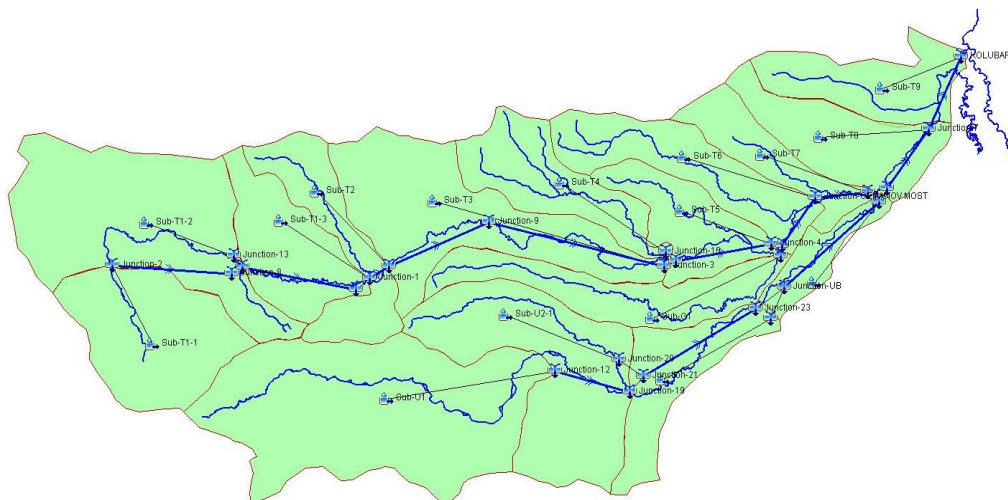
У оквиру досадашњих активности развијени су математички модели и прорачунски сервери за пилот слив реке Тамнаве, који ће бити додатно описани у оквиру овог поглавља.

4.1 Хидролошки модел

Хидролошки модел развијен је у оквиру софтвера HEC-HMS. Делинеација слива реке Тамнаве (Слика 3) извршена је на основу дигиталног модела терена, уважавајући положаје државне и допунске мреже хидролошких станица, притоке реке Тамнаве, као и положаје насипа. Поред поменутог дигиталног модела терена, за израду хидролошког модела, неопходне су и следеће просторне подлоге: хидрографска мрежа, начин коришћења земљишта, педолошка и хидрогеолошка карта.

У оквиру вертикалног биланса HEC-HMS модела изабрани су следећи модули: резервоари вегетације моделирани су методом просте интерцепције, zasiћеност земљишта моделирана је методом дефицита и константних губитака, трансформација ефективних падавина у директни отицај врши се применом Кларковог јединичног хидрограма, док се базни проток моделира применом методе линеарних резервоара.

Метеоролошким модулом дефинишу се параметри модела који су везани за расподелу падавина у сливу, процесе у снегу, као и евапотранспирацију.



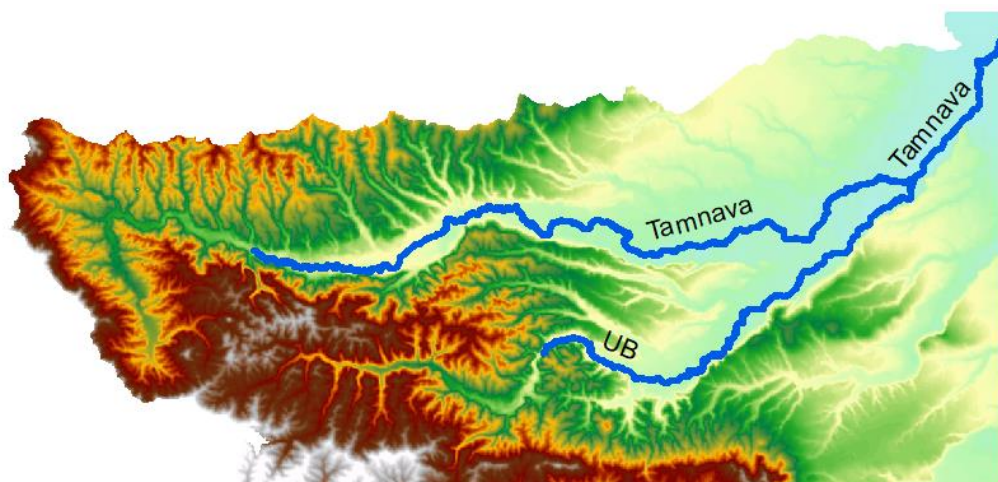
Слика 3. Делинеација слива реке Тамнаве (HEC-HMS)

