UNIVERZITET U NOVOM SADU
POLJOPRIVREDNI FAKULTET

ODVODNJAVANJE
Praktikum

Dr Atila Bezdan
Dr Milica Vranešević
Dr Boško Blagojević

2

Dr Atila Bezdan
Dr Milica Vranešević
Dr Boško Blagojević

ODVODNJAVANJE
Praktikum

UNIVERZITET U NOVOM SADU
POLJOPRIVREDNI FAKULTET

Novi Sad, 2020

EDICIJA POMOĆNI UDŽBENIK

Osnivač i izdavač edicije

Univerzitet u Novom Sadu, Poljoprivredni fakultet
Trg Dositeja Obradovića 8, 21000 Novi Sad

Godina osnivanja
1954

Glavni i odgovorni urednik edicije

Dr Nedeljko Tica, redovni profesor
Dekan Poljoprivrednog fakulteta

Članovi komisije za izdavačku delatnost

Dr Ljiljana Nešić, ***redovni profesor, - predsednik***
Dr Branislav Vlahović, ***redovni profesor, - član***
Dr Zorica Srđević, ***redovni profesor, - član***
Dr Nada Plavša, ***vanredni profesor, - član***

Autori

Dr Atila Bezdan, ***vanredni profesor***
Dr Milica Vranešević*, docent*
Dr Boško Blagojević*, docent*

Glavni i odgovorni urednik

Dr Nedeljko Tica, ***redovni profesor***
Dekan Poljoprivrednog fakulteta u Novom Sadu

Urednik

Dr Zorica Srđević, ***redovni profesor***
Direktor Departmana za uređenje voda

Recenzenti

Dr Radovan Savić, ***redovni profesor***
Univerzitet u Novom Sadu, Poljoprivredni fakultet

Dr Salvai Atila, ***redovni profesor***
Univerzitet u Novom Sadu, Poljoprivredni fakultet

Izdavač
Univerzitet u Novom Sadu, Poljoprivredni fakultet, Novi Sad

Zabranjeno preštampavanje i fotokopiranje. Sva prava zadržava izdavač.

izdavač. Štampa: Donat Graf doo, Beograd

Štampanje odobrio: Komisija za izdavačku delatnost
Poljoprivredni fakultet, Novi Sad

Tiraž: 20
Mesto i godina štampanja: Novi Sad, 2020.

PREDGOVOR

Ovaj praktikum predstavlja pomoćni udžbenik za predmet „Odvodnjavanje“ na osnovnim studijama na studijskom programu Uređenje, korišćenje i zaštita voda; predmet „Zemljište i melioracije“ na osnovnim studijama na studijskom programu Agroekonomija; predmete „Uređenje zemljišne teritorije“ i „Geodezija i Melioracije“ na osnovnim studijama na studijskom programu Ratarstvo i povrtarstvo; kao i za predmete „Održive melioracije“ i „Drenaža“ na master studijama na studijskom programu Uređenje, korišćenje i zaštita voda. Nastao je kao odgovor na potrebu da se studentima na sistematičan način detaljno objasni postupak izvođenja praktičnih vežbi. Praktikum odgovara postojećem programu za ovaj predmet i usaglašen je sa najznačajnijom domaćom i stranom literaturom iz ove oblasti. Vežbe i primeri obrađeni u praktikumu se baziraju na svetski priznatim metodama i standardima tako da može biti od koristi i studentima na drugim fakultetima na kojima se predaje odvodnjavanje, kao i stručnjacima iz prakse koji se bave ovom problematikom.

Značajan doprinos konačnom obliku praktikuma dali su angažovani recenzenti svojim konstruktivnim sugestijama i savetima.

Novi Sad, 2020. Autori

SADRŽAJ:

1. UVOD 1
2. ZADATAK 4
3. TOPOGRAFSKA ANALIZA TERENA I DISPOZICIJA KANALSKE MREŽE 5
4. MERODAVNE KOLIČINE VODE ZA ODVODNJAVANJE 12
Vodni bilans vanvegetacionog perioda 12
Hidromodul odvodnjavanja na bazi ekstremnih padavina u vegetacionom periodu . 17
Usvajanje hidromodula odvodnjavanja sistema 21
5. HIDRAULIČKI PRORAČUN OTVORENE KANALSKE MREŽE 24
6. HORIZONTALNA CEVNA DRENAŽA 29
Dimenzionisanje horizontalne cevne drenažne mreže 30
7. KOTE VODE I KOTE DNA KANALA 37
Kote vode sekundarnih kanala na ulivu u glavni kanal 37
Kote dna sekundarnih kanala na ulivu u glavni kanal 38
Kote vode glavnog kanala 41
8. PODUŽNI I POPREČNI PROFILI KANALA 43
Određivanje zapremine materijala pri iskopu kanala 45
9. ELABORAT 46
10. LITERATURA 72

1. UVOD

Na području Vojvodine jedan od najvažnijih zadataka vodoprivrede je odvođenje suvišnih voda sa i iz zemljišta u cilju stvaranja povoljnog vodnog i vazdušnog režima u zemljištu za potrebe gajenja biljaka. Odvodnjavanjem se održava nivo podzemne vode na željenom nivou, utiče se na aeraciju, strukturu zemljišta, temperaturu, sadržaj humusa, povećanje broja korisnih mikroorganizama, smanjenje broja štetočina i korova kao i smanjenje procesa zaslanjivanja zemljišta. Ekonomski efekti se ogledaju kroz olakšanu i pravovremenu obradu zemljišta, znatno veće i stabilnije prinose ili u dobijanju novih poljoprivrednih površina isušenjem močvara.

Pojave suvišnih i štetnih unutrašnjih voda su uslovljene pre svega ekstremnom količinom i neravnomernom vremenskom raspodelom padavina (Bezdan et al., 2009; Vranešević & Bezdan, 2012). Zemljišta Vojvodine nalaze se u ravnici na kojoj se problemi odvodnjavanja javljaju zbog slabog oticanja vode po površini terena, čiji ostatak delimično ispari, a najvećim delom se infiltrira u zemljište. Govoreći uopšteno, na području Vojvodine potreba za odvodnjavanjem javlja se na ravnim i plitkim zemljištima, na onim koja leže na nepropusnim slojevima, na plitkim depresijama gde se zadržava voda, na zemljištima na koja dolazi voda sa viših terena podzemnim ili površinskim doticajem, na zemljištima pored reka gde voda za vreme visokih vodostaja filtrira iz reke u priobalje. Obim i trajanje plavljenja unutrašnjim vodama zavisi od (Milošev i Dedić, 2000) :

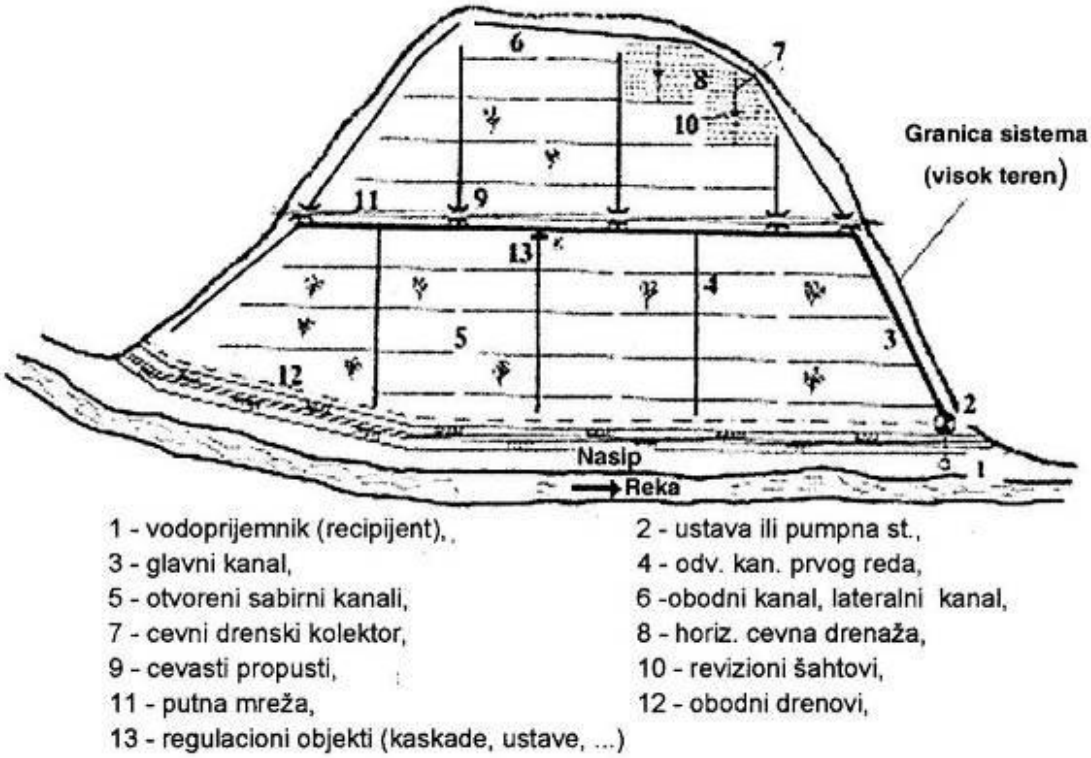
- meteoroloških i hidroloških prilika u prethodnim godinama i u godini plavljenja;
- visinskog položaja ugroženog terena - veličine i dubine depresija;
- stepena izgrađenosti sistema za odvodnjavanje;
- svojstava zemljišta;
- načina obrade zemljišta – naročito teška mehanizacija ima nepovoljan uticaj, jer pogoršava vodni režim zemljišta i vremenom se formira takozvani “plužni đon” koji slabo propušta vodu i drugo.

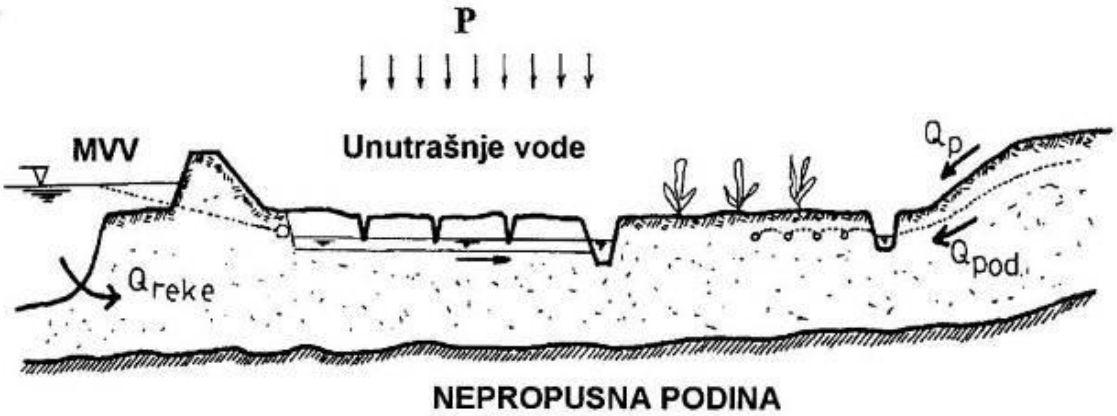
Štetno dejstvo suvišnih unutrašnjih voda odražava se na poljoprivrednu proizvodnju, ali i štete u naseljima, infrastrukturnim i drugim objektima mogu biti takođe vrlo značajne. Plavni tereni mogu dovesti i do pogoršanja higijensko-zdravstvenih uslova za ljude i životinje (povećanje brojnosti štetnih insekata, zagađuju se podzemne vode, izlivaju se septičke jame i sl.).

Sistem za odvodnjavanje je skup objekta za sakupljanje, odvođenje i evakuaciju suvišne vode sa ciljem da se u što kraćem vremenu odvedu suvišne vode sa područja i evakuišu u recipijent (Belić i sar., 2006; Belić i sar.,2007; Bezdan i sar., 2010; Bezdan, 2010; Bezdan et al., 2011; Bezdan i sar., 2012) . Evakuacija može biti gravitacijom ako je vodostaj u recipijentu niži od vodostaja u glavnom kanal, a ako to nije moguće mora se izgraditi crpna stanica.

Elementi sistema za odvodnjavanje su (Kolaković i Trajković, 2006) (Slika 1):

- vodoprijemnik (recipijent);
- objekat za evakuaciju vode (crpna stanica ili ustava);
- glavni kanal;
- sabirni kanali, odvodni kanali nižeg reda;
- obodni kanal;
- horizontalna cevna drenaža i drenski kolektori;
- objekti na sistemu (propusti, mostovi, nasipi, putevi, …)





Slika 1. Skica sistema za odvodnjavanje

Za potrebe izrade projekta sistema za odvodnjavanje neophodno je raspolagati brojnim podacima i podlogama kao što su topografske, pedološke, geološke i hidrografske podloge, saobraćajna i energetska infrastruktura, informacije o poljoprivrednoj proizvodnji, višegodišnji hidrometeorološki podaci i mnogi drugi.

U nastavku je prikazan postupak projektovanja sistema za odvodnjavanje na jednom poljoprivrednom imanju površine oko 1000 ha, a projektom će biti obuhvaćeno trasiranje i dimenzionisanje otvorene kanalske mreže, bez crpne stanice, a na odabranoj najugroženijoj lokaciji i projektovanje horizontalne cevne drenaže.

2. ZADATAK

Na zemljištu poljoprivrednog imanja, veličine slivnog područja oko 1.100 ha, pojavljuju se u kišnim godinama suvišne površinske i podzemne vode, pretežno početkom proleća. Potrebno je projektovati sistem za odvodnjavanje, čija će sposobnost biti da odvede suvišne vode vanvegetacionog perioda u roku od 15 dana, a pri dimenzionisanju sistema za odvodnjavanje uzeti u obzir i ekstremne padavine u vegetacionom periodu.

U tu svrhu treba izvršiti sledeće:

1) Izvršiti topografsku analizu terena na osnovu priložene topografske karte R = 1: 20.000 i obeležiti vododelnicu.

2) Trasirati kanalsku mrežu na priloženoj karti i odrediti slivne površine svih deonica.

3) Hidromodul sistema (q_s) sračunati na osnovu viška vode u vanvegetacionom periodu sa povratnim periodom od 10 godina, kao i na osnovu viška vode od pojave ekstremnih padavina u aprilu mesecu takođe sa povratnim periodom od 10 godina.

4) Deonični hidromodul odvodnjavanja (q_d) za pojedine deonice kanala sračunati u zavisnosti od kritičnog vremena.

5) Računske protoke za sve deonice i hidraulički proračun kanala prikazati u tabelama.

6) Podužni profil glavnog kanala prikazati u razmeri: za visine R = 1:100, a za dužine R = 1:20.000.

7) Poprečne profile deonica glavnog kanala prikazati u razmeri R = 1:100.

8) Sračunati zapremine iskopa glavnog kanala na osnovu lomova terena i prikazati u tabeli.

9) Na slivnoj površini izabranog kanala izraditi horizontalnu cevnu drenažu na kotama 79,00 mnm, uz uslove:

   - zemljište je horizontalno i velike moćnosti,
   - razmak drenova računati po metodu nestacionarnog režima priticanja (Glover-Dam metoda).

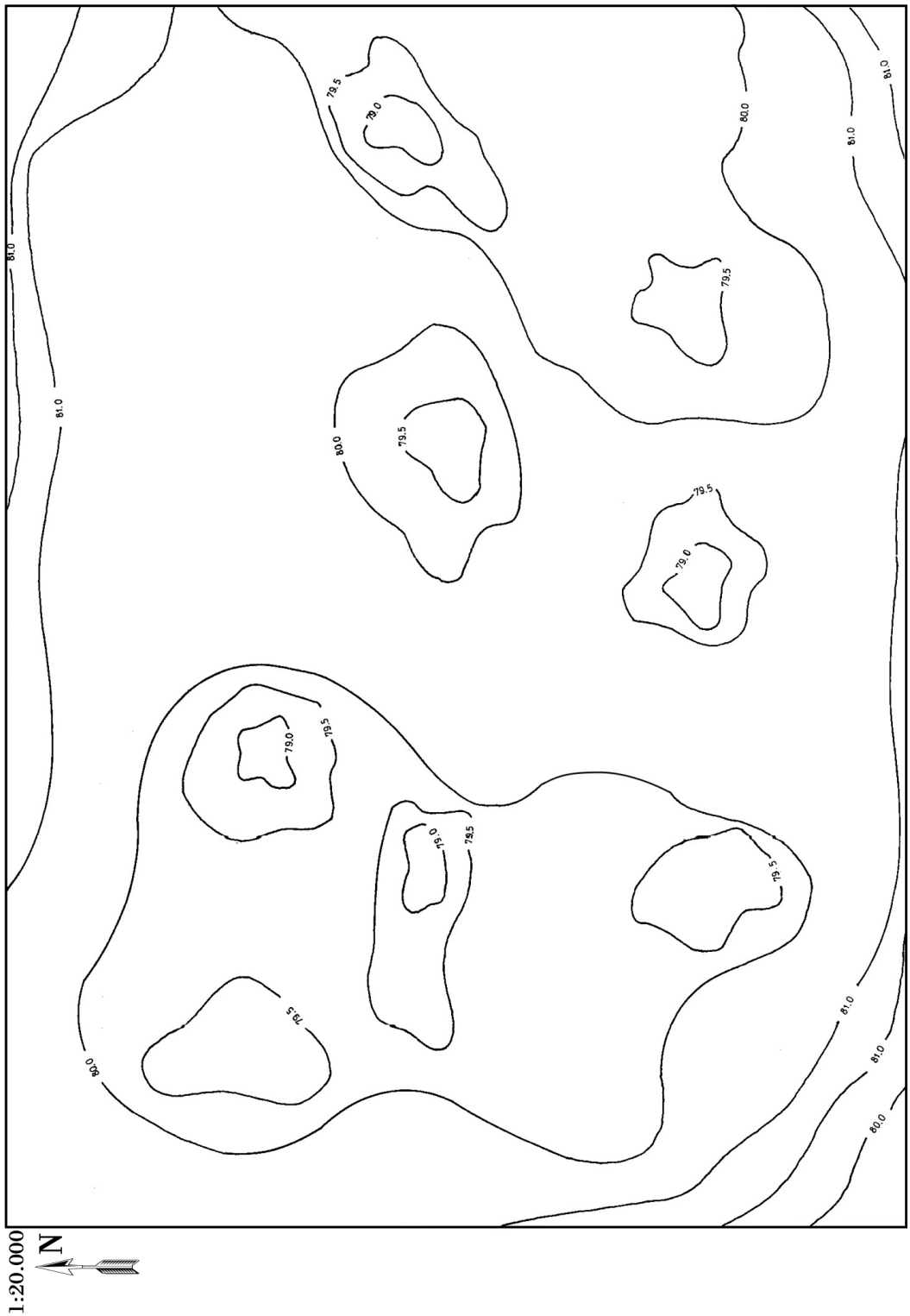
3. TOPOGRAFSKA ANALIZA TERENA I DISPOZICIJA KANALSKE MREŽE

Prema Kolakoviću i Trajkoviću (2006) preporučuju se sledeći principi prilikom određivanja položaja kanalske mreže:

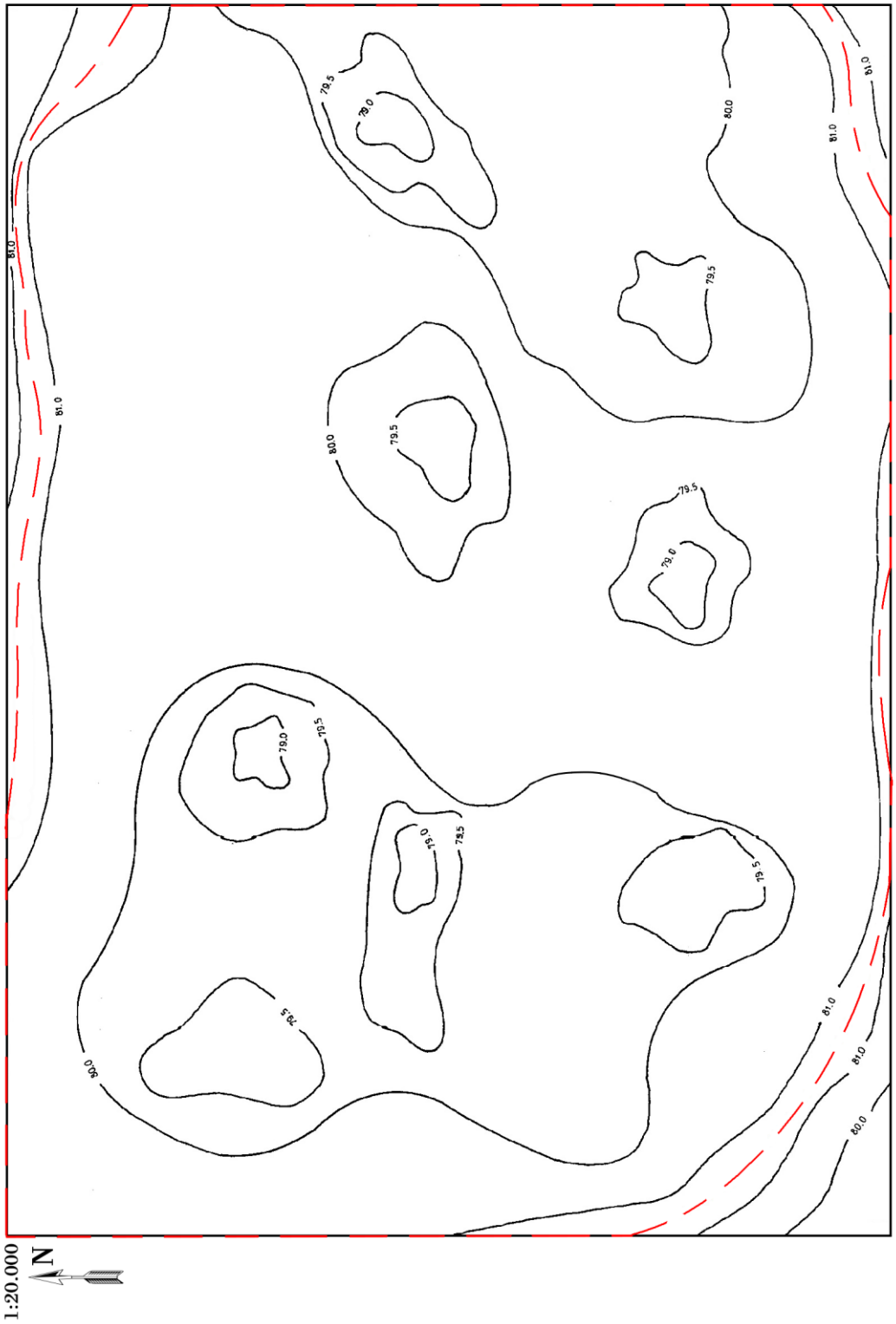
1) Ukoliko uslovi na terenu dozvoljavaju trebalo bi iskoristiti u što većoj meri postojeću kanalsku mrežu.
2) Položaj bi trebalo da bude usaglašen sa organizacijom i sa karakterom površine za odvodnjavanje, a trebalo bi i uzeti u obzir kasniju mogućnost usaglašavanja sa građenjem sistema za navodnjavanje.
3) Položaj treba da je usaglašen sa topografskim i hidrološkim uslovima (postojeći vodotoci, pravac kretanja i dubina zaleganja podzemne vode).
4) Kod sučeljavanja kanala treba izbegavati uglove manje od 60°, jer se na ovaj način izbegavaju nepravilne površine teške za obradu.
5) Razmak i položaj kanala treba usaglasiti sa zahtevima savremene poljoprivredne mehanizacije, što podrazumeva formiranje pravilnih parcela veličine minimum oko 60-80 ha sa razmacima kanala obično ne manjim od 400 m, ako to tehno-ekonomski uslovi dozvoljavaju.
6) Ukoliko postoji mogućnost površinskog i podzemnog doticaja sa susednih površina predviđaju se obodni kanali.