Figure 3. Delineation of the Tamnava River Basin (HEC-HMS)

4.2 Хидраулички модел

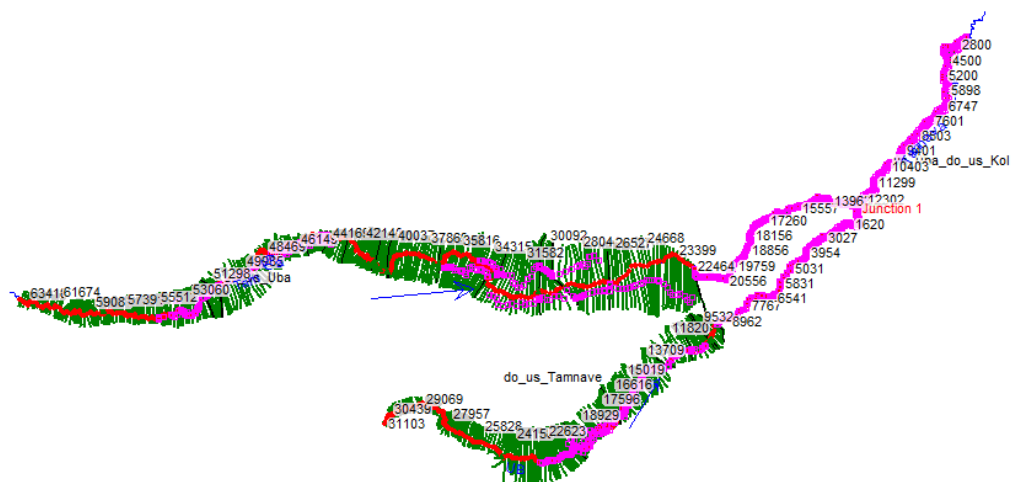
Хидраулички модел развијен је у оквиру софтвера HEC-RAS. За израду хидрауличког модела неопходан је дигитални модел терена. Дигитални модел терена добијен је спајањем података из више извора. Главни извор података за израду хидрауличког модела био је LIDAR снимак резолуције 1x1 m, док се на местима где је било неопходно допунити LIDAR снимак користио сателитски снимак мање резолуције. Било је потребно интегрисати и податке о геометрији речног корита, преузете из Студије унапређења заштите.

Формиран је хидраулички модел неустаљеног течења на сливу реке Тамнаве (Слика 4). Модел обухвата деонице реке Тамнаве са њеном притоком Уб. Укупна дужина модела износи 93,5 km, од чега дужина Тамнаве (од ушћа до Каменице) износи 63,4 km, док дужина Уба (од ушћа до Памбуковице) износи 30,1 km.



Слика 4. Просторни обухват хидрауличког модела Тамнаве и Уба

Figure 4. Spatial coverage of the hydraulic model for Tamnava and Ub



Слика 5. Приказ локације попречних профила хидрауличног модела (HEC-RAS)

Figure 5. Representation of cross sections within the hydraulic model (HEC-RAS)

Манингов коефицијент отпора представља параметар који се задаје за сваки попречни профил хидрауличног модела, и то за главно корито, леву и десну инундацију. Одређене су 4 зоне Манинговог коефицијента отпора (према речном току и према томе да ли је корито регулисано или не): Тамнава регулисано корито, Тамнава нерегулисано корито, Уб регулисано корито и Уб нерегулисано корито. На наредној слици (Слика 5) приказан је положај попречних профила.

4.3 Моделска интеграција

Како би се извршило спрезање хидролошког и хидрауличног модела, неопходно је дефинисати заједничке чворове на којима се задају спољашњи и унутрашњи гранични услови. Ови чворови представљају места где излазни резултати хидролошког модела постају улазни подаци за хидраулички модел.

Спољашњи гранични услови задати су на најузводнијем и најнизводнијем профили модела, и то као хидрограм на најузводнијем, и као нормална дубина на најнизводнијем профили. Унутрашњи гранични услови задати су на профилима где постоје промене у течењу. За профиле ушћа задаје се улазни хидрограм у тачки (Flow Hydrograph), а за међуслив задаје се бочни доток (Uniform Lateral Inflow).

За дефинисање граничних услова потребно је одредити стационаже и профиле заједничких тачака модела. На наредној слици (Слика б) дат је шематски приказ заједничких чворова хидролошког и хидрауличног модела, као и положај хидролошких станица државне и допунске мреже и објеката за одбрану од поплава из Оперативног плана за одбрану од поплава за 2020. годину.



Слика 6. Шематски приказ заједничких чворова хидролошког и хидрауличног модела

Figure 6. Schematic representation of common nodes of hydrological and hydraulic model

5 Кориснички алати

Током досадашњих активности развијени су кориснички алати за праћење хидрометеоролошког стања и анализу и прогнозу хидролошке ситуације. Наведене софтверске компоненте биће детаљније описане у оквиру овог поглавља.

5.1 Кориснички алат за праћење метеоролошког и хидролошког стања

Функција корисничког алата за праћење метеоролошког и хидролошког стања је да пружа информације о мереним временским серијама на профилима мерних станица, реконструисаним вредностима на моделским елементима, као и да омогући поређење нивоа према важећим критеријумима за проглашење фазе одране од поплава (Слика 8).

Подаци су доступни у „реалном времену“ (блиско реалном времену, са кашњењем у пар минута) и у виду архиве.

Преко овог алата корисници могу да виде и податке о хидролошким, метеоролошким и падавинским станицама (пример Слика 8), и графичке подлоге. Алат је развијен за слив реке Тамнаве, и обухвата станице у њеном сливу, али и шире, уколико су подаци релевантни.

5.2 Кориснички алат за анализу и прогнозу хидролошке ситуације

За потребе прегледа и анализе извршених прогноза развијен је кориснички алат за анализу и прогнозу хидролошке ситуације. У оквиру овог алата приказани су резултати прогнозе који се аутоматски извршавају на прорачунском серверу. Алат има два режима рада, основни и напредни. У основном режиму може се видети преглед упозорења (Слика 9), преглед резултата хидролошког прорачуна и преглед резултата хидрауличног прорачуна.

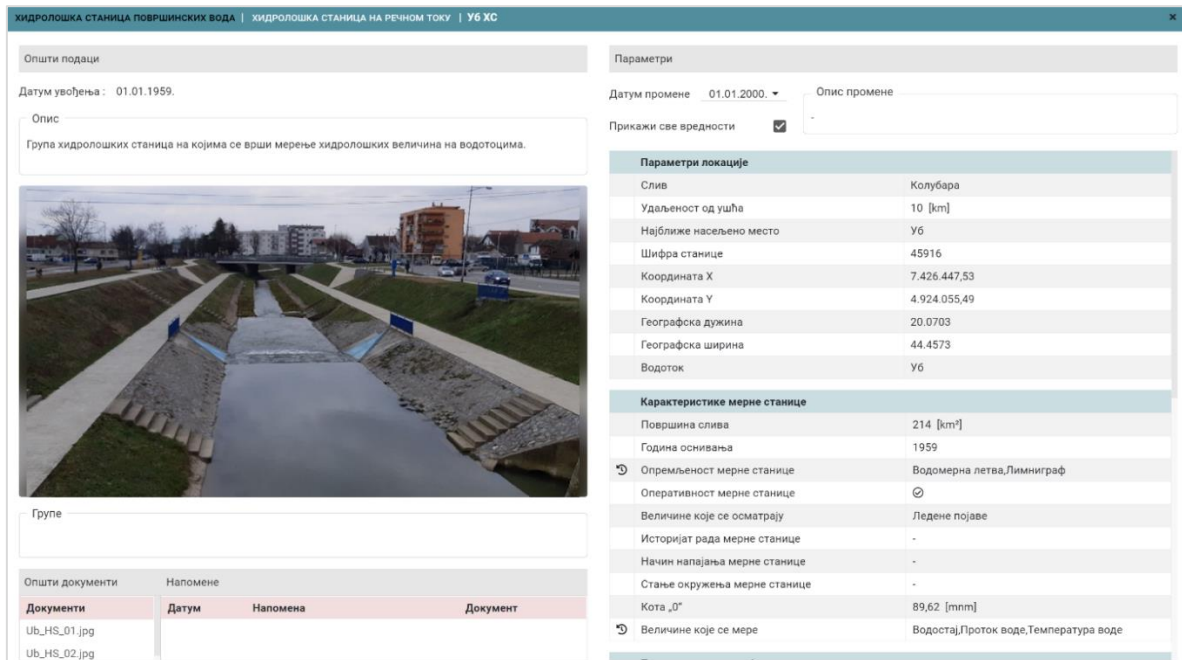
Напредни режим рада омогућава манипулацију свим улазним подацима за прорачун и појединачно извршавање хидролошко-хидрауличких прорачуна са прогнозама из других извора или произвољно задатим подацима.