Glavni kanal treba da se trasira po najnižim kotama terena u pravcu najvećih nagiba, što će omogućiti da glavni kanal može da primi suvišne vode sa bilo kog dela sistema bez prepumpavanja vode iz odvodnih kanala I reda. Vrlo često se glavni kanal vodi po trasi postojećih manjih vodotoka, s tim da se čine manje korekcije. Na ovaj način izbegavaju se velike količine zemljanih radova. Sabirni kanali služe kao sakupljači vode sa prevlaženih delova sistema i voda se u njih sliva direktnim, a trasiraju se obavezno po mikrodepresijama.

U prvom koraku je potrebno da se na topografskoj karti (Slika 2) odredi granica slivne površine, odnosno granica budućeg sistema za odvodnjavanje. Ovu granicu predstavlja vododelnica koja se može utvrditi na osnovu izohipsi. Traže se grebeni sa najvišim kotama terena i gde teren levo i desno od posmatranih najviših izohipsi počinje da se spušta na niže kote. Naravno, ovu analizu je najefikasnije sprovesti u nekom od savremenih softvera kao što su to ArcGIS, QGIS i drugi. Prethodno je potrebno izvršiti digitalizaciju topografske karte, kreirati 3D model terena i zatim izvršiti određivanje slivne površine (watershed delineation). Na slici 3 je vododelnica, koja je u isto vreme i granica sliva, prikazana crvenom isprekidanom linijom. Ona se nalazi između izohipsi sa kotama **81,00 mnm**, a gde teren izlazi iz okvira tamo će se usvojiti da je to okvir karte. U realnoj situaciji potrebno je sagledati i šire područje, ali u cilju lakše izrade ovog zadatka posmatraće se površina samo unutar okvira.



Slika 2. Topografska karta analiziranog područja

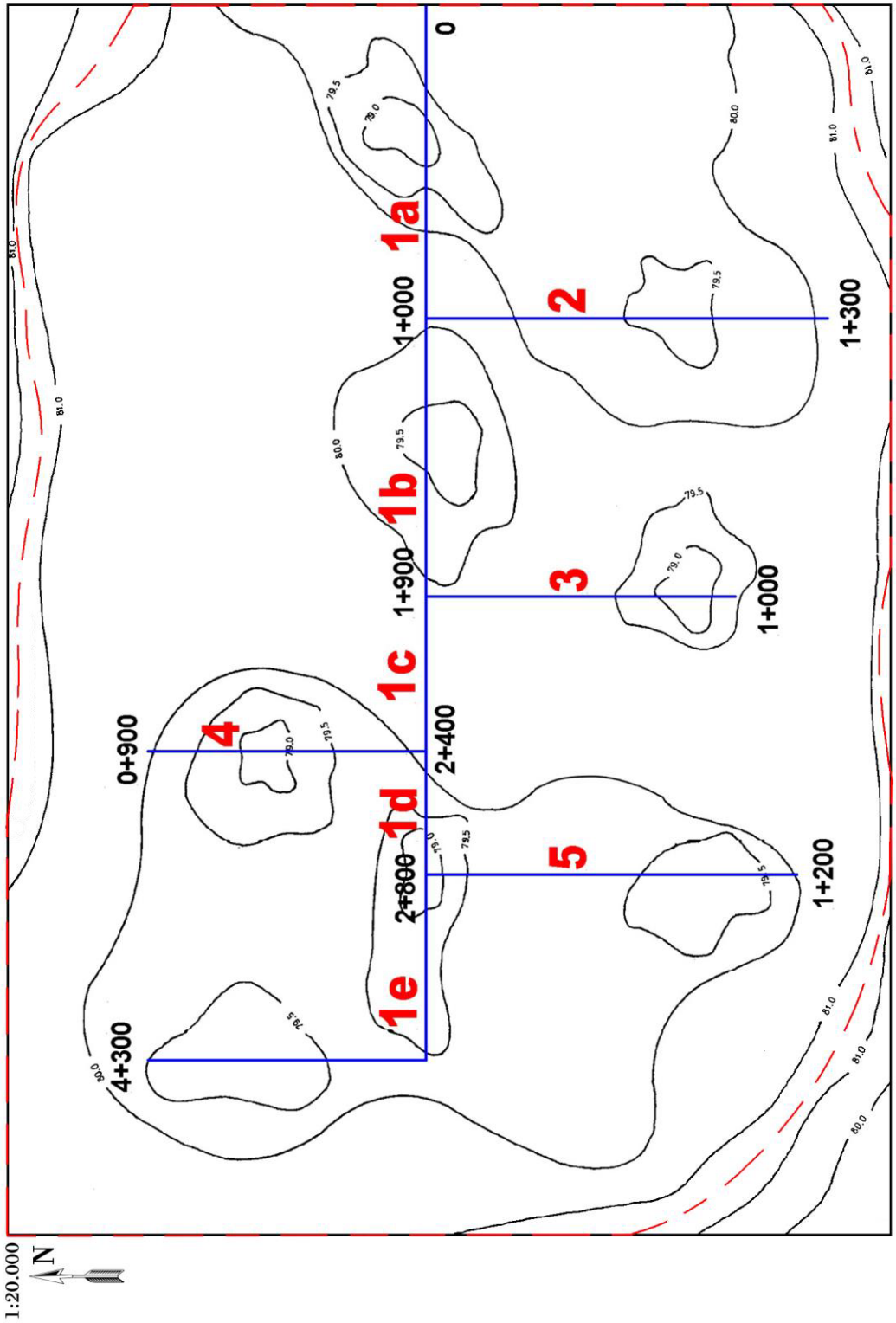


Slika 3. Topografska karta analiziranog područja sa obeleženom vododelnicom, odnosno granicom sliva

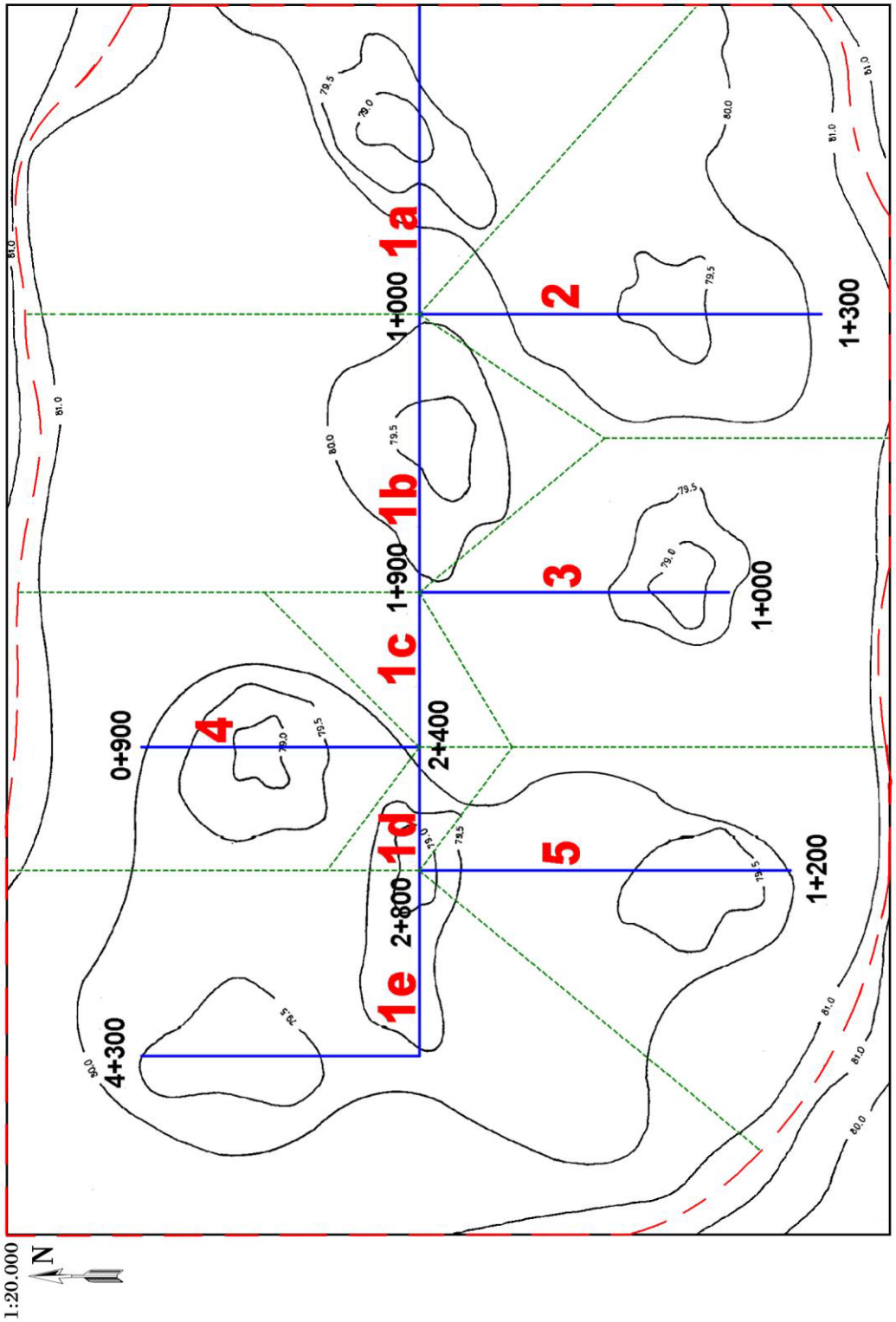
Na slici 4 prikazano je kako je izvršeno trasiranje kanalske mreže. Sa istočne strane posmatranog područja nalazi se recipijent. On se nalazi van okvira pa će se to pretpostaviti prilikom rešavanja ovog zadatka. Kada se pogledaju kote terena i imajući u vidu prethodno iznesenu pretpostavku o lokaciji recipijenta, može se zaključiti da suvišne vode sa posmatranog sliva imaju tok u pravcu istoka - prema recipijentu. Glavni kanal je postavljen u tom pravcu i tako da prolazi kroz što više zona sa najnižim kotama terena. U ovom slučaju glavni kanal je postavljen paralelno sa okvirom, ali to je urađeno radi uprošćavanja rešavanja ovog zadatka, a naravno u realnoj situaciji to sigurno neće biti slučaj. Takođe, glavni kanal je u ovom slučaju pravolinijski i skreće prema severu pod uglom od 90° na stacionaži km 3+400. Sporedni kanali su trasirani tako da prolaze kroz sve ostale depresije terena.

Zatim je izvršeno obeležavanje deonica glavnog kanala i svih sporednih kanala (Slika 4). Deonice glavnog kanala su obeležene brojem **1** i slovima abecede, tako da se slovo **a** dodeljuje prvoj deonici računajući od recipijenta, a zatim se broju **1** dodeljuju ostala slova. Sporedni kanali su obeleženi brojevima, počevši od broja **2** koji je dodeljen najnizvodnijem sporednom kanalu. Izvršeno je i označavanje stacionaža kanala na karakterističnim lokacijama – na početku i kraju deonice glavnog kanala i na kraju sporednih kanala. U ovom primeru glavni kanal je dugačak 4300 m, a sporedni kanali su dužine od 900 m do 1300 m.

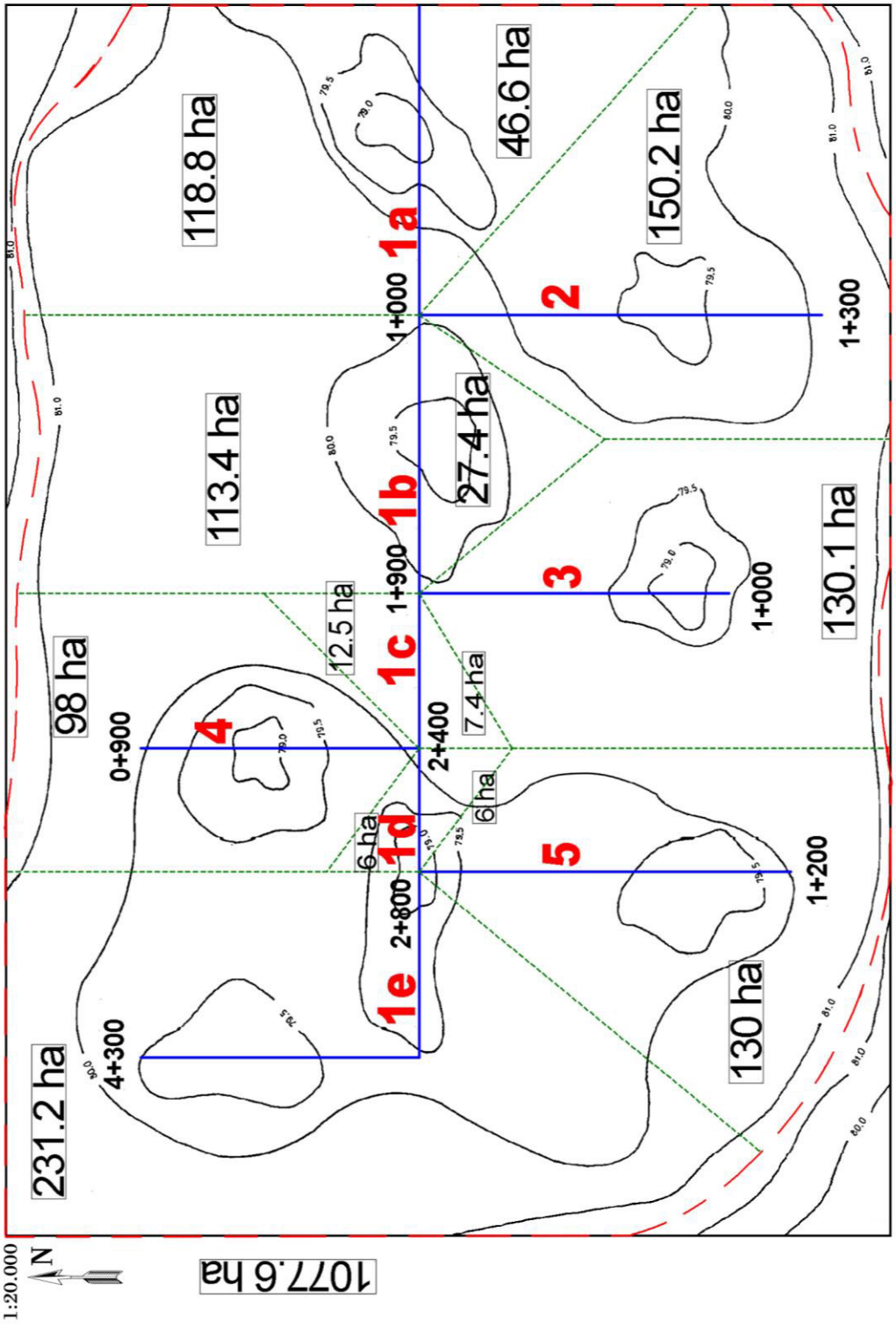
U sledećem koraku izvršeno je definisanje slivnih područja svake deonice glavnog kanala, kao i svih sporednih kanala. Granice podslivova su na slici 5 obeležene zelenom isprekidanom linijom. Prilikom određivanja granica podslivova potrebno je uzeti u obzir površine sa leve i sa desne strane posmatranog kanala ili deonice kanala, voditi računa gde se nalaze granice podslivova susednih kanala ili deonica kanala, i takođe je neophodno obratiti pažnju na izohipse koje ukazuju na pravce slivanja vode po terenu, odnosno treba obratiti pažnju kako granice podslivova presecaju izohipse. Pri tom može se koristiti pravilo da se zamišljena kapljica vode na posmatranom mestu kreće upravno na izohipsu prema padu terena. Granice podslivova treba povlačiti do granice celokupnog slivnog područja. U narednom koraku potrebno je izmeriti površine svih podslivova i na kraju njihovim sumiranjem dobiti ukupnu površinu sliva. Površina se može meriti na više načina. Može se podeliti složena površina na pravilne oblike (pravougaonik, trougao), može se koristiti milimetarski paus papir i izvršiti prebrojavanje, koristiti polarni planimetar i slično. Savremeni način merenja površine podrazumeva skeniranje karte – digitalizacija, i merenje površina korišćenjem GIS ili CAD softvera. Prilikom ručnog merenja dužina i površina na karti potrebno je obratiti pažnju na razmeru karte, koje je u ovom slučaju **R = 1:20.000**, što znači da 1 cm na karti iznosi 200 m u prirodi, 1 mm na karti iznosi 20 m u prirodi, 1 cm^2 na karti iznosi 4 ha u prirodi, a 1 mm^2 na karti iznosi 0,04 ha u prirodi. U ovom zadatku ukupna slivna površina iznosi **1077,6 ha** (Slika 6).



Slika 4. Dispozicija kanalske mreže i obeležavanje



Slika 5. Određivanje granice podslivova



Slika 6. Merenje površina podslivova

4. MERODAVNE KOLIČINE VODE ZA ODVODNJAVANJE

Vodni bilans vanvegetacionog perioda

Klimatski i hidrološki uslovi koji vladaju na području Vojvodine i dugogodišnje praktično iskustvo doprineli su da se kao merodavna vrednost za dimenzionisanje elemenata sistema za odvodnjavanje najčešće koristi višak vode vanvegetacionog perioda (Bezdan, 2014; Belić i sar., 1995). Suvišne vode se moraju odvesti do 1. aprila zbog zahteva savremene poljoprivredne obrade - poljoprivredne mašine moraju ući na parcelu u optimalnim rokovima setve (Kolaković i Trajković, 2006). Kod bilansiranja voda na području uglavnom se koristi najjednostavniji oblik jednačine vodnog bilansa u kojoj su prihodna komponenta padavine a rashodna evapotranspiracija (Rajić i Josimov-Dunđerski, 2009; Bezdan et al., 2014; Bezdan et al., 2019a; Bezdan et al., 2019b). Elementi koji ulaze u obračun vodnog bilansa po ovoj metodi su:

- ETP – potencijalna evapotranspiracija (mm);
- P – suma mesečnih padavina (mm);
- Δ – pozitivne ili negativne razlike između P i ETP, predstavljaju manjak (M) ili višak (V) pošto se utroše, odnosno popune rezerve pristupačne vode;
- R – rezerve vode u zemljištu i
- ETR – stvarna evapotranspiracija.

Obračun bilansa se vrši za vanvegetacioni period, od 1. oktobra do 31. marta. Obračun počinje od meseca u kome više nema rezerve vode u zemljištu tj. kada su rezerve vode potrošene. Polazna pretpostavka prilikom obračuna je da su tada rezerve pristupačne vode u zemljištu 0 mm. Rezerve vode u zemljištu (R) se određuju za konkretne uslove i zavise od vodno-fizičkih svojstava zemljišta. Obično se uzimaju za sloj od 1 m dubine. To znači da za određeno zemljište treba odrediti kolike su maksimalne rezerve vode. Kada se popune rezerve, a padavine su veće od potreba za vodom javlja se višak vode i obrnuto kada su padavine manje od potreba dolazi do potrošnje rezervi vode iz zemljišta i Δ dobija negativan predznak. Stvarna evapotranspiracija je jednaka potencijalnoj sve dok se ne utroše rezerve vode iz zemljišta. Primer obračuna vodnog bilansa je prikazan u tabeli 1. Vrednosti elemenata vodnog bilansa su izražene u milimetrima.

Tabela 1. Primer obračuna vodnog bilansa za vanvegetacion period

mesec	X	XI	XII	I	II	III	Σ
P	101	120	33	25	8	43	330
ETP	36	8	0	3	10	26	83
Δ	65	112	33	23	-3	17	-
R	65	100	100	100	97	100	-
ETR	36	8	0	3	10	26	83
M	0	0	0	0	0	0	0
V	0	77	33	23	0	14	147

Broj analiziranih godina, zbog pouzdanosti statističke analize, ne bi trebao biti manji od 30. Prema Kolakoviću i Trajkoviću (2006) evakuacija ovako dobijenih viškova zavisi od unutrašnje drenaže zemljišnog profila i od hidroloških karakteristika pojedinih lokaliteta. Za konkretan sistem za odvodnjavanje, potrebno je izvršiti procenu koliko se od izračunatih viškova tokom vanvegetacionog perioda procedi. Za tu količinu vode treba umanjiti suvišne vode za odvodnjavanje. Prema iskustvima na sistemima za odvodnjavanje u Vojvodini (Mijatović i sar., 1995; Kolaković i Trajković, 2006) kod slabo dreniranih zemljišta, male vodoprovodljivosti ($K \approx 10^{-5}$-10^{-6} cm/s), može se očekivati da će se 20%-25% izračunatih viškova proceditи. Kod nedovoljno i umereno dreniranih zemljišta proceđeni viškovi iznose i do 50%.

Do merodavnog viška dolazi se statističkom obradom opadajućeg niza viškova u vanvegetacionoj sezoni za analizirani niz godina. Empirijska učestalost pojave viškova određuje se najčešće po Weibull-u.

Pod empirijskom raspodelom niza podrazumevaju se verovatnoće koje se dodeljuju svakom podatku u nizu (Petrović, 2001). Ove verovatnoće treba da posluže za poređenje sa verovatnoćama teorijskih raspodela kako bi se utvrdilo da li se teorijska raspodela dobro prilagođava podacima. Jedna od češće korišćenih formula empirijske - kompromisne verovatnoće je Weibull -ova formula (Petrović, 2001) koja je nastala na osnovu razmišljanja da ako *N* tačaka treba da se ravnomerno rasporedi između verovatnoća 0 i 1, onda treba da postoji *N* – 1 interval između tačaka i dva intervala na krajevima, što je ukupno *N* + 1 interval:

$$P_k = \frac{k}{N+1}$$

gde su:
P_k - empirijska učestalost
k- redni broj elemenata u nizu
N- ukupan broj elemenata

Povratni period (T) se definiše kao prosečno vreme između događaja tako da je:

$$T = \frac{1}{P_k}$$

Za potrebe ovog zadatka dat je 30-to godišnji niz podataka o visinama suvišnih voda u vanvegetacionom periodu (Tabela 2). Kako je prethodno objašnjeno, zbog statističke analize verovatnoće pojave suvišnih voda, sortiran je opadajući niz, a zatim su računate verovatnoće pojave po Weibull-u i računati su povrtani periodi. Zatim se određuje teorijska distribucija koja odgovara empirijskim podacima visina suvišnih voda. Zbog

lakšeg proračuna, često se koristi normalna distribucija koja se može odrediti i grafičkim putem koristeći normali papir verovatnoće (Kolaković i Trajković, 2006). U prvom koraku konstruiše se prava normalne distribucije uz pomoć tri tačke sa koordinatama (**P=84%, h_{sr} – st.dev), (P=50%, h_{sr}), (P=16%, h_{sr} + st.dev**) [hsr – srednja vrednost h, st.dev – standardna devijacija], kako je to prikazano na slici 7.

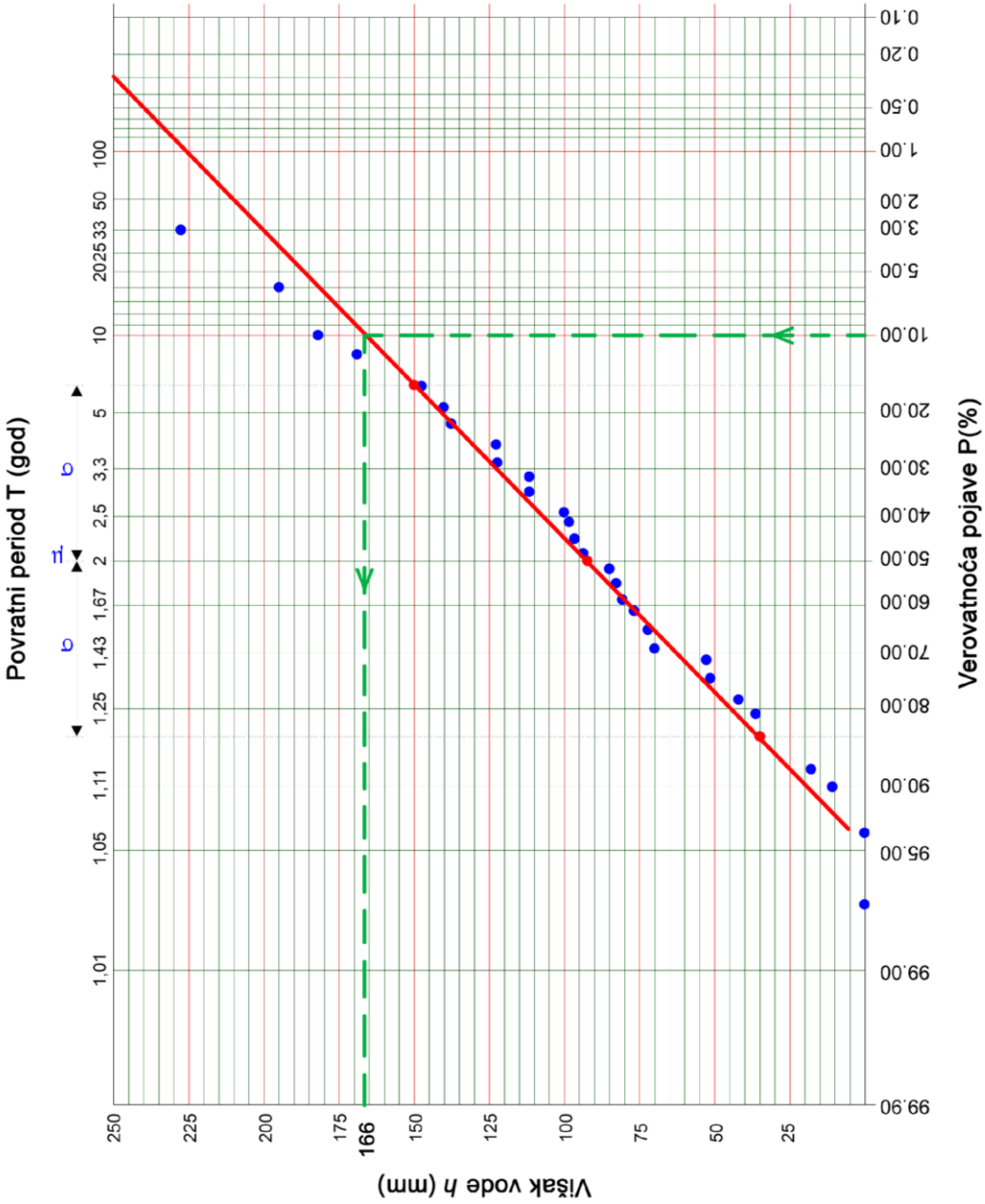
Tabela 2. Visina suvišnih voda u vanvegetacionom period na posmatranom području i empirijske verovatnoće pojava

Rb.	Godina	h (mm)	h (mm) sort.	P	P (%)	T (god)
1	1988	111	227	0,032	3	31,00
2	1989	18	195	0,065	6	15,50
3	1990	35	182	0,097	10	10,33
4	1991	77	169	0,129	13	7,75
5	1992	82	147	0,161	16	6,20
6	1993	81	140	0,194	19	5,17
7	1994	128	138	0,226	23	4,43
8	1995	0	128	0,258	26	3,88
9	1996	0	127	0,290	29	3,44
10	1997	42	111	0,323	32	3,10
11	1998	70	111	0,355	35	2,82
12	1999	169	100	0,387	39	2,58
13	2000	111	97	0,419	42	2,38
14	2001	96	96	0,452	45	2,21
15	2002	97	94	0,484	48	2,07
16	2003	128	85	0,516	52	1,94
17	2004	111	82	0,548	55	1,82
18	2005	100	81	0,581	58	1,72
19	2006	169	77	0,613	61	1,63
20	2007	36	72	0,645	65	1,55
21	2008	11	70	0,677	68	1,48
22	2009	51	53	0,710	71	1,41
23	2010	130	51	0,742	74	1,35
24	2011	182	42	0,774	77	1,29
25	2012	94	36	0,806	81	1,24
26	2013	53	35	0,839	84	1,19
27	2014	146	18	0,871	87	1,15
28	2015	72	11	0,903	90	1,11
29	2016	227	0	0,935	94	1,07
30	2017	85	0	0,968	97	1,03

h_{sr}	92,5
st.dev	57,6
h_{sr}-st.dev	34,9
h_{sr}+st.dev	150,1

Zatim se ucrtavaju i tačke empirijske verovatnoće (P%, h_{sort}) prema podacima iz tabele 2, u cilju upoređivanja sa teorijskom normalnom distribucijom. Ako nema prevelikih odstupanja, proračun se može prihvatiti kao ispravan.

U sledećem koraku je potrebno odabrati merodavni višak vode odabirom odgovarajućeg povratnog perioda, odnosno verovatnoće pojave. Izbor verovatnoće pojave je diktiran ekonomskim upoređivanjem troškova izgradnje i nastalih šteta u periodu prekoračenja računskih maksimalnih vrednosti viška vode. U melioracijama se obično uzimaju povratni periodi od 5 do 20 godina da bi se dobile racionalne dimenzije hidro-melioracionih objekata. Najčešće se usvaja povratni period od 10 godine, koji će biti usvojen i u ovom zadatku.



Slika 7. Određivanje visina suvišnih voda 10-godišnjeg povratnog period pomoću normalnog papira verovatnoće

Na osi povratnog perioda ili na osi verovatnoće pojave odabira se povratni period od **10 godina**, odnosno verovatnoća pojave od **10%**. Zatim se povlači linija prema kosoj liniji normalne distribucije i zatim se vrši očitavanje visine viška vode. Postupak je prikazan na slici 7. U ovom primeru dobija se visina viška vode u vanvegetacionom periodu sa povratnim periodom od 10 godina **h = 166 mm**. U ovom zadatku, na analiziranom području nalazi se zemljište koje je slabo drenirano i male vodopropustljivosti i kao što je prethodno pomenuto, može se očekivati da će se oko 25% izračunatih viškova proceditи. Na osnovu ovoga proizilazi da merodavni višak vode u vanvegetacionom periodu iznosi:

$$h = h_{10\%} \cdot 0{,}75 = 125\ mm$$

Na osnovu merodavnog viška voda u sledeće koraku vrši se određivanje hidromodula odvodnjavanja. Hidromodul odvodnjavanja predstavlja jediničnu količinu vode koju treba odvesti sa jedinične površine. Svojom veličinom, karakteriše potrebu odvodnjavanja pojedinih područja, a njegova veličina je u direktnoj proporciji sa investicionim ulaganjima. Otuda i proizilazi vlažnost na kojoj se osnovi modul određuje (Avakumović, 2005; Kolaković i Trajković, 2006). Određivanje hidromodula odvodnjavanja je veoma važan korak u projektovanju sistema za odvodnjavanje, na osnovu čega se vrši i dimenzionisanje svih objekata u sistemu. Pored merodavnog viška vode, za određivanje hidromodula odvodnjavanja potrebno je definisati i vreme odvodnjavanje. Prema Kolakoviću i Trajkoviću (2006) vreme odvodnjavanja se određuje se na osnovu zahteva poljoprivredne proizvodnje da viškove treba odvesti do 1. aprila. Početak odvodnjavanja je kada su dnevne temperature u martu mesecu pozitivne, i na taj datum dodaje još pet dana da bi se otopio sneg i led u kanalskoj mreži. Za naše klimatsko područje vreme odvodnjavanja je između 10 i 20 dana, a usvaja se obično **15 dana**. Hidromodul odvodnjavanja se određuje sledećim formulama:

$$q_S = \frac{h}{T} \quad (mm/dan); \qquad q_S = \frac{h \cdot 10000}{T \cdot 86400} \quad (l/s/ha)$$

Gde su:
q_S – hidromodul odvodnjavanja sistema (mm/dan ili l/s/ha)
h – merodavni višak vode (mm)
T – vreme odvodnjavanja (dan)

U ovom primeru vrednost hidromodula odvodnjavanja na bazi viška vode u vanvegetacionom periodu iznosi:

$$q_S = \frac{h}{T} = \frac{125}{15} = 8{,}33 \quad (mm/dan); \qquad q_S = \frac{h \cdot 10000}{T \cdot 86400} = \frac{125 \cdot 10000}{15 \cdot 86400} = 0{,}1157 \cdot \frac{125}{15} = 0{,}96 \quad (l/s/ha)$$

Hidromodul odvodnjavanja na bazi ekstremnih padavina u vegetacionom periodu

Za proračun specifičnog oticaja sa slivnih površina postoje brojne metode. Za potrebe određivanja hidromodula odvodnjavanja na bazi ekstremnih padavina u vegetacionom periodu, autori Praktikuma odabrali su metode koje su često korišćene u projektima sistema za odvodnjavanje u Vojvodini (Pantelić, 1965; Pantelić 1966; Božić, 1969; Bezdan i sar., 2018; Vranešević et al., 2019).

Hidromodul odvodnjavanja odrediće se metodom Turazza (Božić, 1969), gde je hidromodul odvodnjavanja sistema (q_s) izražen *u l/s/ha*, padavine (h) su izražene u *mm*, trajanje kiše (t_k) i vreme koncentracije (t_c) u danima:

$$q_S = 0{,}1157 \frac{\alpha h}{t_k + t_c} m \left(l / s / ha\right)$$

U prethodnoj formuli vrednost 0,1157 predstavlja faktor konverzije kako bi hidromodul bio izraženu u *l/s/ha*, a *m* predstavlja odnos maksimalnog i srednjeg proticaja i kreće se u opsegu od 1,4 do 2. Istraživana na području Mađarske, gde vladaju slični hidrološki uslovi kao u Vojvodini, pokazala su da *m* iznosi 1,7 (Pantelić, 1966).

Koeficijent oticanja (α) ima bitnu ulogu u određivanju modula odvodnjavanja. On predstavlja odnos količine vode koja površinski otiče sa sliva i količine padavina koja je pala na sliv. Njegovo određivanje zahteva poznavanje niza faktora kao što su: propustljivost i nagib zemljišta, način obrade i kultivisanje zemljišta, biljnog pokrivača, vlažnosti zemljišta itd. Koeficijent oticanja nije stalan tokom godine i menja se zajedno sa promenljivim faktorima od kojih zavisi. Na osnovu istraživanja Bogardi je dao tabele za određivanje koeficijenta oticanja, uzevši u obzir tri najvažnija faktora: nagib terena, propusnost zemljišta i obraslost vegetacijom (Pantelić, 1966).

Dakle, parcijalni koeficijenti se računaju na osnovu:

- pada terena (α_1)
- propustljivost zemljišta (α_2)
- obraslost zemljišta (α_3)

Koeficijent oticaja jednak je zbiru tri faktora:

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3$$

Za određivanje parcijalnih koeficijenata oticanja α_1, α_2 i α_3 date su vrednosti u tabelama 3, 4 i 5.

Tabela 3. Parcijalni koeficijent oticanja u funkciji pada terena, α_1

Nagib kosine terena	Koeficijent α_1
35 %	0,22 – 0,25 – 0,30
11 – 35 %	0,12 – 0,18 – 0,20
3,5 – 11 %	0,06 – 0,08 – 0,10
3,5 %	0,01 – 0,03 – 0,05

Tabela 4. Parcijalni koeficijent oticanja u funkciji propustljivosti zemljišta, α_2

Propustljivost zemljišta	Koeficijent α_2
Za vrlo nepropusno zemljište	0,22 – 0,26 – 0,30
Za srednje propusno zemljište	0,12 – 0,16 – 0,20
Za propusna zemljišta	0,06 – 0,08 – 0,10
Za vrlo propusna zemljišta	0,03 – 0,04 – 0,05

Tabela 5. Parcijalni koeficijent oticanja u funkciji obraslosti zemljišta, α_3

Obraslost zemljišta	Koeficijent α_3
Za neobraslo zemljište	0,22 – 0,26 – 0,30
Za rit i pašnjake	0,17 – 0,21 – 0,25
Za kultivisano zemljište	0,07 – 0,11 -0,15
Za šume i zemljišta labave strukture (peskovi)	0,03 – 0,04 – 0,05

U ovom zadataku, a na osnovu topografske podloge, usvojiće se vrednost parcijalnog koeficijenta oticanja u funkciji pada terena **α_1 = 0,01**, jer je teren pretežno ravan sa malim padovima.

Usvojiće se da je zemljište srednje do vrlo nepropusno, odnosno usvojiće se vrednost koeficijenta **α_2 = 0,22**.

Usvojiće se da je na predmetnom području kultivisano zemljište, odnosno usvojiće se vrednost koeficijenta **α_3 = 0,11**.

Ukupna vrednost koeficijenta oticaja iznosi:

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 = 0{,}01 + 0{,}22 + 0{,}11 = 0{,}34$$

Određivanje vremena dotoka

Vreme doticanja kišne kapi (t_c), za određeni sliv od njegove najudaljenije tačke do recipijenta je veoma važno u određivanju merodavne padavine i modula oticanja. Ako razmotrimo dijagrame padavina u vremenu (t_k) i doticaja u vremenu (t_c) za jedan određeni sliv imamo tri karakteristična slučaja :

1. Vreme trajanja kiše t_k jednako je sa vremenom doticaja t_c
2. Vreme trajanja kiše t_k veće je od vremena doticaja t_c
3. Vreme trajanja kiše t_k manja je od vremena doticaja t_c

Maksimalni jedinični proticaj se javlja, kad god je vreme trajanja kiše duže od vremena doticaja kišne kapi od najudaljenije tačke sliva.

Iz toga proizilazi da vreme merodavne padavine (t_k) mora biti veće ili jednako sa vremenom doticaja kišne kapi sa najudaljenije tačke sliva, tj. $t_k \geq t_c$, a da je trajanje odvodnje (T) jednako zbiru vremena pale kiše (t_k) i vremena doticaja kišne kapi (t_c).

Vreme doticanja kišne kapi za određeni sliv od njegove najudaljenije tačke do recipijenta može se odrediti jednačinom Venturija, gde je vreme doticaja izraženo u funkciji površine sliva:

$$t_c = 0{,}315\sqrt{F}$$

gde su: t_c – vreme doticaja u danima; F – površina sliva u km^2

U ovom zadatku slivna površina iznosi **1077,6 ha** (**10,776 km^2**), a vreme doticanja iznosi:

$$t_c = 0{,}315\sqrt{F} = 0{,}315\sqrt{10{,}776} = 1{,}03 \approx 1\ dan$$

Kako se maksmalni proticaj sa sliva javlja kada je $t_k \geq t_c$ usvojićemo da je trajanje merodavne kiše **t_k = 1 dan**.

Određivanje merodavne količine padavina

U narednom koraku potrebno je odrediti merodavnu količinu padavina. U prethodnoj analizi utvrđeno je da trajanje merodavne kiše sa posmatrani sliv iznosi **1 dan**, što znači da za potrebe određivanja merodavne kiše, za sliv koji je dat u zadatku, neophodno analizirati maksimalne jednodnevne padavine.

Mereni podaci o padavinama na području Vojvodine, prema Kolakoviću i Trajkoviću (2006) ukazuju da se ekstremne 24-oro časovne padavine najčešće javljaju u junu-julu mesecu, međutim merenja izvršena na drenažnim sistemima ukazuju da se maksimalni oticaji javljaju u periodu mart-april. Zbog toga se kod dimenzionisanja sistema za odvodnjavanje najčešće se kao merodavne padavine usvajaju padavine u aprilu mesecu. Razlog za ovo je znatno veća ETP u junu-julu kao i činjenica da je zemljište tada suvlje, odnosno postoji mnogo veća mogućnost prihvatanja viškova padavina u rezervu koja je obično tada već prazna.

Za potrebe ovog zadatka dat je 30-to godišnji niz podataka o maksimalnim visinama jednodnevnih padavina u aprilu mesecu koje su pale na posmatranom području (Tabela 6). Kako je objašnjeno u prethodnom poglavlju, zbog statističke analize verovatnoće pojave suvišnih voda, sortiran je opadajući niz, a zatim su računate verovatnoće pojave po Weibull-u i računati su povrtani periodi. Zatim se određuje teorijska distribucija koja odgovara empirijskim podacima visinama maksimalnih jednodnevnih padavina. Brojna istraživanja su pokazala da ekstremne padavine prate Gumbel-ovu raspodelu verovatnoća. Gumbel-ova raspodela se može odrediti i grafičkim putem koristeći Gumbel-ov papir verovatnoća (Slika 8). U prvom koraku konstruiše se regresiona prava Gumbelove distribucije uz pomoć tri tačke sa koordinatama (P=84%, X_{84}), (P=50%, X_{50}), (P=16%, X_{16}) koje se računaju na sledeći način:

$$X_{84} = -\ln\left(-\ln 0{,}84\right)\cdot\alpha + \mu$$
$$X_{50} = -\ln\left(-\ln 0{,}50\right)\cdot\alpha + \mu$$
$$X_{16} = -\ln\left(-\ln 0{,}16\right)\cdot\alpha + \mu$$
$$\alpha = \sigma\frac{\sqrt{6}}{\pi}$$
$$\mu = \overline{X} - 0{,}5772\cdot\alpha$$
$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(X_i - \overline{X}\right)^2}{n-1}}$$

Gde su: α parameter razmere Gumbel-ove distribucije, μ parameter lokacije Gumbel-ove distribucije, σ standardna devijacija, $\overline{X}$ srednja vrednost niza visina padavina, *n* broj elemenata – broj podataka o visinama padavina. Zatim se kao što je već prethodno objašnjeno kod slučaja normalne distribucije ucrtavaju i tačke empirijske verovatnoće (P%, h_{sort}) prema podacima iz tabele 6, u cilju upoređivanja sa teorijskom Gumbel-ovom distribucijom. Ako nema prevelikih odstupanja, proračun se može prihvatiti kao ispravan. Postupak je prikazan na slici 8.

U sledećem koraku je potrebno odabrati merodavni padavine odabirom odgovarajućeg povratnog perioda, odnosno verovatnoće pojave. Kao što je to objašnjeno u prethodnom poglavlju, odabran je povratni period od **10 godina**. Na osi povratnog perioda ili na osi verovatnoće pojave odabira se povratni period od **10 godina**, odnosno verovatnoća pojave od **10%**. Zatim se povlači linija prema kosoj liniji Gumbel-ove distribucije i zatim se vrši očitavanje visine padavina. U ovom primeru dobija se visina maksimalnih jednodnevnih padavina u aprilu mesecu sa povratnim periodom od 10 godina **h = 28,5 mm**.