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia 2021.



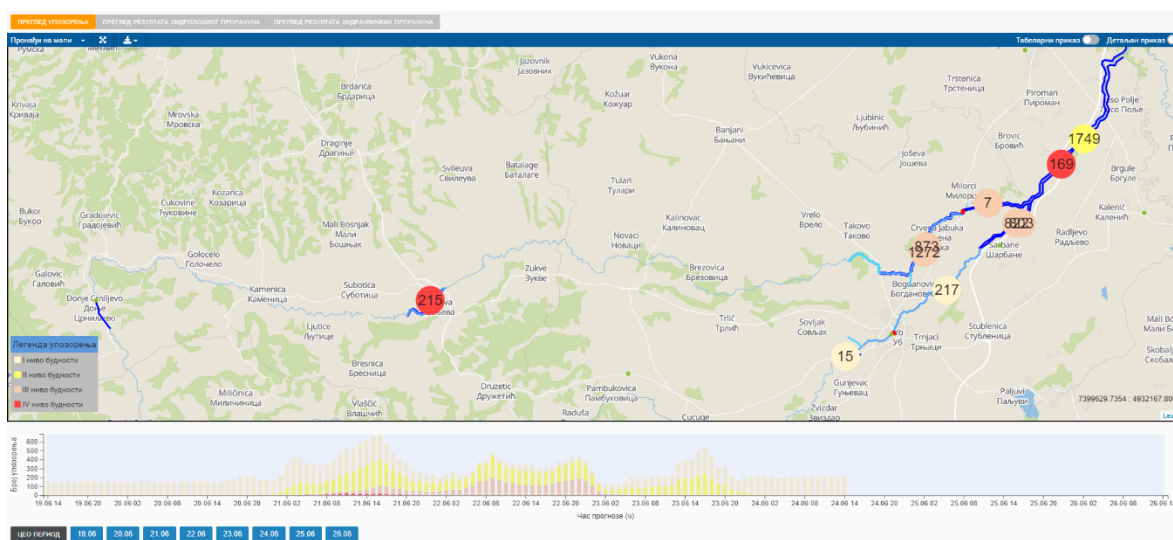
Слика 7. Панел: Регулисано подручје „Коцељева“

Figure 7. Panel: Flood control area „Koceljeva“



Слика 8. Пасош мерне хидролошке станице У6

Figure 8. Metadata for the Ub hydrological station



Слика 9. Преглед упозорења у основном режиму рада

Figure 9. Overview of warnings in basic mode

6 Закључак

У оквиру овог рада приказан је резултат активности спроведених на пројекту „Развој хидрометеоролошког система ране најаве и упозорења на сливу Колубаре, Прва фаза (2019)“. Прва фаза обухвата развој система за рану најаву на пилот сливу реке Тамнаве. У оквиру наведене фазе дефинисани су и креирани делови система који обухватају софтверске компоненте за управљање подацима, математичке моделе и прорачунске сервисе, као и корисничке алате. Функција система је да путем софтверских компоненти прикупи и постпроцесира мерене резултате који служе као улазни подаци за прорачуне применом математичких модела (хидролошко-хидраулички модел). Применом корисничких алата систем омогућава управљање мереним подацима и моделима, и постпроцесирање резултата математичких модела од стране корисника система. Резултат су прогнозирани протоци и нивои воде на речним деоницама у сливу реке Тамнаве.

Захвалница

Рад је настао као резултат спроведених активности на пројекту „Развој хидрометеоролошког система ране најаве и упозорења на сливу Колубаре, Прва фаза (2019)“ финансираног од ЈВП „Србијаводе“.

Литература

1. Deltares, Holandija <https://www.deltares.nl/en/software/flood-forecasting-system-delft-fews-2/>
2. EFAS 2021 <https://www.efas.eu/en/user-information>
3. HEC-USACE <https://www.hec.usace.army.mil/>
4. KJ van Heeringen, Schuurmans H., Anđelić, M., Simončić, V., Hodzic, I., Hadziahmetovic, S.: Development of Real-Time Flood Forecasting and Warning System for the Sava River Basin, 18. Conference SDHI & SDH – Niš, Serbia, 2018.
5. Martin Teal (2017), Creating a Flood Warning System for the San Diego River Using HEC-RTS Software