Nakon određivanja koeficijenta oticanja, trajanja merodavne kiše, vremena koncentracije i visine merodavne kiše, može se izračunati hidromodul odvodnjavanja sistema:

$$q_S = 0.1157 \frac{\alpha h}{t_k + t_c} m = 0{,}1157 \cdot \frac{0{,}34 \cdot 28{,}5}{1+1} \cdot 1{,}7 = 0{,}95\ l/s/ha$$

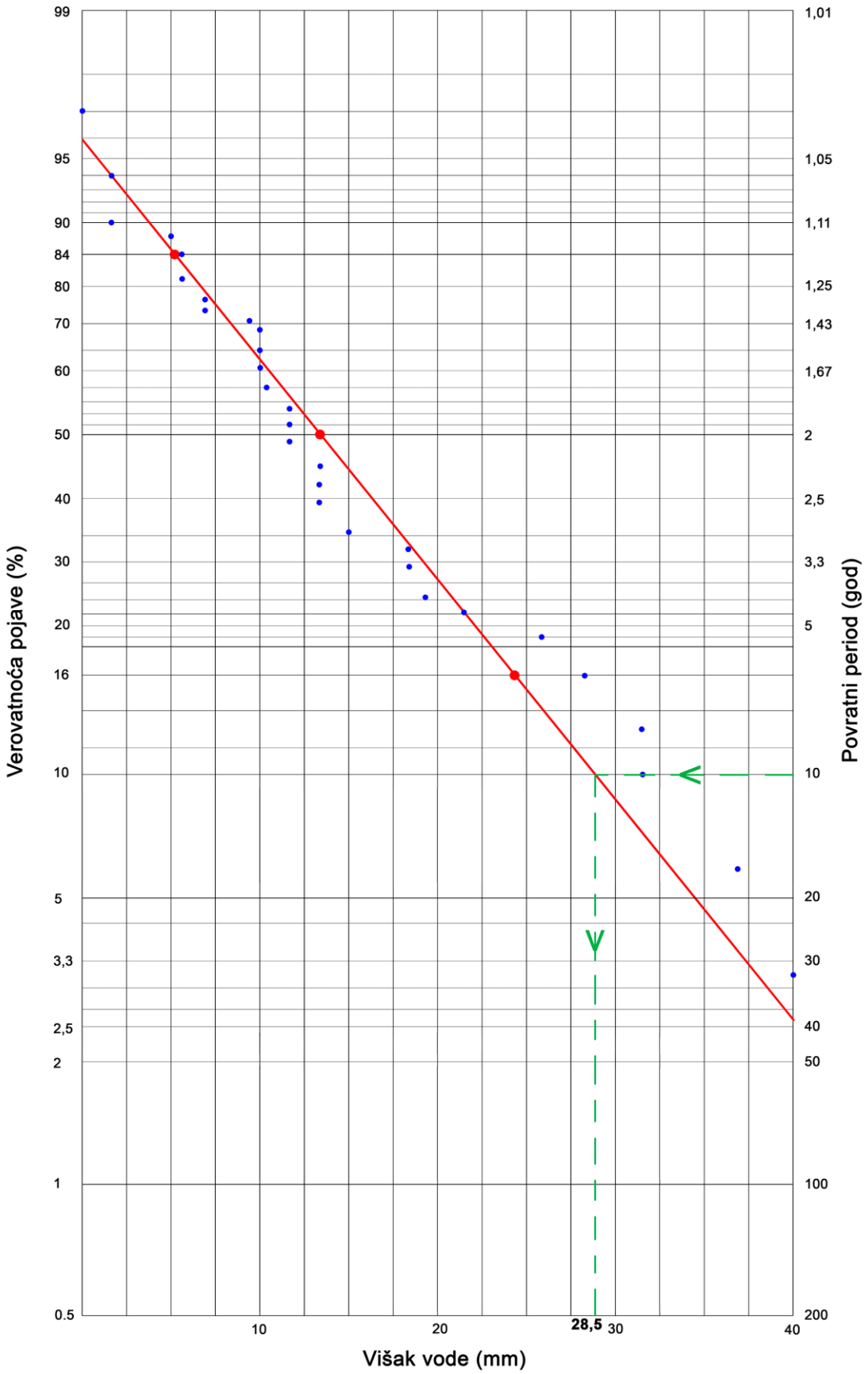
Usvajanje hidromodula odvodnjavanja sistema

Prethodni proračuni su pokazali da su dobijene vrednosti hidromodula odvodnjavanja na bazi viška vode u vanvegetacionom periodu i na bazi ekstremnih padavina u vegetacionom periodu približno isti. To u praksi nemora da bude slučaj. Ako se vrednosti hidromodula računatih različitim metodama razlikuju, obično se usvaja onaj koji se pokaže najoptimalniji i najracionalniji nakon tehno-ekonomskih analiza. Ako bi se posmatrao samo hidrotehnički aspekt, usvoji bi se hidromodul koji ima najveću vrednost. U ovom zadatku usvaja se vrednost hidromodula odvodnjavanja sistema **q_s = 0,96 l/s/ha** i ova vrednost će biti osnova za hidrauličke proračune za potrebe dimenzionisanja kanalske mreže u nastavku.

Tabela 6. Visina maksimalnih jednodnevnih padavina u aprilu mesecu na posmatranom području i empirijske verovatnoće pojava

Rb.	Godina	h (mm)	h (mm) sort.	P	P (%)	T (god)	$(X_i - \overline{X})^2$
1	1988	12	40	0,032	3	31,00	630.0
2	1989	15	37	0,065	6	15,50	488.4
3	1990	13	32	0,097	10	10,33	292.4
4	1991	11	32	0,129	13	7,75	292.4
5	1992	10	28	0,161	16	6,20	171.6
6	1993	22	26	0,194	19	5,17	123.2
7	1994	13	22	0,226	23	4,43	50.4
8	1995	9	19	0,258	26	3,88	16.8
9	1996	32	18	0,290	29	3,44	9.6
10	1997	6	18	0,323	32	3,10	9.6
11	1998	18	15	0,355	35	2,82	0.0
12	1999	7	13	0,387	39	2,58	3.6
13	2000	40	13	0,419	42	2,38	3.6
14	2001	7	13	0,452	45	2,21	3.6
15	2002	2	12	0,484	48	2,07	8.4
16	2003	18	12	0,516	52	1,94	8.4
17	2004	13	12	0,548	55	1,82	8.4
18	2005	19	11	0,581	58	1,72	15.2
19	2006	0	10	0,613	61	1,63	24.0
20	2007	5	10	0,645	65	1,55	24.0
21	2008	2	10	0,677	68	1,48	24.0
22	2009	12	9	0,710	71	1,41	34.8
23	2010	12	7	0,742	74	1,35	62.4
24	2011	28	7	0,774	77	1,29	62.4
25	2012	10	6	0,806	81	1,24	79.2
26	2013	10	6	0,839	84	1,19	79.2
27	2014	6	5	0,871	87	1,15	98.0
28	2015	26	2	0,903	90	1,11	166.4
29	2016	37	2	0,935	94	1,07	166.4
30	2017	32	0	0,968	97	1,03	222.0
		$\overline{X} =$	14,9			∑=	3178,7

σ =	10.4695
α =	8,163
μ =	10,188
X_{84} =	5,24
X_{50} =	13,18
X_{16} =	24,45



Slika 8. Određivanje visina suvišnih voda 10-godišnjeg povratnog period pomoću Gumbel-ovog papira verovatnoće

5. HIDRAULIČKI PRORAČUN OTVORENE KANALSKE MREŽE

Hidraulički elementi otvorene kanalske mreže određuju se na osnovu merodavne količine vode i usvojenog hidromodula odvodnjavanja sistema kao i na osnovu pripadajuće slivne površine pojedinih kanala (Kolaković i Trajković 2006).

Sekundarni kanali i kanali nižeg reda se dimenzionišu na osnovu deoničnih hidromodula koji su veći od hidromodula sistema. Razlog za ovo je vrlo naglo slivanje u njih zbog male slivne površine dok kod kanala višeg reda dolazi do izravnavanja doticaja. Prilikom projektovanja sistema za odvodnjavanje u Vojvodini, deonični hidromoduli su često računati korišćenjem sledećih formula:

$$q_i = \frac{A}{\sqrt[5]{F_i}} \quad ; \quad A = q_S \sqrt[5]{F_S} \qquad \text{ili} \qquad q_d = \frac{K}{\sqrt{T_d}} \quad ; \quad K = q_s \sqrt{T_s} \quad ; T_s = \frac{L_z}{v}$$

gde je *A* konstanta sistema izračunata na osnovu ukupne površine sistema F_S i hidromodula sistema q_s, *K* je konstanta sistema računata na bazi hidromodula sistema i vremena oticanja sa sistema T_s koje se dobija na osnovu ukupne dužine glavnog kanala L_z i brzine tečenja vode u kanalima *v*.

Hidraulički proračun se vrši tablično. Najčešće se koristi Šezi-Maning-ova jednačina za jednoliko stacionarno tečenje, a koeficijent rapavosti po Maning-u (n) se usvaja prema uslovima održavanja kanala. Praksa je pokazala da se za zemljane kanale srednjeg stepena održavanja mogu usvojiti vrednosti **n = 0,0275 – 0,035 s/m$^{1/3}$**.

Elementi podužnog i poprečnih profila određuju se na osnovu topografskih, geomehaničkih i hidrološko-hidrauličkih uslova. Nagibi kosina (m) određuju se na osnovu geomehaničkih karakteristika tla i orijentaciono se mogu koristiti nagibi dati u tabeli 7 (Kolaković i Trajković 2006).

Tabela 7. Orijentacione vrednosti nagiba kosina kanala *m*

ZEMLJIŠTE	dubina kanala		
	< 1.5 m	1.5 - 2.0 m	> 2.0 m
glina, ilovača (teška i srednja)	1:1	1:1.5	1:2
laka ilovača, peskovita ilovača	1:1.5	1:2	1:2.5
sitnozrni pesak	1:2	1:2	1:2.5

Prilikom određivanja dimenzija elemenata sistema hidrauličkim proračunima, dolazi se u situaciju da je broj nepoznatih elemenata veći od broja jednačina, tako da se veličine određenih elemenata moraju usvojiti. U praksi postoji više načina izvođenja hidrauličkih

proračuna, a u ovom zadatku na osnovu protoka u kanalima usvojiće se širina dna kanala, zatim usvojiće se koeficijent hrapavosti i brzine tečenja vode u kanalima i na osnovu toga odrediće se normalne dubine i hidraulički padovi.

Proračun protoka po deonicama

U ovom zadatku deonični hidromoduli će se računati na bazi konstante sistema (K) i vremena oticanja sa deonice (T_d). Da bi se odredilo vreme oticanja sa sistema (T_s) neophodno je prethodno definisati brzinu tečenja u kanalima. Ona će se usvojiti prema preporukama iz literature i prakse. Dozvoljene srednje brzine tečenja vode u zemljanim kanalima i kritični tangencijalni naponi pri dnu zavise od vrste zemljišta u kome se kopaju kanali, a vrednosti koje se mogu naći u literaturi su prikazane u tabeli 8.

Tabela 8. Preporučene dozvoljene srednje brzine i tangencijalni naponi u zemljanim kanalima

VRSTA ZEMLJIŠTA U KOME SE KOPA KANAL	maksimalna brzina	maksimalni napon
	m/s	N/m^2
Fini pesak sa muljevitim sastojcima	0.45	1.28
Peskovita ilovača	0.53	1.77
Aluvijalni nanos, taložena ilovača	0.60	2.26
Čvrsta ilovača	0.75	3.63

Ukoliko bi se usvojile visoke vrednosti brzine tečenja, kao rezultat hidrauličkih proračuna dobili bi se veliki padovi kanala, a to bi uticalo na podizanje cene koštanja izgradnje kanalske mreže. Sa druge strane, male brzine bi uticale na smanjenje efikasnosti odvođenja suvišnih voda. U praksi, najčešće projektovane maksimalne vrednosti brzine tečenja vode u zemljanim kanalima iznose oko 0,3 m/s. Iz tog razloga i u ovom zadatku se usvaja ova vrednost **v = 0,3 m/s**.

Kako je ukupna dužina glavnog kanala **L_z = 4300 m**, a brzina tečenja **v = 0,3 m/s**, vreme oticanja sa sistema iznosi:

$$T_s = \frac{L_z}{v} = \frac{4300}{0,3} = 14333s$$

Konstanta sistema iznosi:

$$K = q_s \sqrt{T_s} = 0,96 \cdot \sqrt{14333} = 114,9$$

Proračun protoka po deonicama se zatim izvod tablično, što je prikazano u tabeli 9. Protok deonice (Q) se dobija kao proizvod deoničnog hidromodula (q_d) i pripadajuće - zbirne slivne površine (F_z):

$$Q = q_d \cdot F_z$$

Vreme oticanja vode sa deonice računa se:

$$T_d = \frac{L_d}{v} \text{ ili } T_d = \frac{L_z}{v}$$

U zavisnosti da li je u pitanju sporedni kanal (kanal nižeg reda) ili deonica glavnog kanala uzima se vrednost L_d, odnosno L_z – zbir dužina prethodnih deonica glavnog kanala.

Tabela 9. Proračun protoka po deonicama kanala

KANAL	STACIONAŽA DEONICE od - do	DUŽINA		VREME OTICANJA		MODUL ODVODNJAVANJA	POVRŠINA		PROTOK
		Ld	Lz	T_d	$\sqrt{T_d}$	q_d	Fd	Fz	Q
br	km	m	m	s	s	l/s/ha	ha	ha	l/s
1e	**4+300-2+800**	1500	1500	5000	70.71	1.62	231.2	231.2	375
5	**1+200-0+000**	1200	1200	4000	63.25	1.82	130.0	130.0	237
1d	**2+800-2+400**	400	1900	6333	79.58	1.44	12.0	373.2	537
4	**0+900-0+000**	900	900	3000	54.77	2.09	98.0	98.0	205
1c	**2+400-1+900**	500	2400	8000	89.44	1.28	19.9	491.1	629
3	**1+000-0+000**	1000	1000	3333	57.74	1.99	130.1	130.1	259
1b	**1+900-1+000**	900	3300	11000	104.88	1.09	140.8	762.0	831
2	**1+300-0+000**	1300	1300	4333	65.83	1.75	150.2	150.2	263
1a	**1+000-0+000**	1000	4300	14333	119.72	0.96	165.4	1077.6	1034

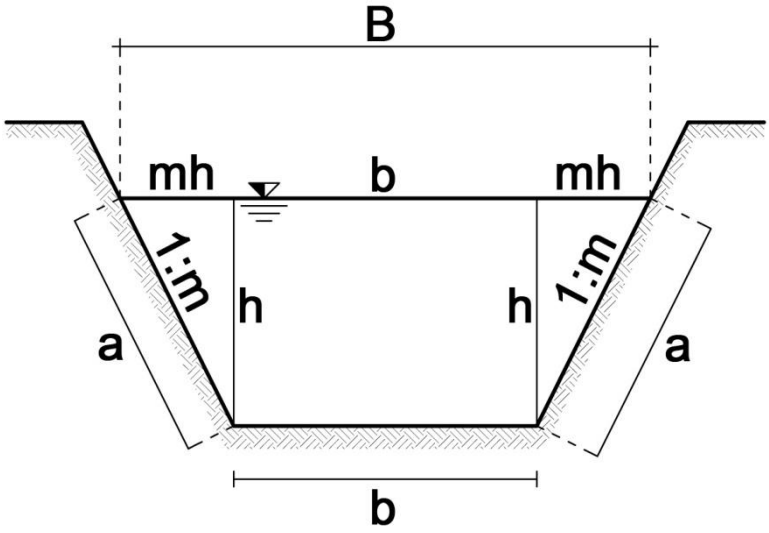
Kao što je prethodno rečeno, hidraulički proračuni se vrše korišćenjem Šezi-Maning-ova jednačina za jednoliko stacionarno tečenje, a najčešći oblici poprečnih profila kanala su trapezni.

Hidraulički elementi trapeznog kanala

Na slici 9 prikazan poprečni presek trapeznog kanala.

Protok (Q) se može izračunati kao proizvod srednje brzine tečenja vode (v) i živog preseka (ω), a poznavajući protok i brzinu tečenje može se odrediti veličina živog preseka:

$$Q = v \cdot \omega \rightarrow \omega = \frac{Q}{v}$$



Slika 9. Poprečni presek trapeznog kanala

Površina živog preseka (ω), posmatrajući sliku 9, može da se izračuna na osnovu širine dna kanala (b), nagiba kosine kanala (m) i dubine vode u kanalu (h):

$$\omega = bh + 2\frac{mh \cdot h}{2} = bh + mh^2 = h(b + mh)$$

Na osnovu prethodne jednačine, a poznavajući živi presek (ω), širinu dna kanala (b) i nagib kosine kanala (m), može se izračunati dubina vode u kanalu (h):

$$\omega = bh + mh^2$$
$$mh^2 + bh - \omega = 0$$
$$h = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4m\omega}}{2m}$$

Kao što se vidi, prethodna jednačina je kvadratna jednačina koja može imati pozitivno i negativno rešenje, ali naravno za računanje dubine vode u kanalu uzimaće se samo pozitivno rešenje.

Okvašeni obim kanala (χ) može se izračunati poznavajući širinu dna kanala (b), kao i dužinu okvašene kosine kanala (a), koja se može izračunati na osnovu dubine vode u kanalu (h) i nagiba kosine (m):

$$a = \sqrt{h^2 + m^2h^2} = \sqrt{h^2(1 + m^2)} = h\sqrt{1 + m^2}$$
$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

Hidraulički radijus (R) se dobija kao odnos živog preseka (ω) i okvašenog obima kanala (χ):

$$R = \frac{\omega}{\chi}$$

Srednja brzina tečenja vode u kanalu (v) se takođe može izračunati na osnovu hidrauličkog radijusa (R), hidrauličkog pada vodenog ogledala (I) i na osnovu Šezi-jevog koeficijenta (C) koji uključuje Maning-ov koeficijent rapavosti kanala (n):

$$v = C\sqrt{R \cdot I}$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{n}\sqrt[6]{R}$$

Na osnovu prethodnih formula može se izračunati hidraulički pad vodenog ogledala (I):

$$I = \frac{v^2}{C^2 R}$$

Korišćenjem formula koje su prethodno prikazane vrši se hidraulički proračun tablično, kako je to prikazano u tabeli 11. Kako postoje više nepoznatih od broja jednačina, određeni elementi se moraju usvojiti i utvrditi merenjima i ispitivanjima.

Širina dna kanala (b) će se usvojiti u odnosu na protok (Q). Praksa je pokazala da se kod kanala manjih dimenzija može koristiti odnos širine dna kanala i protoka dat u tabeli 10.

Tabela 10. Odabir širine dna kanala u odnosu na protok

Q (l/s)	b (m)
< 300	0.5
300 - 500	0.8
> 500	1.0

Nagib kosine kanala (m) se dobija na osnovu geomehaničkih istraživanja, a u ovom zadatku će se usvojiti da nagib kosine iznosi **1:m = 1:1,5**, odnosno **m = 1,5**.

Kao što je već prethodno usvojeno, projektovana maksimalna srednja brzina tečenja vode u kanalima iznosi **v = 0,3 m/s.**

Takođe, vrednost Maning-ovog koeficijenta rapavosti se usvaja i iznosi **n = 0,03 s/m$^{1/3}$**.

Tabela 11. Hidraulički proračun otvorene kanalske mreže

KANAL	PROTOK	BRZINA VODE	POPREČNI PRESEK	ŠIRINA DNA	DUBINA VODE	OKVAŠ. OBIM	HIDR. RADIJUS	KOEF. RAP.	ŠEZIJEV KOEF.	HIDRAUL. PAD
	Q	υ	ω	b	h	χ	R	n	C	i
br	m^3/s	m/s	m^2	m	m	m	m	$s/m^{1/3}$		
1e	0.375	0.3	1.25	0.8	0.68	2.96	0.422	0.03	28.87	0.000256
5	0.237	0.3	0.79	0.5	0.58	2.33	0.339	0.03	27.84	0.000342
1d	0.537	0.3	1.79	1.0	0.81	3.56	0.503	0.03	29.73	0.000202
4	0.205	0.3	0.68	0.5	0.53	2.17	0.314	0.03	27.48	0.000380
1c	0.629	0.3	2.10	1.0	0.90	3.83	0.548	0.03	30.15	0.000181
3	0.259	0.3	0.86	0.5	0.61	2.42	0.355	0.03	28.04	0.000323
1b	0.831	0.3	2.77	1.0	1.07	4.37	0.634	0.03	30.89	0.000149
2	0.263	0.3	0.88	0.5	0.62	2.45	0.359	0.03	28.10	0.000318
1a	1.034	0.3	3.45	1.0	1.22	4.86	0.710	0.03	31.49	0.000128

6. HORIZONTALNA CEVNA DRENAŽA

Horizontalna cevna drenaža ima za cilj da ukloni gravitacione vode iz zemljišta koje onemogućavaju pravovremenu obradu zemljišta i negativno utiču na vodno-vazdušni režim zemljišta (Đorović, 1995). Projektuje se na površinama koje su pod stalnim uticajem visokih nivoa podzemne vode i u slučajevima kad otvorena kanalska mreža, zbog loših filtracionih karakteristika, ne postiže željeni efekat ili bi bila gusto postavljena pa bi ometala poljoprivrednu proizvodnju. To je povezano sa ekonomskom problematikom i problemima obrade poljoprivrednog zemljišta (Kolaković i Trajković, 2006). Sastoji se iz mreže horizontalno postavljenih cevi (drenova) izrađenih najčešće od plastičnih materijala postavljeni na određenu dubinu u zemljištu. Kroz perforacije, drenovi prihvataju gravitacione vode i odvode ih van ugroženog područja. Ovim merama se poboljšava vodno-vazdušni režim zemljišta, omogućava se pravovremena obrada zemljišta, utiče se na povećanje akumulacine sposobnosti zemljišta što omogućava bolje korišćenje padavina u toku vegetacije. Međutim, sistemi horizontalne cevne drenaže najčešće su skuplji od klasične kanalske mreže, a takođe zahtevaju redovno i stručno održavanje, jer vrlo često dolazi do začepljenja cevovoda. Horizontalna cevna drenaža obično se kombinuje sa ostalim drenažnim merama, kao što su krtična drenaža i duboko oranje zemljišta.

Drenažni kriterijumi

Najveći broj poljoprivrednih kultura zahteva da zemljište u zoni korenovog sistema u toku vegetacije ne bude zasićeno vodom. Primena cevne drenaže omogućava da se taj uslov obezbedi. Prilikom projektovanja sistem horizontalne cevne drenaže polazi se od određenih kriterijuma – drenažnih kriterijuma. Osnovni drenažni kriterijum su: suvišne vode, dubina odvodnjavanja i vreme odvodnjavanja (Đorović, 1995).

Suvišne vode najčešće vode poreklo od padavina. Imajući u vidu rane prolećne agrotehničke radove koji se ne mogu izvesti u uslovima povećane vlage, meseci mart i april se uzimaju za merodavni vremenski period, odnosno padavine u ovim mesecima se smatraju merodavnim za određivanje suvišne vlage. Merodavne padavine se

obračunavaju na bazi statističkih proračuna maksimalnih padavina i to jednodnevnih za površine do 1000 ha i dvodnevnih za površine 1000 – 2000 ha. Uobičajene verovatnoće pojave padavina koja se uzimaju kao merodavne su 5% do 10%, odnosno povratni periodi od 20 do 10 godina.

Dubina odvodnjavanja je agronomski podatak koji zavisi od vrste kulture i položaja glavne mase korenovog sistema i uglavnom se kreće u opsegu od 30 do 80 cm.

Vreme odvodnjavanja je takođe agronomski podatak. Vreme odvodnjavanja za ratarske kulture je 3-5 dana, kod voćarskih je 5-7 dana, a kod trava i ozimih useva je do 10 dana. Obično se sistemi cevne drenaže projektuju da omoguće odvođenje suvišnih voda za 3 dana.

Dimenzionisanje horizontalne cevne drenažne mreže

Dimenzionisanje horizontalne cevne drenažne mreže podrazumeva određivanje razmaka između drenova, proračun prečnika drenova i nagiba pod kojim se postavlja drenažna cev.

Proračun razmaka između paralelnih drenova

Priticanje vode u paralelne drenove sastoji se od vertikalne, horizontalne i radijalne komponente. Vertikalna komponenta priticanja u drenove je najčešće veoma mala, pa se često može zanemariti. Učešće horizontalnog i radijalnog priticanja i međusobni odnosi zavise od položaja nepropusnog horizonta. Za određivanje rastojanja drenova koriste se formule koje polaze od dve osnovne pretpostavke (Đorović, 1995):

- Tok je identičan, u bilo kom preseku i upravan je na dren
- Raspored vode (padavina) je istovetan na prostoru između drenova

Sve formule su aproksimacije, ali zbog visokog stepena tačnosti njihova primena u praksi je opravdana. Prema vrsti priticanja vode u drenove postoje dve grupe formula za proračun međudrenskog rastojanja: stacionarni i nestacionarni režim priticanja (Đorović, 1995).