19. Savetovanje SDHI i SDH - Beograd, Srbija 2021. Conference SDHI & SDH - Belgrade, Serbia

6. Mure-Ravaud M., Binet G., Bracq M., Perarnaud JJ., Fradin A., Litrico X. (2016). A web based tool for operational real-time flood forecasting using data assimilation to update hydraulic states. *Environmental Modelling & Software* 84: 35-49.
7. Raynaud, D., Thielen, J. , Salamon, P. , Burek, P. , Anquetin, S. and Alfieri, L. (2015), A dynamic runoff coefficient to improve flash flood early warning in Europe: evaluation on the 2013 central European floods in Germany. *Met. Apps*, 22: 410-418. doi:10.1002/met.1469

**СЕЋАЊЕ НА
(IN MEMORIAM)
ПРОФ. ДР ДРАГУТИНА МУШКАТИРОВИЋА
(1932–2021)**

Дејана Ђорђевић¹



Крајем фебруара 2021. године (25. 2. 2021.) преминуо је наш уважени професор Драгутин Мушкатиновић, истакнути стручњак из области речне хидраулике и унутрашњих пловних путева. Не могавши да организујемо комеморативни скуп у пандемијско невреме, одлучисмо да на овогодишњем, 19. саветовању некадашњег Југословенског, а сада Српског друштва за хидрауличка истраживања, посветимо посебну сесију нашим преминулим професорима и колегама. Спремајући се за овај скуп, прикупила сам вредну архивску грађу из редовних издања Годишњака Института и Катедре за хидротехнику за период од средине 70-их до почетка 90-их година 20. века. Иако нам систематизација резултата на крају календарске године понекад изгледа као сувишан део посла, овакви тужни догађаји нам показују да је истрајно обједињавање и објављивање прегледа постигнутих резултата драгоцен извор историјске грађе кроз коју се могу пратити и развој Катедре као целине и развој сваког њеног члана посебно. Међутим, када сам, затрпана гомилом годишњака са обележеним странама, села и написала наслов *Сећање*

¹ в. проф. др Дејана Ђорђевић, Универзитет у Београду, Грађевински факултет, dejana@grf.bg.ac.rs

на, запитала сам се шта је то сећање на некога од кога сте учили, са ким сте радили, ко вам је пружао несебичну подршку и био ослонац кад год је требало. Да ли је то фактографско навођење података који се могу наћи у годишњацима и монографијама или је то покушај да се оживи тренутак у којем је неко живео и радио? У време када нас са свих страна бомбардују бројним подацима, када људи постају бројке на екрану и папиру, одлучила сам да је сећање заправо ово друго. И тада је оловка почела да пише срцем. Реакције које су уследиле после одржане сесије показале су да је одлука била права. Зато сада прекуцавам ово, како сам га у том тренутку назвала, сасвим необично сећање на свог професора за чијим столом у кабинету 155 сада седим.

Почетак 90-их. Средина радне недеље, између 9 и 10 сати пре подне. Ходник ка булевару у западном крилу зграде пуст. Чује се само шкрипа двокрилних лептир-врата која се затварају уз пригушујуће њихање. Полако прилазим кабинету 155 из којег се све разговетније чује равномерно куцање на писаћој машини Олимпија. То професор Мушкатиновић од јутрос увелико ради.

Да ли припрема седницу Катедре за хидротехнику на чијем челу се налази од како му је пре неки месец истекао мандат председника Савета факултета, или се спрема за састанак Савета универзитета, или као председник Стручне комисије припрема предстојећу седницу? Свака од ових дужности има своје специфичности и изазове, али професор Мушкатиновић је на то већ навикао обављајући још од 1973. године различите дужности – најпре продекана за финансије од те 1973. до 1975. године, затим управника Института за хидротехнику од 1979. до 1981. године, а потом и најодговорнију дужност – дужност декана Грађевинског факултета од 1983. до 1985. године.

А те 70-е и 80-е биле су време када се много радило и градило. Време, када се успостављао хидроенергетски и пловидбени систем Ђердап I којим се, између осталог, решавао проблем пловидбе на најкритичнијем и најопаснијем сектору реке Дунав кроз Ђердапску клисуру, када су се, у складу са споразумима потписаним са пре десетак година основаном Дунавском комисијом, припремали и обављали обимни регулациони радови на уређењу реке Дунав за пловидбу и на узводним секторима где Дунав тече у природном режиму. Све су то били радови који су омогућили да река Дунав данас буде један од најзначајнијих европских транспортних коридора. Ти радови захтевали су и уређење водотока и заштиту од поплава у сливовима највећих притока. Све те активности професор Мушкатиновић је пратио или кроз руковођење многих стратешких пројеката, студија, научних и стручних пројеката из области речне хидраулике, уређења речних токова, заштите од поплава и пловних путева и пристаништа, или кроз техничку контролу бројних пројеката као члан државних комисија за пријем објеката и ревизију пројеката. Осим тога, био је представник државе у Међународном удружењу за пловидбу IANAC од 1971. до 1993. године.