U grupu metoda stacionarnog režima priticanja vode spadaju metode koje polaze od pretpostavke da se priticanje vode u drenove obavlja pod istovetnim pritiskom, tj. nivo podzemne vode je konstantan. Pretpostavka o ravnoteži dotoka i oticanja podrazumeva da su padavine sa jednakim intenzitetom, što je u našim uslovima veoma retko. U našim uslovima ova pretpostavka nije prihvatljiva i primena stacionarnog režima priticanja je ekonomski neopravdana.

U grupu metoda na bazi nestacionarnog režima priticanja spadaju one koje pretpostavljaju da nivo podzemne vode osciluje u vremenu i to pod uticajem nestalnog

priticanja, uglavnom od padavina. Iz ovog razloga u ovom zadatku za određivanje međudrenskog rastojanja koristiće se metoda nestacionarnog režime priticanja, metoda Glover-Dam-a (Glove Dumm).

Metoda Glover-Dam-a

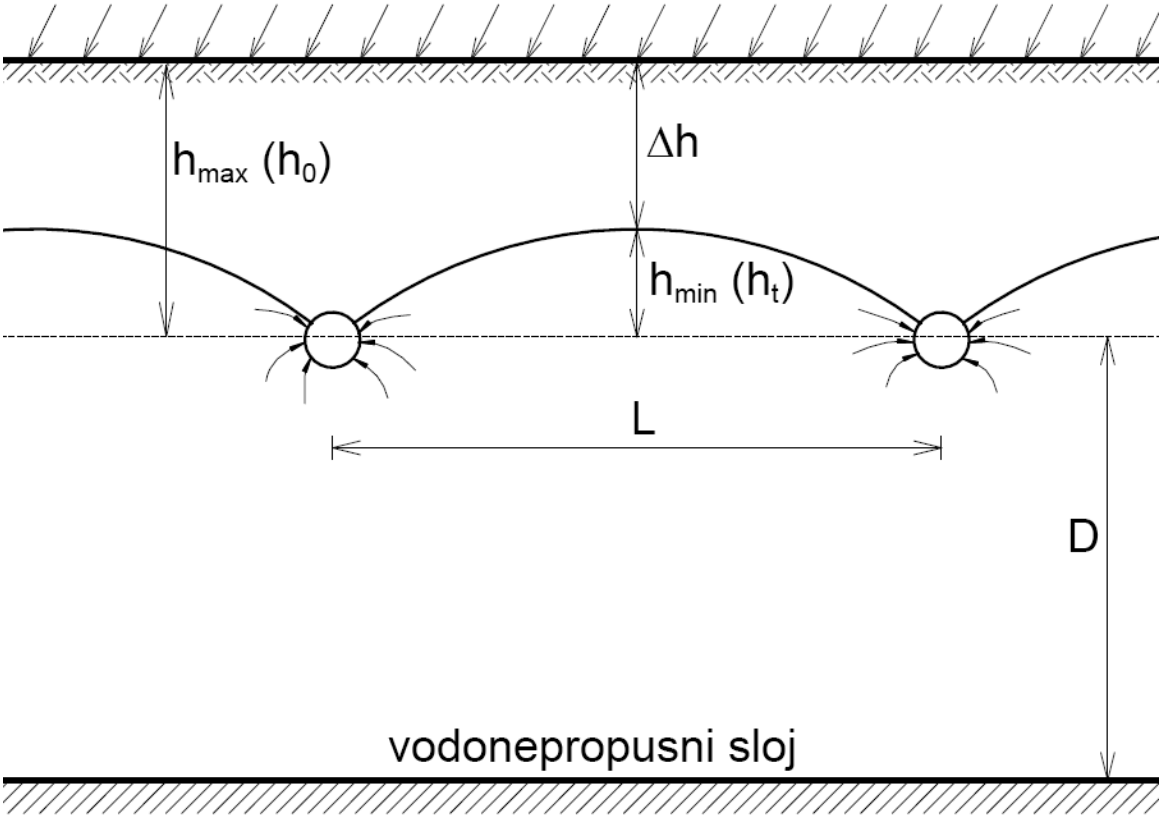
Metode nestacionarnog režima priticanja polaze od pretpostavke da je priticanje u dren promenjivo u toku vremena. Ovo je realnije od pretpostavke stacionarnog režima priticanja, jer su padavine kao glavni izvor prevlaživanja zemlijšta nejednake po intenzitetu (Đorović, 1995).

Kod metode Glover-Dam-a intenzitet dreniranja je određen zahtevom obaranja nivoa podzemne vode u određenom vremenu i to od početnog nivoa (maksimalnog nivoa vode), pa do nivoa vode koji je na granici dubine koja se odvodnjava. Znači da se dreniranje obavlja od nivoa h_{max} (h_0) do nivoa h_{min} (h_t) u vremenu (t) i da je njihova razlika (Δh) osnovni drenažni kriterijum koji predstavlja minimalno dozvoljenu dubinu podzemne vode, odnosno prostor u koji se smešta višak vode koji se mora odvesti u određenom vremenu (t) (Slika 10). Maksimalni nivo podzemne vode je zapravo rastojanje od osovine drena do površine terena i zavisi od dubine ukopavanje drenažne cevi. Minimalna dubina ukopavanja drenažne cevi je oko 0,8 m jer na toj dubini obično zemljište ne smrzava, a dovoljna je dubina za obavljanje mera obrade zemljišta. Pored poznavanja ovih drenažnih kriterijum (vreme odvodnjavanja (t) i dubina zemljišta koje se drenira za potrebe razvoja korenovog sistema), neophodno je za korišćenje ove metode poznavati i sledeće parametre: *K* (hidraulički konduktivitet), *D* (dubina drenažnog horizonta) i koeficijent drenažne poroznosti μ. Oni se određuju terenskim merenjima. Glover-Dam-ova jednačina glasi (Đorović, 1995):

$$L = \frac{\pi \cdot \sqrt{\dfrac{K \cdot D \cdot t}{\mu}}}{\sqrt{\ln\left(1{,}16\dfrac{h_0}{h_t}\right)}} - D \cdot \ln\left(\frac{D}{\pi \cdot r}\right)$$

gde su:

L – rastojanje između drenova (m)
K – hidraulički konduktivitet (m/dan)
D – dubina drenažnog horizonta (m)
t – vreme odvodnjavanja (dan)
μ - drenažna poroznost (bezdimenzionalna veličina)
h_0 – maksimalni nivo podzemne vode (m)
h_t – minimalni nivo podzemne vode (m)
r – unutrašnji poluprečnik drenažne cevi (m)



Slika 10. Granični položaj nivoa podzemnih voda u Glover-Dam-ovoj jednačini

U ovom zadatku koristićemo podatke koji dobijeni terenskim merenjima na posmatranom području, za vreme odvodnjavanja se usvaja uobičajeno zahtevano vreme odvodnjavanja sistema horizontalne cevne drenaže i usvaja se unutrašnji poluprečnik rebraste cevi najuže cevi koja je dostupna na tržištu (kasnijim proračunom će se odabrati odgovarajući prečnik cevi). Ulazni podaci u ovom zadatku su:

K = 0,9 m/dan
D = 4 m
t = 3 dana
μ = 0,05
h_0 = 0,8 m
h_t = 0,3 m
r = 0,025 m

Na osnovu ulaznih podataka, a korišćenjem Glover-Dam-ove jednačine dobija se razmak između drenova:

$$L = \frac{\pi \cdot \sqrt{\frac{K \cdot D \cdot t}{\mu}}}{\sqrt{\ln\left(1{,}16 \frac{h_0}{h_t}\right)}} - D \cdot \ln\left(\frac{D}{\pi \cdot r}\right) = \frac{\pi \cdot \sqrt{\frac{0{,}9 \cdot 4 \cdot 3}{0{,}05}}}{\sqrt{\ln\left(1{,}16 \frac{0{,}8}{0{,}3}\right)}} - 4 \cdot \ln\left(\frac{4}{\pi \cdot 0{,}025}\right) = 27{,}7\, m$$

Proračun je pokazao da je potreban razmak između drenova 27,7 m, međutim usvojiće se vrednost koja omogućava lakše izvođenje drenažne mreže u tehničkom smislu. U ovom slučaju mogla bi se usvojiti vrednost od 25 m - ona bi prouzrokovala da je potrebno više cevi postaviti, poskupela bi sistem, ali bi drenažni sistem bio efikasniji; ili bi se mogla usvojiti vrednost od 30 m – bilo bi potrebno postaviti manji broj cevi, sistem bi bio jeftiniji, ali bi drenažni sistem bio malo manje efikasan. Odabir bi trebao biti zasnovan na tehno-ekonomskoj analizi. U ovom zadatku usvojićemo da razmak između drenova iznosi **L = 30 m**.

Proračun priticanja vode u drenove

Na osnovu slivne površine drenaže cevi (F, ha) i na osnovu hidromodula odvodnjavanja (q, l/s/ha) dobija se ukupno priticanje, odnosno protok vode (Q, l/s):

$$Q = q \cdot F$$

U ovom zadatku je u prethodnim poglavljima proračunat hidromodul odvodnjavanja sistem od q = 0,96 l/s/ha i ova vrednost će se koristiti i u ovom proračunu. Površina sliva drenažne cevi zavisi od razmaka između drenova i od dužine drena. Uobičajene maksimalne dužine drenova sakupljača iznosi oko 200 m, ali mogu biti i duži ako uslovi na terenu tako zahtevaju.

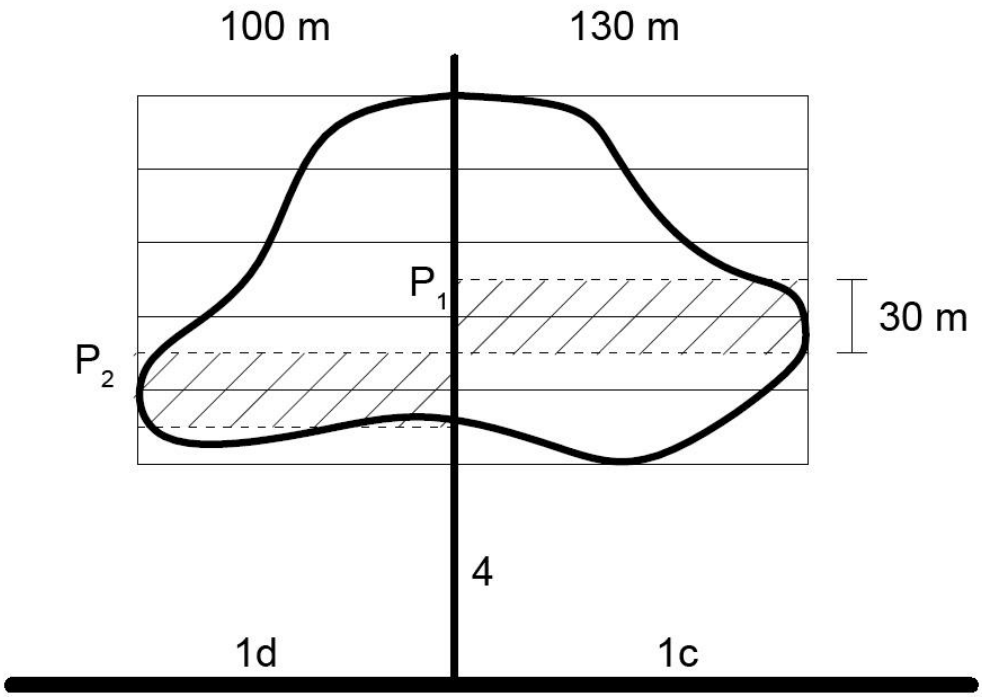
U ovom zadatku sistem horizontalne cevne drenaže postaviće se na izabranom kanalu, a na području sa najnižim kotama terena od 79,00 mnm. Odabrana je depresija na kanalu broj 4 kako je to prikazano na slici 11. Drenažne cevi su postavljene upravno na kanal, a njihova dužina je takva da dosežu do same ivice depresije terena. Dužine drenova sa leve i desne strane kanala se razlikuju, što je i najčešći slučaj. Svi drenovi sa jedne strane kanala su iste dužine. U ovom zadatku drenovi sa leve strane kanala imaju dužinu od **100 m**, a sa desne strane kanal dužinu od **130 m**. Dakle, slivne površine drenova su:

$$P_1 = 130\, m \cdot 30\, m = 3900\, m^2 = 0{,}39\, ha$$
$$P_2 = 100\, m \cdot 30\, m = 3000\, m^2 = 0{,}30\, ha$$

Na osnovu površine slivova dobijaju se protoci:

$$Q_1 = 0{,}96 \cdot 0{,}39 = 0{,}37\, l/s = 0{,}00037\, m^3/s$$
$$Q_2 = 0{,}96 \cdot 0{,}3 = 0{,}29\, l/s = 0{,}00029\, m^3/s$$

Na slici 11 šrafurom su obeleženi najugroženiji drenovi sa obe strane kanala. To su drenovi koji se najduže prostiru kroz najniže delove terena. Ove lokacije – lokacije uliva najugroženijih drenova u kanal će biti potrebne u kasnijim proračunima određivanja kota vode u kanalima.



Slika 11. Sistem horizontalne cevne drenaže na kanalu broj 4

Proračun prečnika i nagiba postavljanja drenova sakupljača

Prečnici drenažnih cevi i nagibi njihovog postavljanja se mogu odrediti korišćenjem jednačina za uniformno tečenje (pun profil cevi od početka pa do kraja drena) ili jednačina neujednačenog tečenje (količina vode u cevi raste u smeru toka) (Đorović, 1995).

Jednačine za uniformno tečenje pretpostavljaju de je tečenje pod istovetnim gradijentom pritiska i da je profil cevi potpuno ispunjen celom dužinom, što je u suštini nerealna pretpostavka. Jednačine za neuniformno tečenje polaze od pretpostavke da se punjenje profila cevi vrši postepeno da bi se pun profil postigao tek na izlivu.

Kod ravnih terena poželjno je da se koriste jednačine za uniformno tečenje sa maksimalnom vodom koja se odnosi na celu površinu, tj. sa vodom koja se pojavljuje tek na izlazu iz drena. Iako je ova pretpostavka nerealna sa gledišta funkcionisanja drena skupljača, koji postepeno prihvataju vodu, ona se prihvata jer se tako izbegava nadpritisak u gornjem delu cevi, gde je u prirodnim uslovima protok ravan nuli. Takođe, primena ovih jednačina je na strani projektantske sigurnosti jer daje veće dimenzije cevi što je i poželjno imajući u vidu postepeno smanjenje propusne moći drenažnih cevi tokom vremena (Đorović, 1995).

Iz ovog razloga je u zadatku korišćena jednačina za uniformno tečenje prilikom proračuna prečnika i nagiba drenažnih cevi. Korišćena je Maning-ova jednačina za rebraste cevi koja glasi:

$$Q = 22 \cdot d^{2,667} \cdot \sqrt{I} \quad (m^3/s)$$

Gde je *Q* protok vode u drenažnoj cevi (m^3/s), *d* je prečnik cevi (m), a *I* je pad (bezdimenzionalna veličina, m/m).

Na osnovu poznatog protoka dobija se prečnik drena:

$$d = \left(\frac{Q}{22 \cdot \sqrt{I}} \right)^{1/2,667} \quad (m)$$

Ova jednačina se rešava metodom probe gde se prvo unosi pretpostavljena ili željena vrednost nagiba drenažne cevi. Prečnici rebrastih drenova sakupljača koji se mogu naći na tržištu su 50 mm, 65 mm i 80 mm, a nagibi postavljanja drenažnih cevi su u opsegu od 0,2% do 1%. Na osnovu prethodno proračunatih protoka drenova i na osnovu uslova u pogledu dostupnosti cevi određenih prečnika i uslova nagiba, metodom probe treba odabrati odgovarajući prečnik drenažnih cevi.

U ovom zadatku za drenažnu cev sa pripadajućim slivom od **F= 0,39 ha** i protokom **Q = 0,00037 m^3/s**, prečnik cevi iznosi **d = 0,05 m = 50 mm**, a nagib iznosi **I = 0,003 = 0,3%**:

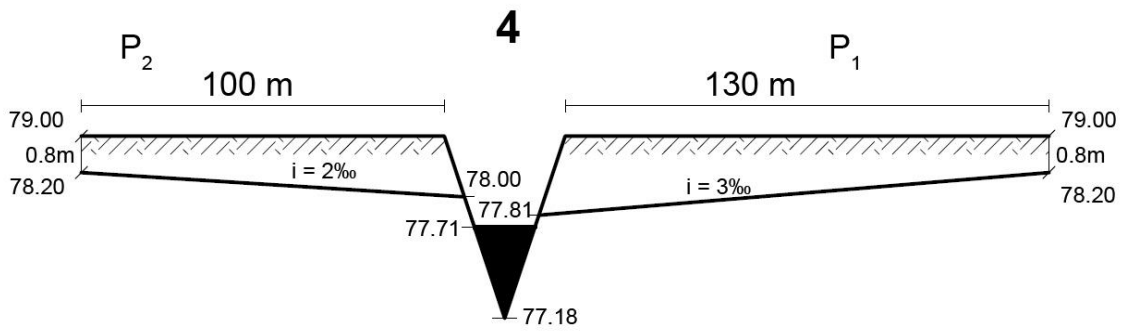
$$d = \left(\frac{0,00037}{22 \cdot \sqrt{0,003}} \right)^{1/2,667} = 0,05\,m = 50\,mm$$

Za drenažnu cev sa pripadajućim slivom od **F= 0,30 ha** i protokom **Q = 0,00029 m^3/s**, prečnik cevi takođe iznosi **d = 0,05 m = 50 mm**, a nagib iznosi **I = 0,002 = 0,2%**:

$$d = \left(\frac{0,00029}{22 \cdot \sqrt{0,002}} \right)^{1/2,667} = 0,05\,m = 50\,mm$$

Poprečni presek sistema horizontalne cevne drenaže

Određivanjem nagiba postavljanja drenažne cevi može se u sledećem koraku skicirati poprečni presek sistema horizontalne cevne drenaže, odrediti kote početka cevi i kote uliva cevi u kanal, kao i kote vode i kote dna kanala ne mestu uliva drenažne cevi (Slika 12).



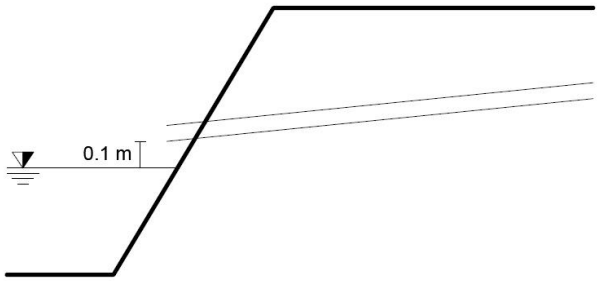
Slika 12. Poprečni presek sistema horizontalne cevne drenaže na kanalu broj 4

Kao što je prethodno bilo rečeno, minimalna dubina ukopavanja drena sakupljača iznosi **0,8 m**. Kako je teren u ovom zadatku na kotama **79,00 mnm**, kota početka, odnosno najuzvodnijeg kraja drena je **79,00 – 0,80 = 78,20 mnm**.

Na osnovu dužina i nagiba drenova dobijaju se kote uliva drenova u kanal:

$$I = \frac{H}{L} \rightarrow H = I \cdot L$$
$$78{,}20 - (0{,}002 \cdot 100) = 78{,}20 - 0{,}20 = 78{,}00 mnm$$
$$78{,}20 - (0{,}003 \cdot 130) = 78{,}20 - 0{,}39 = 77{,}81 mnm$$

Da bi se sprečio ulazak vode iz kanala u drenažnu cev, kota vode u kanalu se projektuje – definiše da bude oko 10 cm ispod nivoa drena (slika 13).



Slika 13. Kota vode u kanalu u odnosu na izliv drenažne cevi

Kota vode na ulivu najugroženijeg drena (P1) u kanal 4 je **77,81 – 0,1 = 77,71 mnm**. Kota dna kanala 4 na mestu uliva najugroženijeg drena se dobije poznavajući dubinu vode u kanalu 4 (tabela 11) koja iznosi **0,53 m**. Kota dna iznosi **77,71 – 0,53 = 77,18 mnm**.

Na osnovu dobijene kote vode na ulivu najugroženijeg drena u kanal u nastavku će se odrediti sve ostale kote vode u kanalskoj mreži. Ovaj način projektovanja horizontalne cevne drenaže je moguć ukoliko se projektuje nov sistem za odvodnjavanje i ako se predviđa i horizontalna cevna drenaža, kao u ovom slučaju. U praksi, često se može doći

u situaciju da su kote vode u kanalima iznad projektovanih kota izliva drenažnih cevi ili se može javiti situacija da su zbog niske kote izliva drenažnih cevi, dubine kanala prevelike. U tim situacijama je potrebno korigovati padove drenažnih cevi ukoliko je to moguće, a ako nije onda se mora projektovati složeniji sistem horizontalne cevne drenaže. Takav sistem bi podrazumevao ulivanje drenova sakupljača u kolektorske cevi, koje sprovode vodu do šahtova iz kojih se voda pumpama evakuiše u kanal.

7. KOTE VODE I KOTE DNA KANALA

U nastavku dimenzionisanja kanalske mreže potrebno je odrediti kote vode i kote dna sekundarnih kanala na ulivu u glavni kanal, a takođe treba odrediti i kote vode u glavnom kanalu. Proračuni se u praksi obavljaju na klasičan način, ali u ovom zadatku oni će biti prikazani na skicama radi lakšeg vizualnog pregleda toka proračuna.

Kote vode sekundarnih kanala na ulivu u glavni kanal

Na skici 14 prikazan je proračun određivanja kota vode sporednih kanala na ulivu u glavni. Potrebno je nacrtati skicu kanalske mreže, ucrtati najniže depresije terena na svim kanalima i ucrtati sistem horizontalne cevne drenaže sa obeleženim najugroženijim drenom. Pošto je u pitanju skica, ona ne mora da bude u razmeri, a izohipse mogu da budu ucrtane približno. Proračun se bazira na oduzimanju visinske razlike u odnosu na poznatu kotu. Da podsetimo, visinska razlika se dobija kao proizvod rastojanja između dve posmatrane tačke i pada ($H = L \cdot I$).

Proračun počinje od mesta uliva najugroženijeg drena u kanal (kanal broj 4 u ovom zadatku). U prethodnom poglavlju određena je kota vode na kanalu na mestu izliva drena i u ovom zadatku ona iznosi **77,71 mnm**. Potrebno je na topografskoj karti terena izmeriti rastojanje do glavnog kanala, koje u ovom zadatku iznosi **450 m**. Zatim, se računa visinska razlika, dobijena proizvodom rastojanja i pada posmatranog kanala koji je određen u tabeli 11 (hidraulički proračun otvorene kanalske mreže) i koji za kanal broj 4 iznosi **I = 0,45‰**. Visinska razlika između mesta uliva najugroženijeg drena i uliva kanala 4 u glavni kanal iznosi **0,2 m**, tako da kota vode kanala 4 na ulivu u glavni kanal iznosi **77,51 mnm**.

Zatim se proračun nastavlja za ostale sekundarne kanale. Posmatraju se najniže depresije terena. Kanalska mreža ima za cilj da reguliše nivo podzemne vode, da njen maksimalni nivo bude **0,5 m** ispod površine najnižeg terena na slivu. U ovom slučaju to je kota **79,00 mnm**, što znači da kota vode u kanalima na mestu najnižih delova terena treba bude na koti **78,50 mnm** ili niže. Ovakav način definisanja kote vode u kanalima je moguć na manjim slivovima i bez prevelikih visinskih razlika na terenu.

Na kanalu 3 rastojanje od najudaljenije tačke preseka depresije terena i kanala 3 do glavnog kanala iznosi **900 m**. Na mestu preseka depresije terena i kanala 3 usvaja se da

kota vode u kanalu 3 treba da iznosi **78,50 mnm**, kako je objašnjeno u prethodnom pasusu. Pad vodenog ogledala kanala 3 iz tabele 11 iznosi **0,35‰**, visinska razlika iznosi **0,32 m**, a kota vode kanala 3 na mestu uliva u glavni kanal iznosi **78,18 mnm**.

Kanal 5 preseca najnižu depresiju terena na udaljenosti od **60 m** od uliva u glavni kanal. Na mestu presecanja kanala 5 i posmatrane depresije terena usvaja se kota vode u kanalu od **78,50 mnm**. Pad vodenog ogledala kanala 5 je **0,40‰** (tabela 11), pa je visinska razlika **0,02 m**, a kota vode kanala 5 na ulivu u glavni kanal je **78,48 mnm**.

Na kanalu 2 najniža depresija terena je sa kotama **79,50 mnm**. Na mestu najuzvodnijeg preseka kanala 2 sa depresijom terena usvaja se kota vode u kanalu 2 od **78,50 mnm**. Rastojanje do uliva u glavni kanal iznosi, **900 m**, pad vodenog ogledala iznosi **0,35‰** (tabela 11), visinska razlika iznosi **0,32 m**, a kota vode kanala 2 na ulivu u glavni kanal iznosi **78,18 mnm**.

Kote dna sekundarnih kanala na ulivu u glavni kanal

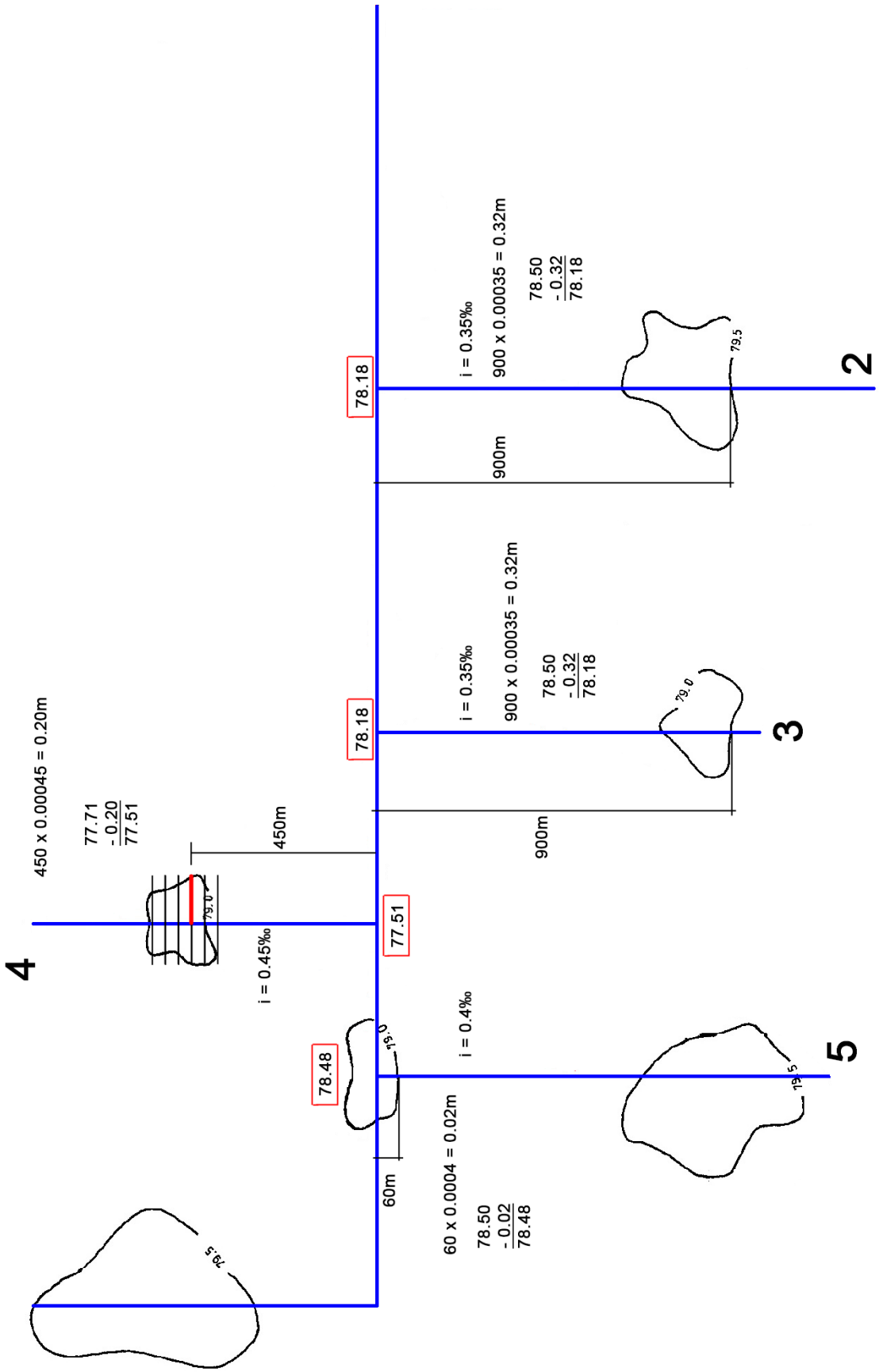
Kote dna kanala se dobijaju kada se od poznate kote vode oduzme dubina vode u kanalu. Dubina vode u kanalima su proračunate u tabeli 11. Proračun je prikazan na skici na slici 15.

Dubina vode u kanalu 4 iznosi **0,53 m**, kota vode kanala 4 na ulivu u glavni kanal iznosi **77,51 mnm**, a kota dna iznosi **76,98 mnm**.

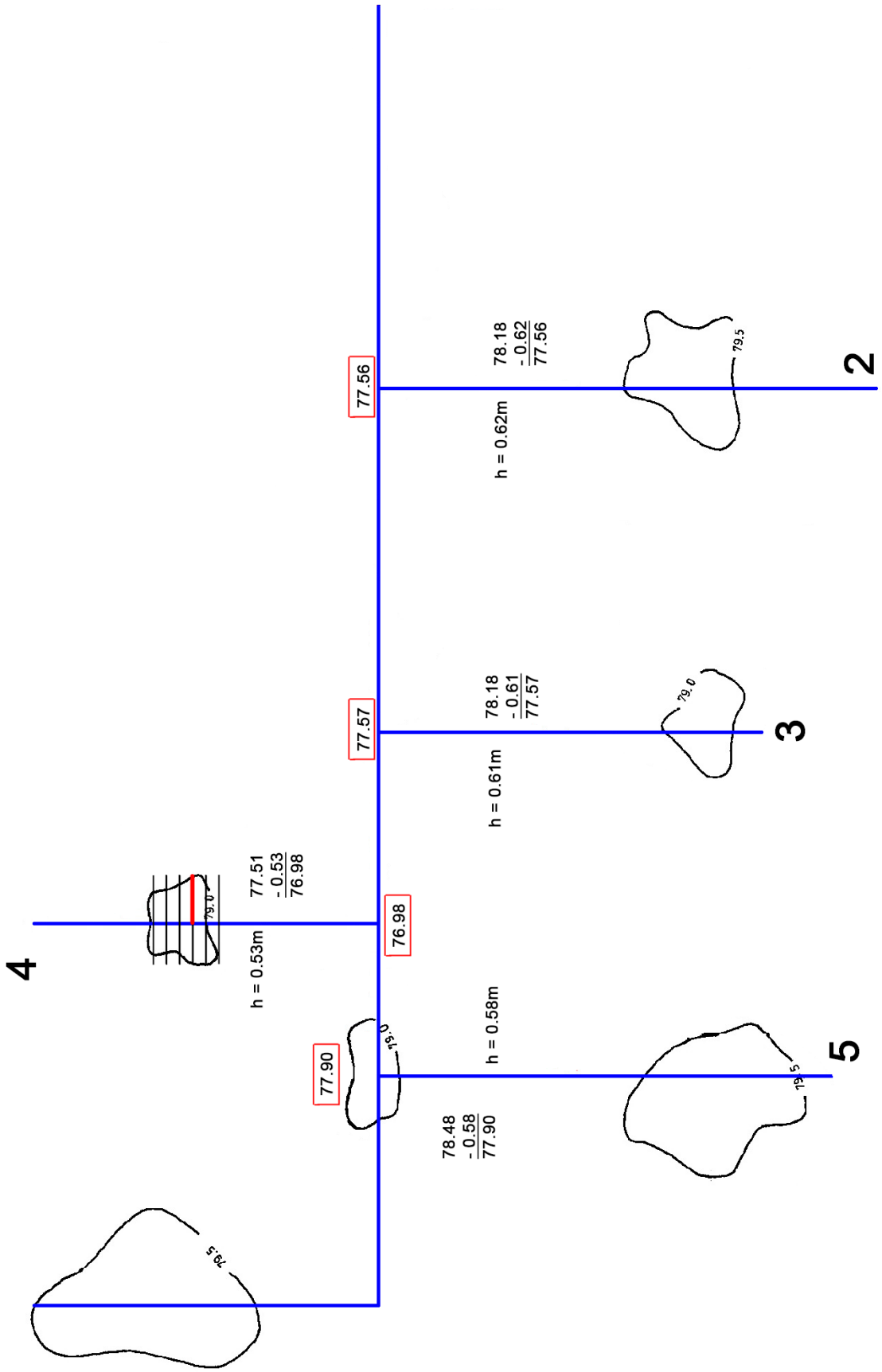
Dubina vode u kanalu 5 iznosi **0,58 m**, kota vode kanala 5 na ulivu u glavni kanal iznosi **77,48 mnm**, a kota dna iznosi **77,90 mnm**.

Dubina vode u kanalu 3 iznosi **0,61 m**, kota vode kanala 3 na ulivu u glavni kanal iznosi **78,18 mnm**, a kota dna iznosi **77,57 mnm**.

Dubina vode u kanalu2 iznosi **0,62 m**, kota vode kanala 2 na ulivu u glavni kanal iznosi **78,18 mnm**, a kota dna iznosi **77,56 mnm**.



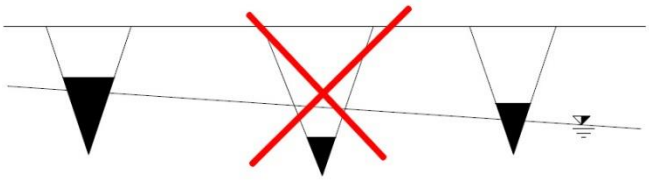
Slika 14. Skica i proračun kota vode sekundarnih kanala na ulivu u glavni kanal



Slika 15. Skica i proračun kota dna sekundarnih kanala na ulivu u glavni kanal

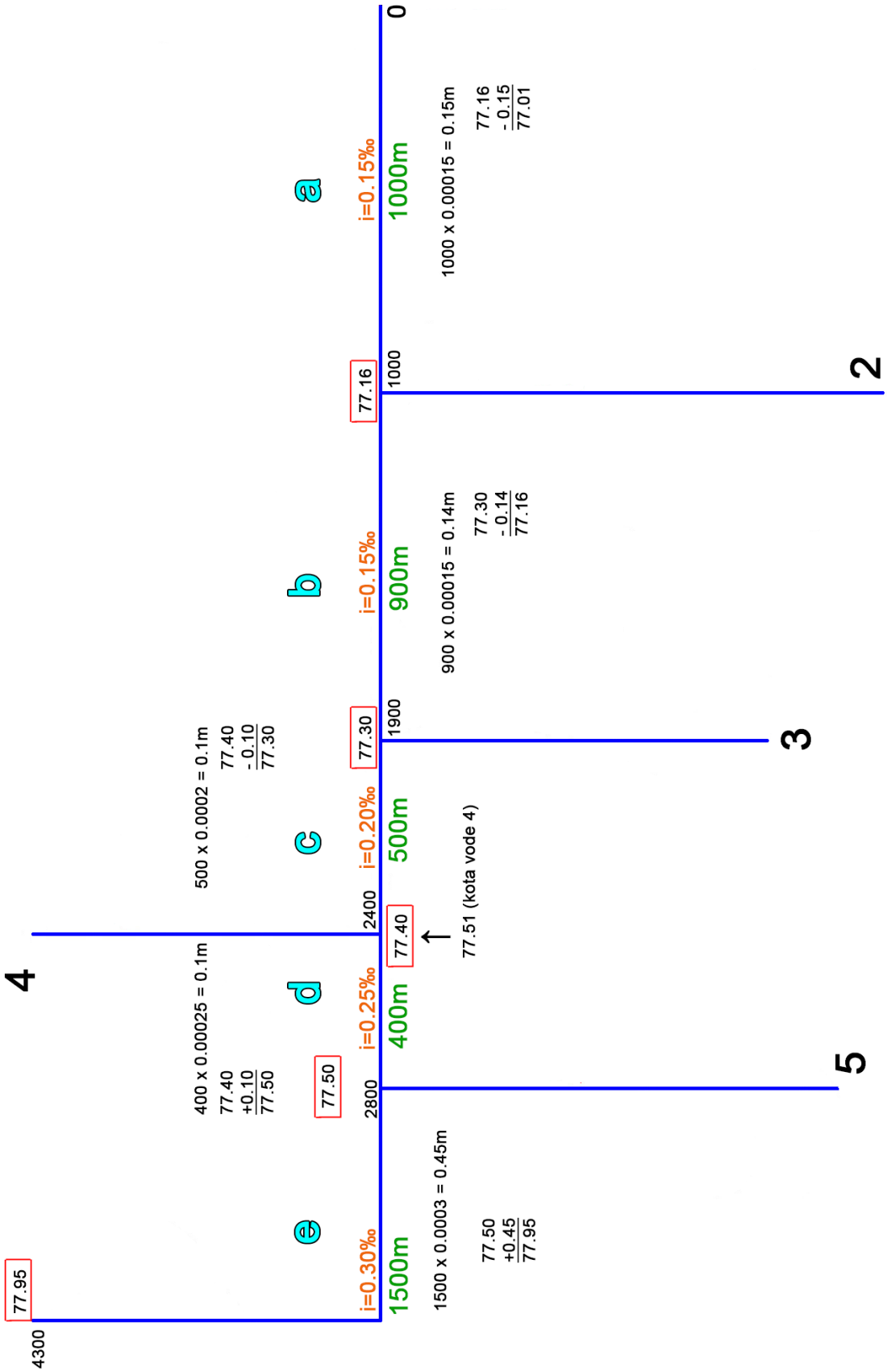
Kote vode glavnog kanala

Kod određivanja kota vode glavnog kanala treba voditi računa da se izbegne situacija da nivo vode u glavnom kanalu bude iznad nivoa vode u kanalima nižeg reda, što je ilustrovano na slici 16.



Slika 16. Ilustracija nivoa vode u glavnom kanalu i kanalima nižeg reda, dozvoljeni i nedozvoljeni slučajevi

Jedan od načina izbegavanja ove situacije je da se od najniže kote vode sekundarnog kanala na ulivu u glavni kanal oduzme određena visinska razlika, uglavnom oko 10 cm, i ta kota se usvoji za kotu vode u glavnom kanalu na posmatranoj lokaciji. U ovom zadatku sekundarni kanal sa najnižom kotom vode na ulivu u glavni kanal je kanal broj 4 na kome se nalazi i sistem horizontalne drenaže. Na ovoj lokaciji će se od kote vode na kanalu 4 (77,51 mnm) oduzeti oko 10 cm i usvojiti kotu vode glavnog kanala na ovoj lokaciji. Usvaja se da ova kota vode iznosi 77,40 mnm. Od ove kote se definišu sve ostale nizvodne i uzvodne kote vode glavnog kanala, oduzimanjem ili dodavanjem visinske razlike uzimajući u obzir smer tečenja vode. Uzvodno se u odnosu na ovu kotu vode glavnog kanala dodaju visinske razlike dobijene proizvodom rastojanja – dužine posmatrane deonice glavnog kanala i pada vodenog ogledala kanala iz tabele 11. Nizvodno se visinske razlike oduzimaju. Proračun je prikazan na skici na slici 17.



Slika 17. Skica i proračun kota vode glavnog kanala

8. PODUŽNI I POPREČNI PROFILI KANALA

Nakon dimenzionisanja kanalske mreže, određivanja kota vode i kota dna u kanalima sledi crtanje podužnih i poprečnih profila kanala. Ovi profili, zajedno sa tabelarnim proračunom, su neophodna podloga za izvođenje kanalske mreže sistema za odvodnjavanje.

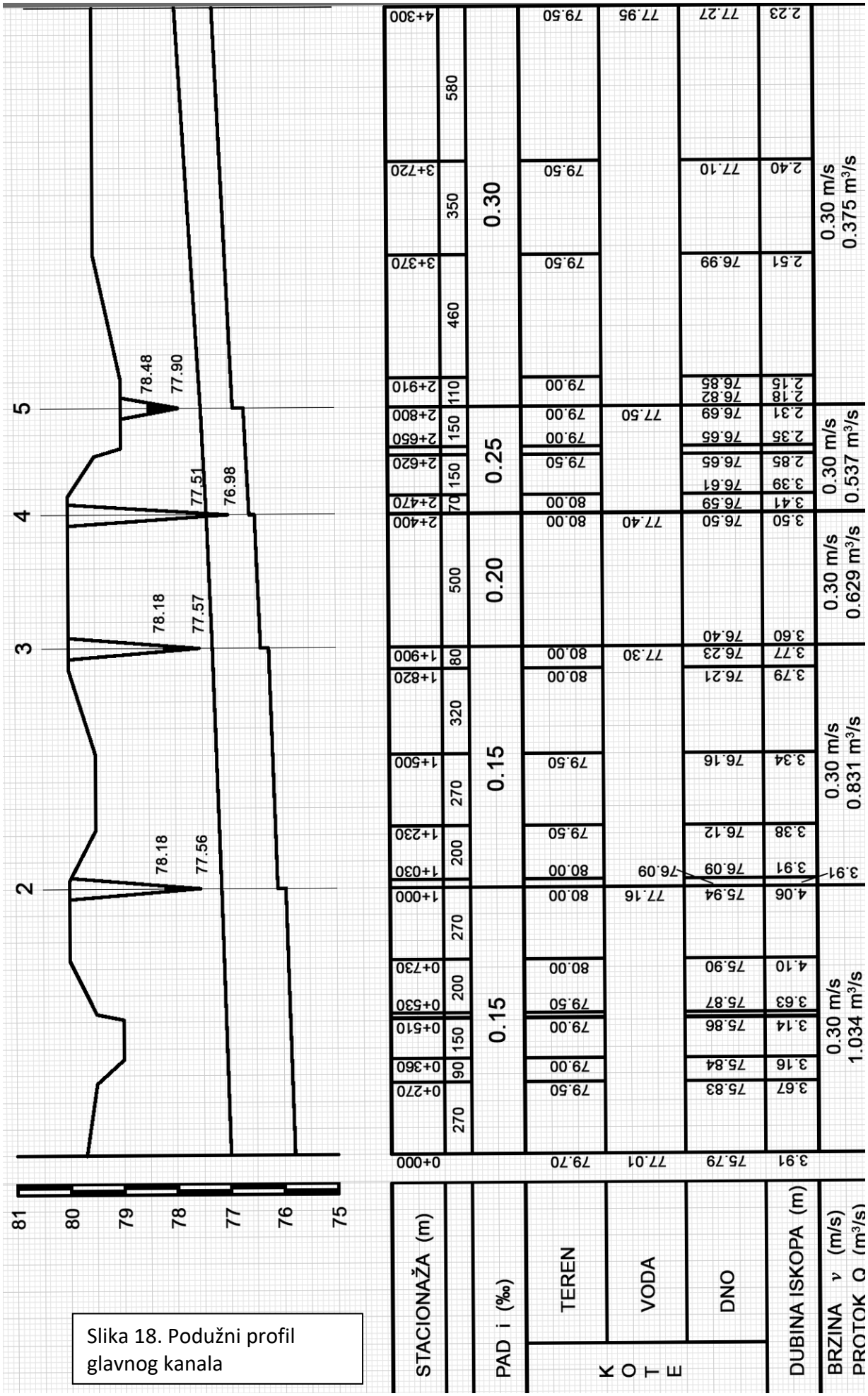
U ovom zadatku biće prikazani samo podužni i poprečni preseci glavnog kanala. Podužni presek glavnog kanala prikazan je na slici 18. On je nacrtan u dvojnoj razmeri. Razmera za dužine je R = 1 : 20.000 (iz razloga da bi crtež stao na papir formata A4), a razmera za visine je R = 1 : 100. Na podužnom preseku, gornji dijagram prati tabela za podacima. Gornja linija predstavlja liniju površine terena. Ona se dobija tako što se na topografskoj karti (Slika 6) prati teren uz trasu glavnog kanal. Na mestu preseka izohipsi i glavnog kanala beleži se kota terena u četvrtom redu u tabeli, a i na dijagramu da bi se spajanjem tačaka dobila linija terena. Prethodno se naravno meri rastojanje po trasi glavnog kanala počevši od stacionaže km 0+000. Stacionaže i međusobna rastojanja između dve karakteristične tačke na terenu se beleže u tabeli u prva dva reda.

Zatim se skiciraju ulivi kanala nižeg reda. Po vertikalnoj osi ove skice kanala nižeg reda su u odgovarajućoj razmeri, a po horizontalnoj osi nisu u razmeri. Na ulivima kanala nižeg reda obeležene su kote vode i kote dna kanala. Takođe, na mestima uliva povlače se vertikalne linije po dijagramu i po tabeli, jer se tako lakše uočavaju deonice glavnog kanala. U tabeli se u sledećem redu upisuju projektovane vrednosti padova vodenog ogledala glavnog kanala.