И све то искуство професор претаче у нова, допуњена издања својих уџбеника „Регулација река“ и „Пловни путеви и пристаништа“ за студенте Грађевинског факултета. На неком од њих можда сада вредно ради куцајући на својој Олимпији. Али професор је бринуо и о млађим генерацијама ђака – ђака средњошколаца из Средње техничке школе за бродарство, бродоградњу и хидротехнику за које је са својим сарадником и наследником, проф. Јовановићем, написао уџбеник Основи хидротехнике, са једне стране, као и о знатижељним стасалим инжењерима са жељом да истражују и унапређују научна сазнања, са друге стране. Тако је био ментор више магистарских теза и доктората и члан бројних комисија за оцену и одбрану ових радова. Осим тога, био је

посвећен и младим инжењерима из праксе којима је био ментор за израду радова за полагање стручних испита и био председник Комисије за полагање стручних испита у области хидротехнике при Друштву инжењера и техничара Србије.

Своја знања и искуство није преносио само студентима основних и последипломских студија Грађевинског факултета у Београду, већ и студентима основних студија Грађевинског факултета у Нишу, Саобраћајног факултета у Београду, Архитектонско-грађевинског факултета у Приштини, Војне академије, као и последипломцима на Грађевинском факултету у Сарајеву. Осим тога, читаву деценију од 1981. до 1991. године држао је предавања из речне хидраулике на Међународном курсу из водопривредног инжењерства.

Резултате својих истраживања и рада на студијама преточио је и у преко 90 радова објављених у домаћим научним и стручним часописима и на домаћим и међународним конференцијама и конгресима.

Откуцава 10. Време је за почетак часа из Регулације река. Откључавају се врата. Професор креће ка сали 110 у којој већ годинама у устаљеном термину средом држи наставу студентима четврте године. Висока фигура маркантног универзитетског професора са држањем правим као стрела улази у учионицу. Почиње час.

После часова у кабинету 155 почињу живи разговори о последњој утакмици Партизана, о Срђановом мечу на турниру у Умагу, о Јасни и Душану, о тениском мечу који је одиграо са Мишком Сретеновићем, а све обичне, животне ствари пореде се са оним како ради или шта каже моја Јелисавета.

Породица и дом су оно чему је професор Мушкатировић, уз све обавезе, у потпуности посвећен. По одласку у пензију, како један за другим долазе, унучи постају професорова главна преокупација и њима, са својом Јелисаветом, посвећује сву своју љубав, пажњу и време.

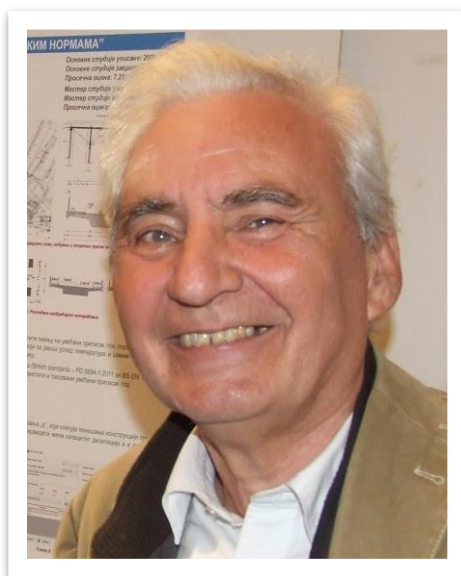
Жао нам је што са својом породицом нисте прославили јубиларни 90-и рођендан, а са нама велики јубилеј факултета који сте успешно водили – 175 година од почетка високошколске наставе из грађевинарства и геодезије у Србији.

Драги професоре, почивајте у миру!

Нека Вам је вачна слава и хвала!

IN MEMORIAM
ZORAN M. RADIĆ
(1949–2021)

Jasna Plavšić¹



Zoran Radić nas je napustio 19. septembra 2021. godine, posle borbe sa teškom bolešću u svojoj 71. godini. Nedostajalo je 15 dana do 4. oktobra da dočeka svoj 72. rođendan.