Sledeća linija na dijagramu je linija vodenog ogledala. Ona se dobija na osnovu podataka koji određeni proračunom u prethodnom poglavlju. Kote vode u glavnom kanalu se beleže i u tabeli u petom redu.

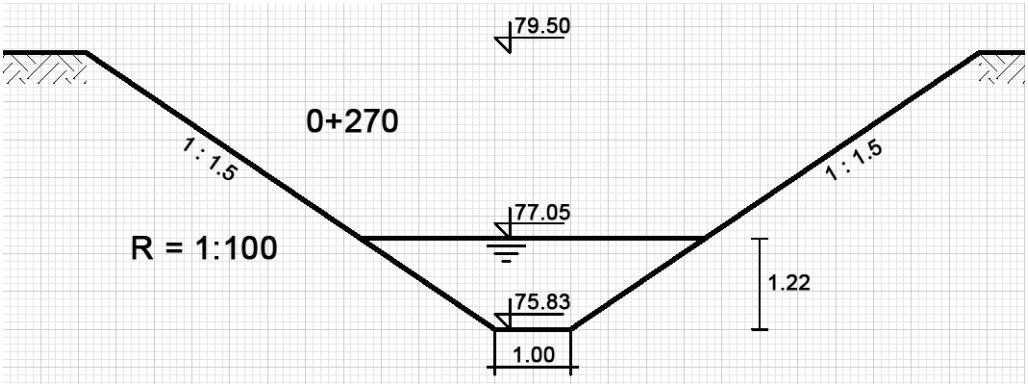
Zatim se u tabeli beleže kote dna kanala i na osnovu njih se crta i linija dna. Kote dna se dobijaju tako što se od kota vode oduzimaju dubine vode određenih deonica glavnog kanala. Tako se dobijaju kote dna na početku i na kraju glavnog kanala, a i na mestu uliva sekundarnih kanala. Kote dna kanala treba odrediti i na svim mestima gde se su zabeležene kote terena u tabeli i na dijagramu. Te kote dna se dobijaju tako što se na poznate kote dodaju ili oduzimaju visinske razlike dobijene kao proizvod rastojanja i pada. Na mestu uliva sekundarnih kanala u glavni postoje dve kote dna. Na dijagramu se to vidi kao kaskada. Razlog tome je što na istom tom mestu postoje dve dubine kanala, jer je to mesto kraj jedne a početak druge deonice glavnog kanala.

Zatim se u tabeli upisuju vrednosti dubine iskopa, koja se dobija kao razlika kote terena i kote dna kanala. U poslednjim redovima tabele unose se srednje brzine tečenja i protoci po deonicama glavnog kanala.



Slika 18. Podužni profil glavnog kanala

Poprečni presek je nacrtan u razmeri R = 1 : 100 i za dužine i za visine (Slika 19). Ovde je prikazan poprečni profil glavnog kanala na stacionaži km 0 + 270, ali poprečni profili se obično crtaju za svaku karakterističnu tačku na kanalu.



Slika 19. Poprečni presek glavnog kanala na stacionaži km 0 + 270

Određivanje zapremine materijala pri iskopu kanala

Nakon prethodnih proračuna i crteža podužnih i poprečnih profila kanala mogu se odrediti zapremine iskopanog materijala prilikom izvođenja kanalske mreže. Proračun se izvodi tablično (Tabela 12). Na primeru u tabeli 12 nije prikazan ceo proračun, već samo deo od stacionaža km 0+000 do km 1+900.

Tabela 12. Zapremine iskopane zemlje za glavni kanal

STACIONAŽA	POPREČNI PRESEK	SREDNJI POPREČNI PRESEK	RASTOJANJE	ZAPREMINA
	F	Fsr	L	V
km	m^2	m^2	m	m^3
0+000	26,84	25,36	270	6847,2
0+270	23,87	21,00	90	1890
0+360	18,14	18,04	150	2706
0+510	17,93	20,67	20	413,4
0+530	23,40	26,36	200	5272
0+730	29,32	29,05	270	7843,5
1+000	28,79	//////////	//////////////	///////////////
1+000	26,84	26,84	30	805,2
1+030	26,84	23,68	200	4736
1+230	20,52	20,24	270	5464,8
1+500	19,96	22,65	320	7248
1+820	25,34	25,13	80	2010,4
1+900	25,09	//////////////	///////////////	///////////////
1+900	23,04			

U prvoj koloni se unose stacionaže. Kada se one unesu za prvu deonicu glavnog kanala, ta poslednja uneta stacionaža je ujedno i prva stacionaža druge deonice kanala i unosi se ponovo. U ovom primeru granica prve i druge deonice kanala je na stacionaži km 1+000 i ta stacionaža je uneta dva puta. Isto tako i za stacionažu km 1+900.

Površine poprečnih preseka se računaju sledećom formulom:

$$F = (b + m \cdot H) \cdot H$$

Gde je *F* površina poprečnog preseka (m^2), *b* je širina dna kanala, *m* je nagib kosine, a *H* je dubina iskopa koje se nalazi u tabeli podužnog preseka glavnog kanala (slika 18).

Zatim se u sledećoj koloni računa srednja površina preseka (F_{sr}) između dve stacionaže. U sledećoj koloni se upisuju rastojanja između pojedinih stacionaža (L), a zapremina iskopane zemlje (V) dobija se kao proizvod srednje površine i rastojanja:

$$V = F_{sr} \cdot L$$

Sumiranjem svih zapremina dobija se ukupna zapremina zemlje koja je potrebna za iskop glavnog kanala.

9. ELABORAT

Ovo poglavlje ima formu radne sveske u kojoj se nalazi projektni zadatak, neophodne podloge u vidu grafičkih i tabelarnih priloga (Slike 20 - 28, Tabele 13 - 23) kao i prostor gde studenti treba da prikažu proračune.

Projektni zadatak

Na zemljištu poljoprivrednog imanja, veličine slivnog područja oko 1.100 ha, pojavljuju se u kišnim godinama suvišne površinske i podzemne vode, pretežno početkom proleća. Potrebno je projektovati sistem za odvodnjavanje, čija će sposobnost biti da odvede suvišne vode vanvegetacionog perioda u roku od 15 dana, a pri dimenzionisanju sistema za odvodnjavanje uzeti u obzir i ekstremne padavine u vegetacionom periodu.

U tu svrhu treba izvršiti sledeće:

1) Izvršiti topografsku analizu terena na osnovu priložene topografske karte broj ___ (Slika _____) u R = 1: 20.000 i obeležiti vododelnicu.

2) Trasirati kanalsku mrežu na priloženoj karti i odrediti slivne površine svih deonica.

3) Hidromodul sistema (q_s) sračunati na osnovu viška vode u vanvegetacionom periodu sa povratnim periodom od 10 godina (podaci dati u tabeli _____) uz korišćenje normalnog papira verovatnoća (Slika 24), kao i na osnovu viška vode od pojave ekstremnih padavina u aprilu mesecu takođe sa povratnim periodom od 10 godina (podaci dati u tabeli _____) uz korišćenje Gumbel-ovog papira

verovatnoća (Slika 25). Usvojiti da su uslovi na terenu (topografija, propustljivost zemljišta i obraslost zemljišta) takvi da koeficijent oticaja iznosi $\alpha = 0{,}01$.

4) Deonični hidromodul odvodnjavanja (q_d) za pojedine deonice kanala sračunati u zavisnosti od kritičnog vremena, a usvajajući računsku brzinu kretanja vode u kanalima v = 0,3 m/s.

5) Računske protoke za sve deonice i hidraulički proračun kanala prikazati u tabelama (Tabela 21 i 22).

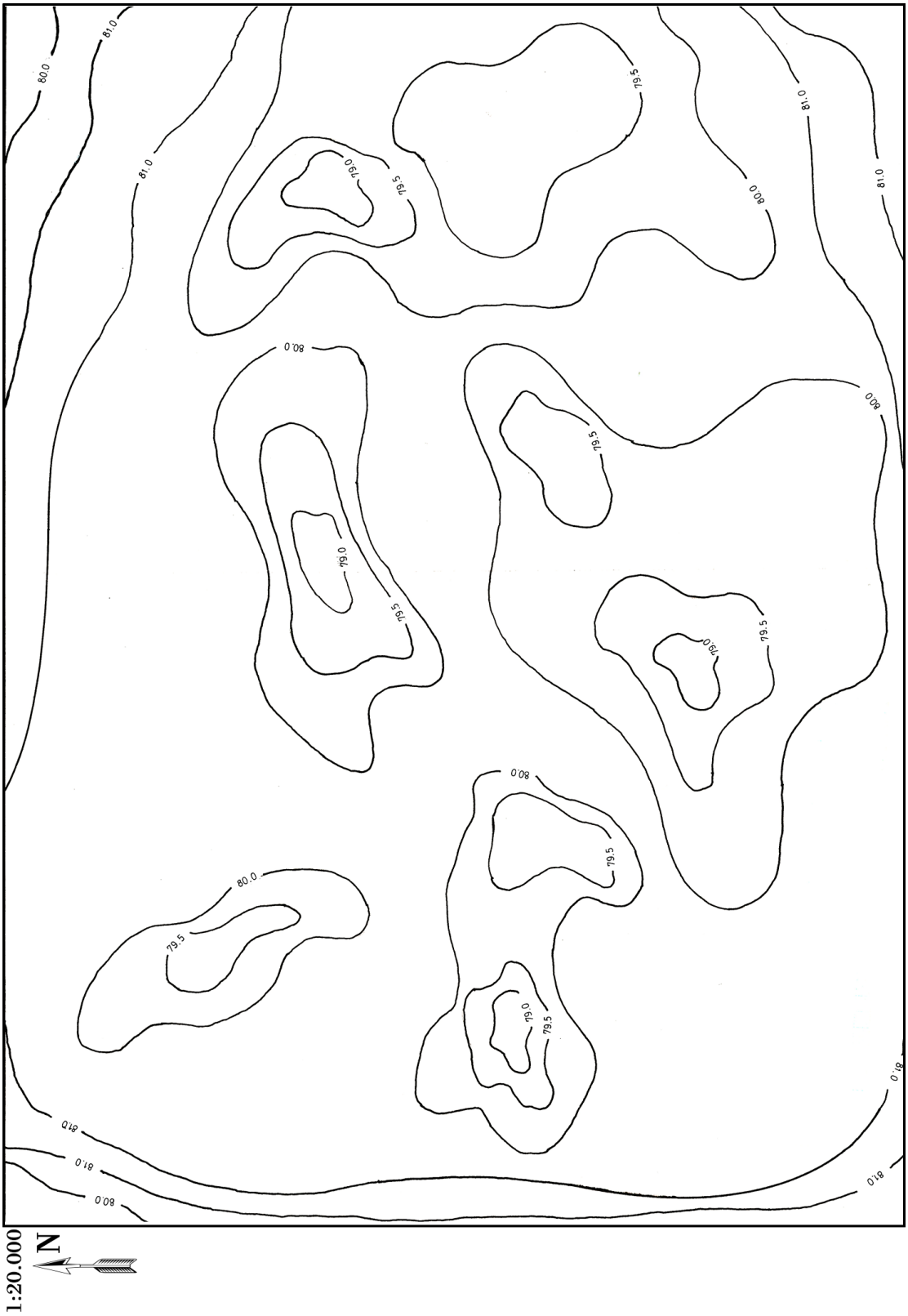
6) Podužni profil glavnog kanala prikazati u razmeri: za visine R = 1:100, a za dužine R = 1:20.000. Podužni profil glavnog kanala nacrtati na milimetarskom papiru koji je dat u prilogu (Slika 27).

7) Poprečne profile deonica glavnog kanala prikazati u razmeri R = 1:100. Prikazati po jedan poprečni profil za svaku deonicu glavnog kanala i nacrtati ih na milimetarskom papiru koji je dat u prilogu (Slika 28).

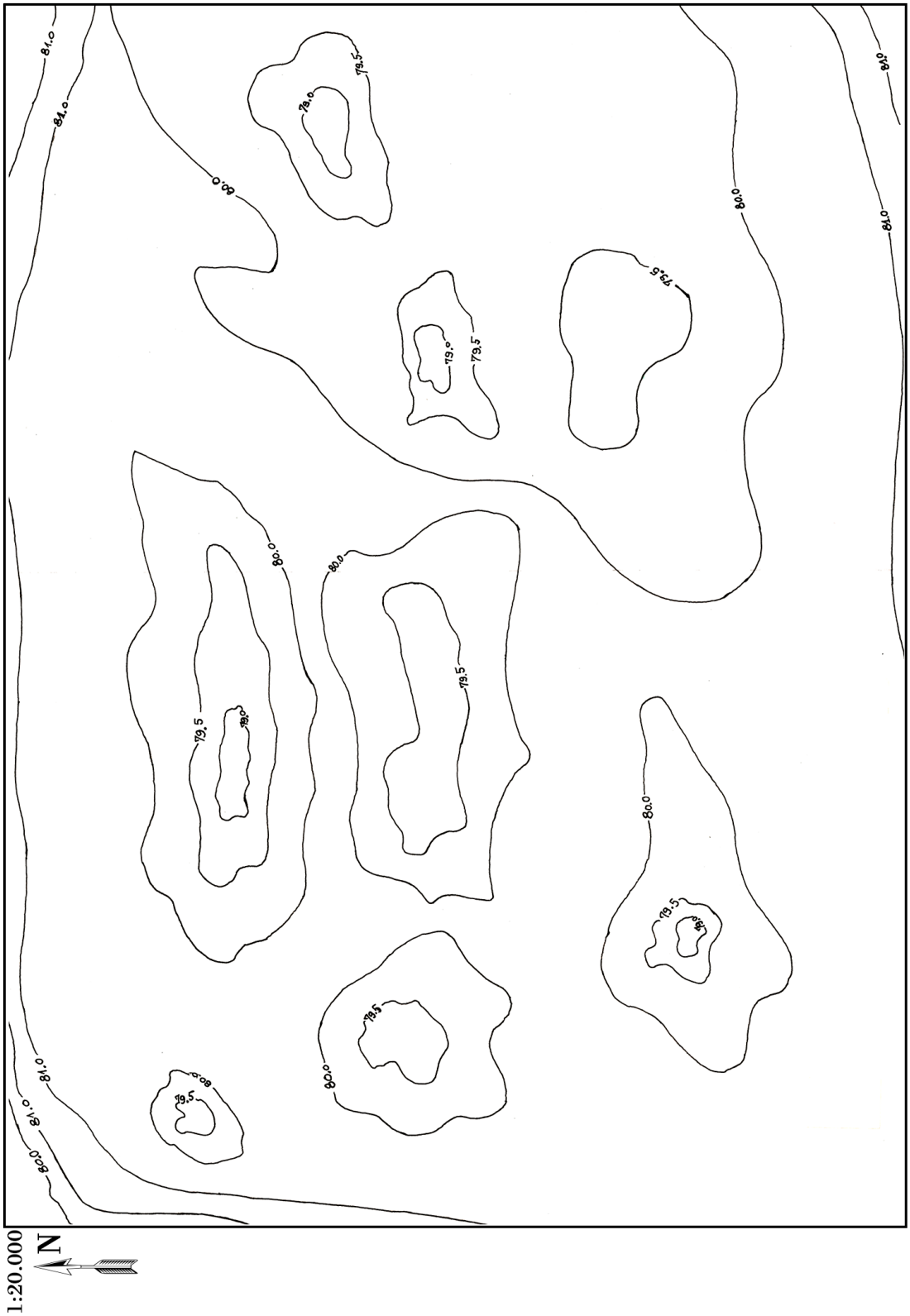
8) Sračunati zapreminuu iskopa glavnog kanala na osnovu lomova terena i prikazati u tabeli (Tabela 23).

9) Na slivnoj površini izabranog kanala broj _____ izraditi horizontalnu cevnu drenažu na kotama 79,00 mnm, uz uslove:

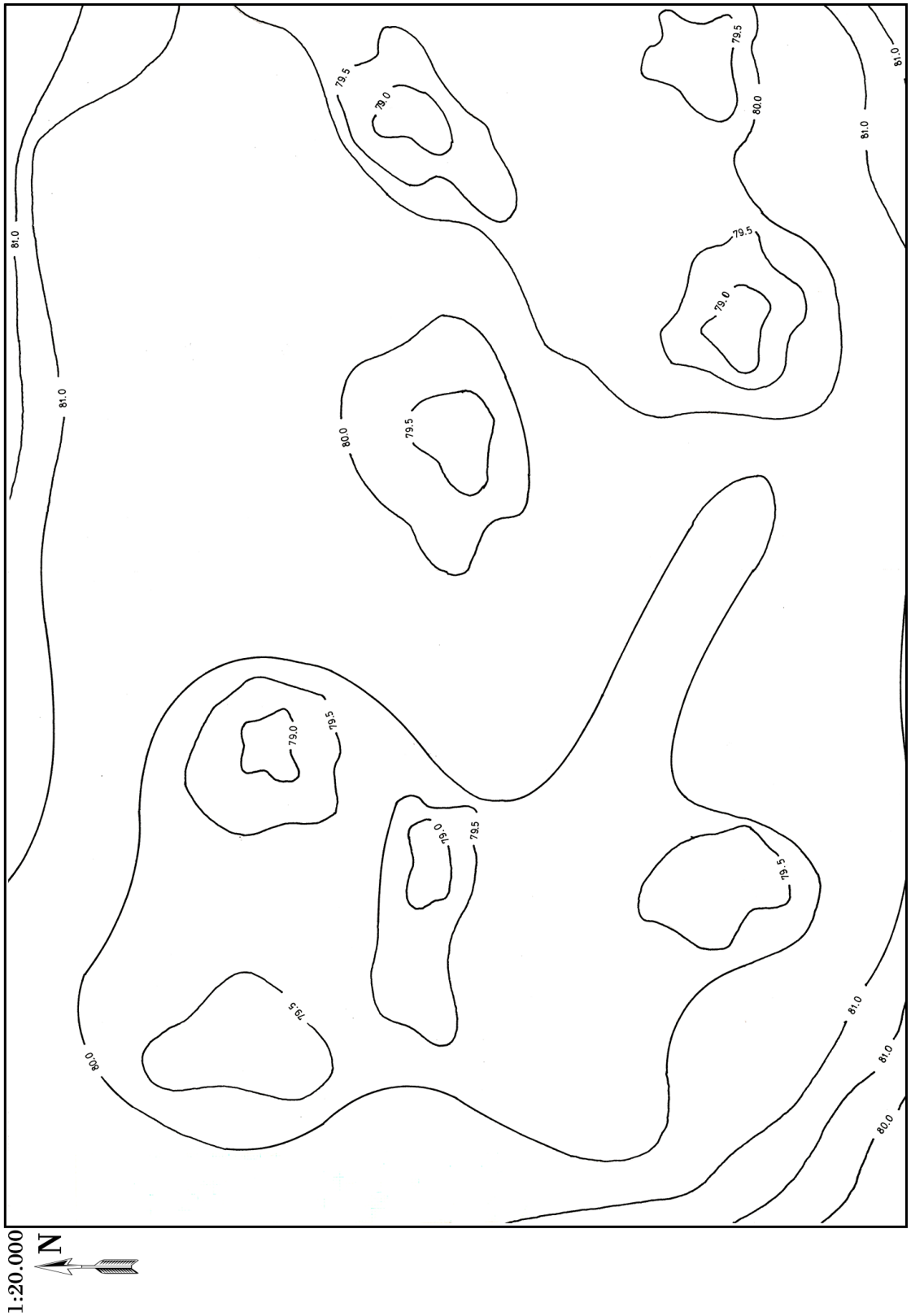
   - zemljište je horizontalno i velike moćnosti,
   - razmak drenova računati po metodu nestacionarnog režima priticanja (Glover-Dam metoda).



Slika 20. Topografska karta broj 1.



Slika 21. Topografska karta broj 2.



Slika 22. Topografska karta broj 3.

Slika 23. Topografska karta broj 4.