Rođen je u Beogradu 1949. godine. Po diplomiranju na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu 1974. godine radio je u „Energoprojekt“ oko 3 godine, a potom je prešao na fakultet gde je ostao do penzionisanja 2015. godine. Na našem fakultetu je magistrirao 1983. godine, a 1988. godine doktorirao na temu eksperimentalnog izučavanja i modeliranja oticaja sa gradskih površina. Bio je najpre asistent profesoru Slavoljubu Jovanoviću, a po odlasku prof. Jovanovića u penziju preuzeo je, kao docent, nastavu iz predmeta Hidrologija na osnovnim studijama i predmete Parametarska hidrologija i Stohastička hidrologija na poslediplomskim studijama. Kasnije su se predmeti množili sa reformama školstva, jer je Zoran insistirao da u toku svih tih reformi ne smanjujemo fond časova, a time i gradivo iz Hidrologije kao jedne od fundamentalnih hidrotehničkih disciplina.

Zoran je bio veoma aktivan u nauci i struci tokom cele karijere, pa i u penziji. U okviru doktorata bavio se urbanom hidrologijom i modeliranjem procesa padavine-oticaaj. Tada je razvio distribuirani hidrološki model zasnovan na metodi izohrona i linearnom rezervoaru. Potom se, najviše u okviru projekta FRIEND Uneskovog Međunarodnog hidrološkog programa, bavio regionalnim hidrološkim analizama velikih i malih voda. Vrlo rano je uvideo značaj novih tehnologija za hidrologiju, pre svega primene GIS-a i produkata daljinske detekcije, što je prisutno u njegovim radovima. Takođe je zagovarao i formiranje hidroloških i vodoprivrednih informacionih sistema; učestvovao je u prvobitnom

¹ Prof. dr Jasna Plavšić, Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, jplavsic@grf.bg.ac.rs

formiranju hidrološke baze u RHMZ-u, a sa pokojnim profesorom Erihom Pašecom sa Tehničkog Univerziteta u Hamburgu učestvovao je u razvoju e-learning sistema za zaštitu od poplava.

Najpre sa profesorom Slavoljubom Jovanovićem, a posle i sam, Zoran Radić je bio veoma aktivan u Uneskovom Međunarodnom hidrološkom programu. Sa prof. Jovanovićem bio je koautor poglavlja „Hidrološki režim“ u četvorjezičnoj monografiji „Hidrologija reke Dunav“ iz 1988. godine, koja je nastala u okviru dugogodišnje saradnje podunavskih zemalja. Bio je član predsedništva Jugoslovenskog društva za hidrologiju od 1989. godine i predsednik u periodu 1994–1998. Organizovao je veliki broj skupova kojima je obeležavan Svetski dan voda (22. mart), najčešće zajedno sa kolegom Tiosavom Petkovićem.

Zahvaljujući saradnji sa Uneskom, Zoran je učestvovao u pomenutom projektu FRENED i tokom 90-ih godina 20. veka, za vreme međunarodnih sankcija prema Srbiji, kao i u projektu MED-HYCOS koji se odnosio na razvoj Svetskog hidrološkog osmatračkog informacionog sistema. Uprkos tome što su ovi projekti bili realizovani u vreme sankcija, Zoran se u njima izborio za ravnopravnu poziciju sa ostalim partnerima i bio rado viđen učesnik na sastancima u Francuskoj, Italiji, Grčkoj, Nemačkoj itd.

Tu je i mnogo drugih njegovih doprinosa koji su navedeni samo taksativno:

- U periodu 2001–2004. bio je prodekan za nauku Građevinskog fakulteta.
- Učestvovao je u realizaciji 22 nacionalna i 7 međunarodnih naučnih projekata, 45 stručnih projekata u zemlji i 10 u inostranstvu.
- Bio je član uredništva u tri nacionalna časopisa i korednik u pet publikacija koje je pripremio Unesko.
- Bio je nacionalni korespondent u Međunarodnoj asocijaciji za hidrološke nauke.
- Bio je stalni saradnik „Energoprojekta“ u velikom broju stručnih projekata.
- Dobitnik je nagrada za najbolji magistarski rad, za najbolju doktorsku disertaciju i za učešće u izradi monografije „Hidrologija reke Dunav“.

Organizujući godišnje nacionalne skupove za svetski dan voda tokom 90-ih godina, Zoran je uspeo da obezbedi kontinuitet aktivnosti Jugoslovenskog društva za hidrologiju i Nacionalnog komiteta za Međunarodni hidrološki program. Time je nastavio tradiciju koju je započeo profesor Slavoljub Jovanović i omogućio opstanak visokog renomea beogradske hidrološke škole na nacionalnom i međunarodnom planu.

Pored svog nastavnog, naučnog i stručnog delovanja, Zoran Radić je bio izuzetno posvećen svojoj porodici – supruzi, ćerki i unuci, kojima je podario svu svoju ljubav. Njegovo građansko vaspitanje i opredeljenje, kao i priroda koja nije trpela stege sistema, učvrstili su ga u beskompromisnoj borbi za istinu i pravdu. U penzionerskim danima došao je do vremena da ispolji svoje stavove i osećanja o stvarima koje su ga tištale i pisao je aforizme. Te aforizme nam je sa ponosom čitao na našim internim okupljanjima u Institutu za hidrotehniku. Kolege i prijatelji pamte ga i pamtiće ga kao vrhunskog hidrologa i kao vrlo prijatnog čoveka koga su voleli i cenili.

Neka mu je slava i hvala.

Indeks autora

- Atanasijević, Petar 45
- Bartoš Divac, Vladislava 57, 448
Blagojević, Borislava 82, 96, 182, 200
Bogojević, Aleksandar 82
Budinski, Ljubomir 370
- Čantrak, Đorđe 45
Ćatović, Samir 57, 424, 448
- Ćipranić, Ivana 139
- Dašić, Tina 118
Dekić, Ljiljana 424
Delage, Pierre 28
Dmitrović, Ivana 1
- Đenić, Nikola 82
Đokić, Nikola 182
Đorđević, Dejana 212, 508
Đorđević, Filip 1, 13
- Erić, Ranka 212
- Gabrić, Ognjen 266
Glišić, Radmilo 1
Govedarica, Ognjen 395
- Horvat, Mirjana 266
Horvat, Zoltan 266
- Ignjatović, Lazar 150, 158
Ilić, Aleksandra 57, 448, 457
Ilić, Dejan 45
Ivetić, Damjan 150, 158, 222, 240, 298, 326, 472, 488
Ivetić, Miloš 343
- Jaćimović, David 212, 379
Jaćimović, Nenad 472, 488
Janković, Novica 45
Jeftenić, Goran 370
Jevrić, Goran 139
Jevrić, Marija 139
Jovanović, Dušan 277
- Jovanović, Miodrag 106
- Kapor, Radomir 1, 13
Kolaković, Slobodan 370
Kolaković, Srđan 287
Kovačević, Milica 343
- Lukić, Vladimir 436
- Ljubičić, Robert 1, 13
- Marjanović, Srđan 57, 448
Mihailović, Vladislava 96, 182
Milašinović, Miloš 150, 158, 255
Milić, Marijana 287
Milivojević, Nikola 150, 158, 436, 496
Milivojević, Vladimir 436, 496
Milošev, Dejan 436
Milovanović, Marija 496
- Nedeljković, Miloš 45
- Petroselli, Andrea 170
Plavšić, Jasna 57, 65, 411, 448, 513
Praštalo, Petar 200
Prodanović, Dušan 222, 240, 255
Prohaska, Ognjen 57, 448
Prohaska, Stevan 57, 448
Pudar, Ranko 411
- Radivojević, Borko 457
Radivojević, Dragan 457
Radulović, Milan 139
Randelović, Anja 395
Rosić, Nikola 379, 472, 488
- Savić, Ljubodrag 1, 13
Schertzer, Daniel 28
Sekulić, Goran 139
Stanić, Filip 28, 395
Stanić, Miloš 118, 298
Stevanović, Slavimir 424
Stipić, Danilo 370
Stipić, Matija 287
Stojadinović, Luka 150, 158, 496

18. Savetovanje SDHI i SDH - Niš, Srbija 2018. Conference SDHI & SDH - Niš, Serbia 2018.

Stojković, Milan 150, 158, 496
Sudar, Tamara 118

Tašin, Slobodan 287
Todorović, Andrijana 65, 170
Topalović, Žana 65, 200
Trifković, Milica 118

Vasilić, Željko 298, 326

Vladiković, Dejan 424
Vojt, Predrag 222, 240

Zindović, Budo 1, 13, 255
Zlatanović, Nikola 170

Živadinović, Predrag 424