Tabela 13. Visina suvišnih voda u vanvegetacionom period na posmatranom području i empirijske verovatnoće pojava

Rb.	Godina	h (mm)	h (mm) sort.	P	P (%)	T (god)
1	1988	128		0,032	3	31,00
2	1989	17		0,065	6	15,50
3	1990	35		0,097	10	10,33
4	1991	80		0,129	13	7,75
5	1992	79		0,161	16	6,20
6	1993	81		0,194	19	5,17
7	1994	151		0,226	23	4,43
8	1995	1		0,258	26	3,88
9	1996	11		0,290	29	3,44
10	1997	53		0,323	32	3,10
11	1998	70		0,355	35	2,82
12	1999	192		0,387	39	2,58
13	2000	122		0,419	42	2,38
14	2001	96		0,452	45	2,21
15	2002	101		0,484	48	2,07
16	2003	158		0,516	52	1,94
17	2004	144		0,548	55	1,82
18	2005	170		0,581	58	1,72
19	2006	169		0,613	61	1,63
20	2007	36		0,645	65	1,55
21	2008	11		0,677	68	1,48
22	2009	51		0,710	71	1,41
23	2010	130		0,742	74	1,35
24	2011	175		0,774	77	1,29
25	2012	94		0,806	81	1,24
26	2013	53		0,839	84	1,19
27	2014	144		0,871	87	1,15
28	2015	72		0,903	90	1,11
29	2016	221		0,935	94	1,07
30	2017	76		0,968	97	1,03

h_{sr}	
st.dev	
h_{sr}-st.dev	
h_{sr}+st.dev	

Tabela 14. Visina suvišnih voda u vanvegetacionom period na posmatranom području i empirijske verovatnoće pojava

Rb.	Godina	h (mm)	h (mm) sort.	P	P (%)	T (god)
1	1988	156		0,032	3	31,00
2	1989	11		0,065	6	15,50
3	1990	56		0,097	10	10,33
4	1991	86		0,129	13	7,75
5	1992	82		0,161	16	6,20
6	1993	98		0,194	19	5,17
7	1994	149		0,226	23	4,43
8	1995	11		0,258	26	3,88
9	1996	4		0,290	29	3,44
10	1997	67		0,323	32	3,10
11	1998	70		0,355	35	2,82
12	1999	199		0,387	39	2,58
13	2000	163		0,419	42	2,38
14	2001	99		0,452	45	2,21
15	2002	97		0,484	48	2,07
16	2003	189		0,516	52	1,94
17	2004	144		0,548	55	1,82
18	2005	122		0,581	58	1,72
19	2006	201		0,613	61	1,63
20	2007	58		0,645	65	1,55
21	2008	23		0,677	68	1,48
22	2009	51		0,710	71	1,41
23	2010	163		0,742	74	1,35
24	2011	215		0,774	77	1,29
25	2012	149		0,806	81	1,24
26	2013	53		0,839	84	1,19
27	2014	146		0,871	87	1,15
28	2015	72		0,903	90	1,11
29	2016	225		0,935	94	1,07
30	2017	99		0,968	97	1,03

h_{sr}	
st.dev	
h_{sr}-st.dev	
h_{sr}+st.dev	

Tabela 15. Visina suvišnih voda u vanvegetacionom period na posmatranom području i empirijske verovatnoće pojava

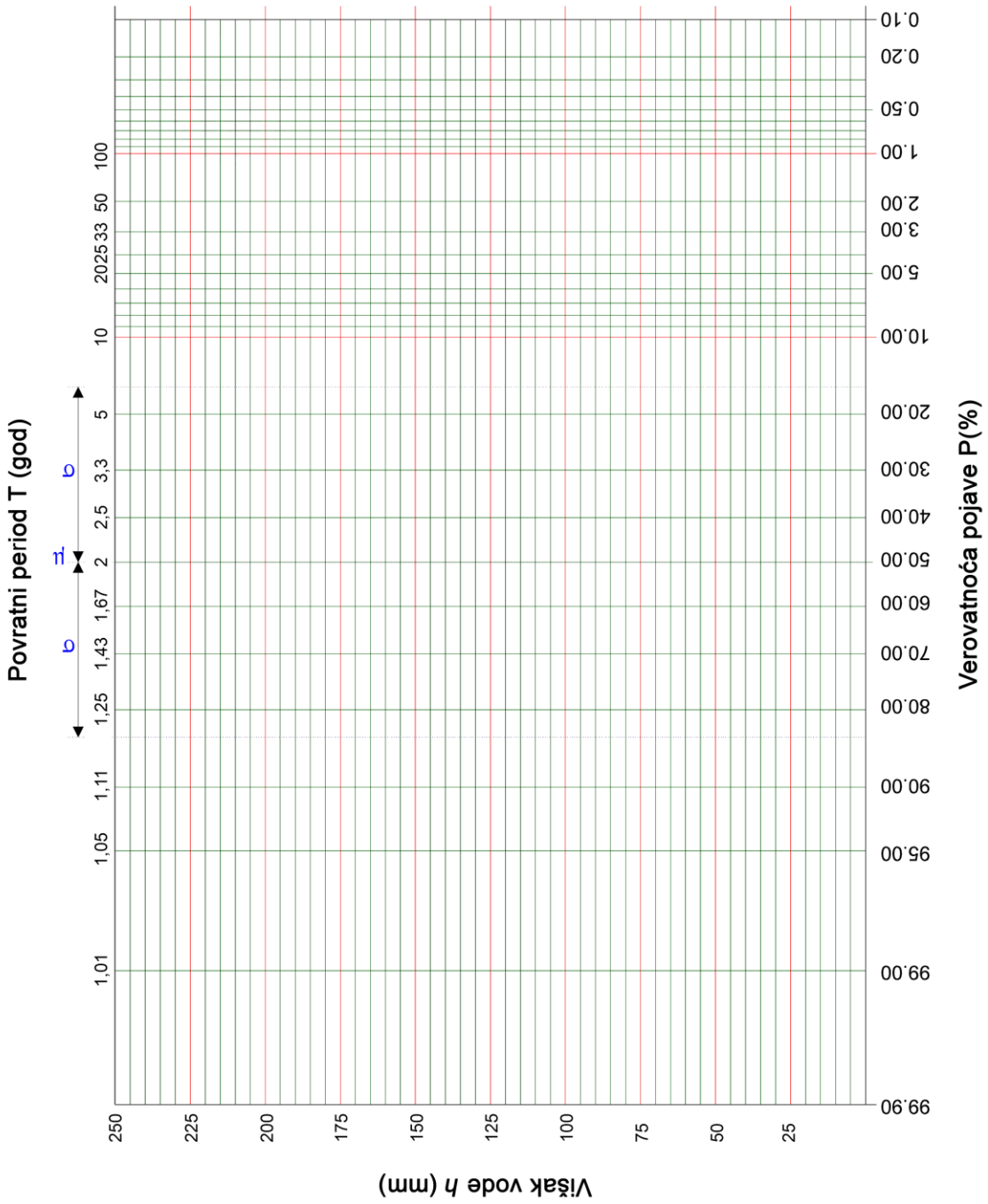
Rb.	Godina	h (mm)	h (mm) sort.	P	P (%)	T (god)
1	1988	76		0,032	3	31,00
2	1989	10		0,065	6	15,50
3	1990	35		0,097	10	10,33
4	1991	65		0,129	13	7,75
5	1992	77		0,161	16	6,20
6	1993	81		0,194	19	5,17
7	1994	132		0,226	23	4,43
8	1995	0		0,258	26	3,88
9	1996	4		0,290	29	3,44
10	1997	39		0,323	32	3,10
11	1998	70		0,355	35	2,82
12	1999	168		0,387	39	2,58
13	2000	118		0,419	42	2,38
14	2001	87		0,452	45	2,21
15	2002	97		0,484	48	2,07
16	2003	124		0,516	52	1,94
17	2004	111		0,548	55	1,82
18	2005	104		0,581	58	1,72
19	2006	159		0,613	61	1,63
20	2007	36		0,645	65	1,55
21	2008	11		0,677	68	1,48
22	2009	58		0,710	71	1,41
23	2010	144		0,742	74	1,35
24	2011	190		0,774	77	1,29
25	2012	94		0,806	81	1,24
26	2013	53		0,839	84	1,19
27	2014	173		0,871	87	1,15
28	2015	72		0,903	90	1,11
29	2016	222		0,935	94	1,07
30	2017	121		0,968	97	1,03

h_{sr}	
st.dev	
h_{sr}-st.dev	
h_{sr}+st.dev	

Tabela 16. Visina suvišnih voda u vanvegetacionom period na posmatranom području i empirijske verovatnoće pojava

Rb.	Godina	h (mm)	h (mm) sort.	P	P (%)	T (god)
1	1988	90		0,032	3	31,00
2	1989	22		0,065	6	15,50
3	1990	31		0,097	10	10,33
4	1991	90		0,129	13	7,75
5	1992	78		0,161	16	6,20
6	1993	90		0,194	19	5,17
7	1994	119		0,226	23	4,43
8	1995	4		0,258	26	3,88
9	1996	2		0,290	29	3,44
10	1997	42		0,323	32	3,10
11	1998	70		0,355	35	2,82
12	1999	154		0,387	39	2,58
13	2000	101		0,419	42	2,38
14	2001	104		0,452	45	2,21
15	2002	97		0,484	48	2,07
16	2003	109		0,516	52	1,94
17	2004	115		0,548	55	1,82
18	2005	100		0,581	58	1,72
19	2006	173		0,613	61	1,63
20	2007	36		0,645	65	1,55
21	2008	9		0,677	68	1,48
22	2009	48		0,710	71	1,41
23	2010	134		0,742	74	1,35
24	2011	168		0,774	77	1,29
25	2012	94		0,806	81	1,24
26	2013	53		0,839	84	1,19
27	2014	153		0,871	87	1,15
28	2015	72		0,903	90	1,11
29	2016	209		0,935	94	1,07
30	2017	110		0,968	97	1,03

h_{sr}	
st.dev	
h_{sr}-st.dev	
h_{sr}+st.dev	



Slika 24. Papir verovatnoće za normalnu raspodelu

Tabela 17. Visina maksimalnih jednodnevnih padavina u aprilu mesecu na posmatranom području i empirijske verovatnoće pojava

Rb.	Godina	h (mm)	h (mm) sort.	P	P (%)	T (god)	$(X_i - \overline{X})^2$		
1	1988	12		0,032	3	31,00			
2	1989	20		0,065	6	15,50			
3	1990	13		0,097	10	10,33			
4	1991	11		0,129	13	7,75			
5	1992	10		0,161	16	6,20			
6	1993	14		0,194	19	5,17			
7	1994	13		0,226	23	4,43			
8	1995	9		0,258	26	3,88			
9	1996	32		0,290	29	3,44			
10	1997	6		0,323	32	3,10			
11	1998	18		0,355	35	2,82			
12	1999	7		0,387	39	2,58			
13	2000	45		0,419	42	2,38			
14	2001	7		0,452	45	2,21			
15	2002	2		0,484	48	2,07			
16	2003	10		0,516	52	1,94			
17	2004	13		0,548	55	1,82			
18	2005	19		0,581	58	1,72			
19	2006	0		0,613	61	1,63			
20	2007	5		0,645	65	1,55		σ =	
21	2008	2		0,677	68	1,48			
22	2009	11		0,710	71	1,41		α =	
23	2010	12		0,742	74	1,35			
24	2011	28		0,774	77	1,29		μ =	
25	2012	10		0,806	81	1,24			
26	2013	8		0,839	84	1,19		X_{84} =	
27	2014	6		0,871	87	1,15			
28	2015	28		0,903	90	1,11		X_{50} =	
29	2016	40		0,935	94	1,07			
30	2017	31		0,968	97	1,03		X_{16} =	
		$\overline{X}$ =				Σ=			

Tabela 18. Visina maksimalnih jednodnevnih padavina u aprilu mesecu na posmatranom području i empirijske verovatnoće pojava

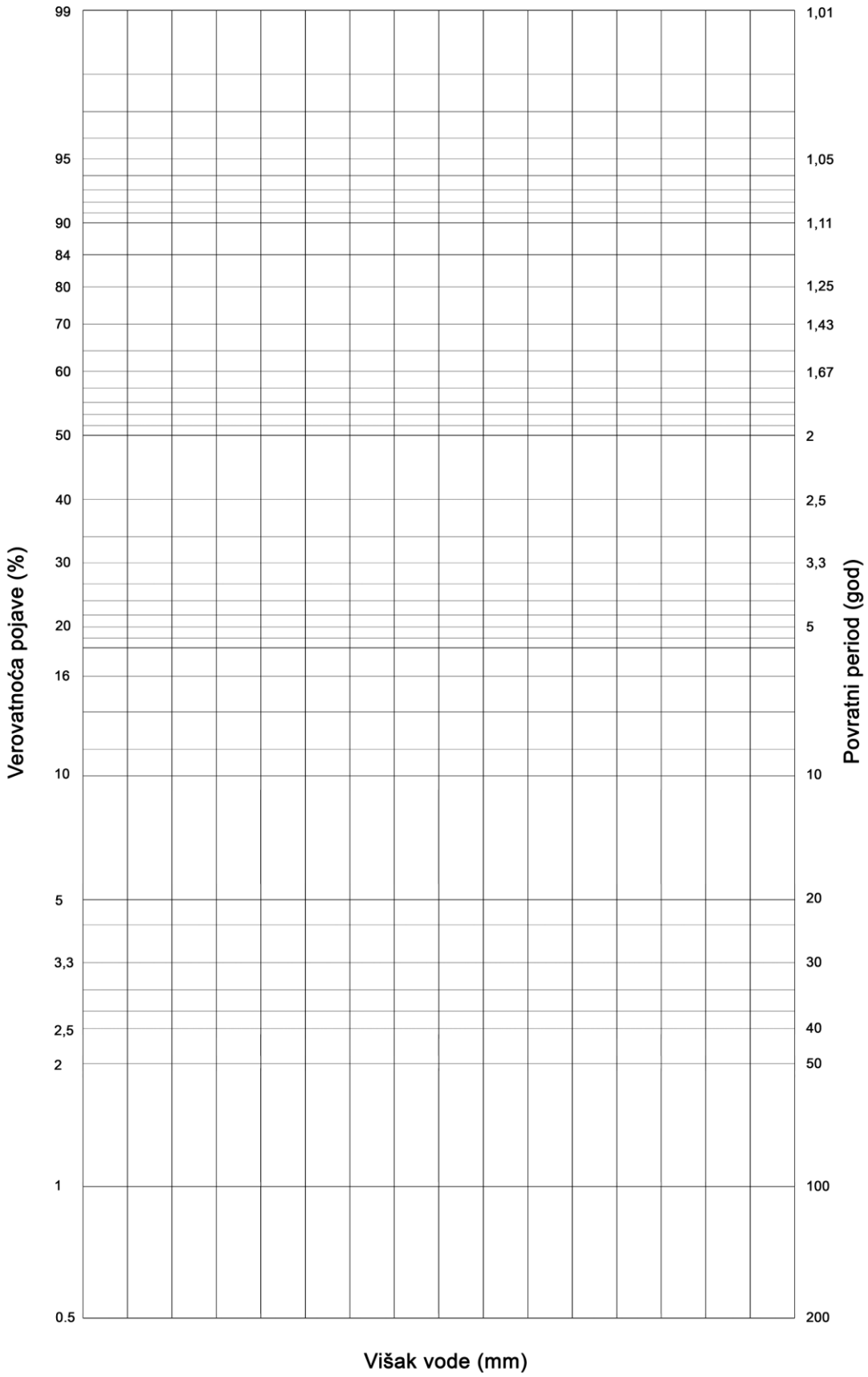
Rb.	Godina	h (mm)	h (mm) sort.	P	P (%)	T (god)	$(X_i - \overline{X})^2$		
1	1988	18		0,032	3	31,00			
2	1989	13		0,065	6	15,50			
3	1990	21		0,097	10	10,33			
4	1991	11		0,129	13	7,75			
5	1992	9		0,161	16	6,20			
6	1993	25		0,194	19	5,17			
7	1994	13		0,226	23	4,43			
8	1995	9		0,258	26	3,88			
9	1996	36		0,290	29	3,44			
10	1997	6		0,323	32	3,10			
11	1998	18		0,355	35	2,82			
12	1999	4		0,387	39	2,58			
13	2000	47		0,419	42	2,38			
14	2001	7		0,452	45	2,21			
15	2002	2		0,484	48	2,07			
16	2003	11		0,516	52	1,94			
17	2004	13		0,548	55	1,82			
18	2005	16		0,581	58	1,72			
19	2006	2		0,613	61	1,63			
20	2007	5		0,645	65	1,55		σ =	
21	2008	2		0,677	68	1,48			
22	2009	10		0,710	71	1,41		α =	
23	2010	12		0,742	74	1,35			
24	2011	25		0,774	77	1,29		μ =	
25	2012	10		0,806	81	1,24			
26	2013	10		0,839	84	1,19		X_{84} =	
27	2014	6		0,871	87	1,15			
28	2015	26		0,903	90	1,11		X_{50} =	
29	2016	33		0,935	94	1,07			
30	2017	35		0,968	97	1,03		X_{16} =	
		$\overline{X}$ =				Σ=			

Tabela 19. Visina maksimalnih jednodnevnih padavina u aprilu mesecu na posmatranom području i empirijske verovatnoće pojava

Rb.	Godina	h (mm)	h (mm) sort.	P	P (%)	T (god)	$(X_i - \overline{X})^2$		
1	1988	10		0,032	3	31,00			
2	1989	14		0,065	6	15,50			
3	1990	13		0,097	10	10,33			
4	1991	11		0,129	13	7,75			
5	1992	14		0,161	16	6,20			
6	1993	22		0,194	19	5,17			
7	1994	12		0,226	23	4,43			
8	1995	9		0,258	26	3,88			
9	1996	30		0,290	29	3,44			
10	1997	6		0,323	32	3,10			
11	1998	18		0,355	35	2,82			
12	1999	7		0,387	39	2,58			
13	2000	38		0,419	42	2,38			
14	2001	7		0,452	45	2,21			
15	2002	2		0,484	48	2,07			
16	2003	18		0,516	52	1,94			
17	2004	11		0,548	55	1,82			
18	2005	18		0,581	58	1,72			
19	2006	1		0,613	61	1,63			
20	2007	4		0,645	65	1,55		σ =	
21	2008	2		0,677	68	1,48			
22	2009	11		0,710	71	1,41		α =	
23	2010	12		0,742	74	1,35			
24	2011	27		0,774	77	1,29		μ =	
25	2012	12		0,806	81	1,24			
26	2013	10		0,839	84	1,19		X_{84} =	
27	2014	6		0,871	87	1,15			
28	2015	26		0,903	90	1,11		X_{50} =	
29	2016	35		0,935	94	1,07			
30	2017	31		0,968	97	1,03		X_{16} =	
		$\overline{X}$ =				Σ=			

Tabela 20. Visina maksimalnih jednodnevnih padavina u aprilu mesecu na posmatranom području i empirijske verovatnoće pojava

Rb.	Godina	h (mm)	h (mm) sort.	P	P (%)	T (god)	$(X_i - \overline{X})^2$		
1	1988	9		0,032	3	31,00			
2	1989	12		0,065	6	15,50			
3	1990	15		0,097	10	10,33			
4	1991	11		0,129	13	7,75			
5	1992	13		0,161	16	6,20			
6	1993	19		0,194	19	5,17			
7	1994	13		0,226	23	4,43			
8	1995	12		0,258	26	3,88			
9	1996	29		0,290	29	3,44			
10	1997	6		0,323	32	3,10			
11	1998	15		0,355	35	2,82			
12	1999	7		0,387	39	2,58			
13	2000	37		0,419	42	2,38			
14	2001	7		0,452	45	2,21			
15	2002	2		0,484	48	2,07			
16	2003	15		0,516	52	1,94			
17	2004	13		0,548	55	1,82			
18	2005	21		0,581	58	1,72			
19	2006	2		0,613	61	1,63			
20	2007	4		0,645	65	1,55		σ =	
21	2008	2		0,677	68	1,48			
22	2009	12		0,710	71	1,41		α =	
23	2010	12		0,742	74	1,35			
24	2011	26		0,774	77	1,29		μ =	
25	2012	10		0,806	81	1,24			
26	2013	9		0,839	84	1,19		X_{84} =	
27	2014	6		0,871	87	1,15			
28	2015	28		0,903	90	1,11		X_{50} =	
29	2016	33		0,935	94	1,07			
30	2017	31		0,968	97	1,03		X_{16} =	
		$\overline{X}$ =				Σ=			



Slika 25. Papir verovatnoće za Gumbel-ovu raspodelu

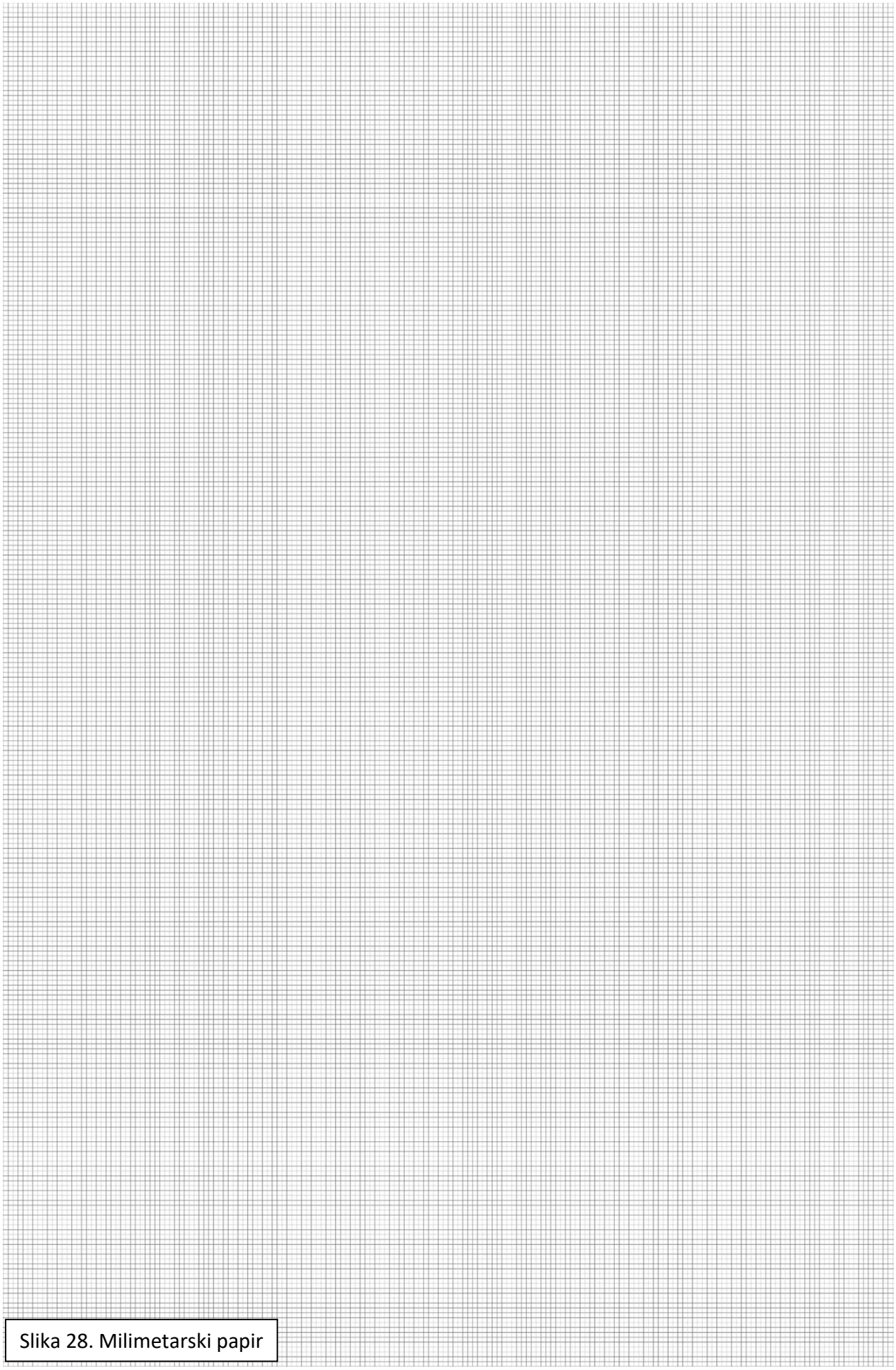
Tabela 21. Proračun protoka po deonicama kanala

KANAL	STACIONAŽA DEONICE od - do	DUŽINA		VREME OTICANJA		MODUL ODVODNJAVANJA	POVRŠINA		PROTOK
		Ld	Lz	T_d	$\sqrt{T_d}$	q_d	Fd	Fz	Q
br	Km	m	m	s	s	l/s/ha	ha	ha	l/s

Tabela 22. Hidraulički proračun otvorene kanalske mreže

KANAL	**PROTOK**	**BRZINA VODE**	**POPREČNI PRESEK**	**ŠIRINA DNA**	**DUBINA VODE**	**OKVAŠ. OBIM**	**HIDR. RADIJUS**	**KOEF. RAP.**	**ŠEZIJEV KOEF.**	**HIDRAUL. PAD**
	Q	**υ**	**ω**	**b**	**h**	**χ**	**R**	**n**	**C**	**i**
br	**m^3/s**	**m/s**	**m^2**	**m**	**m**	**m**	**m**	**$s/m^{1/3}$**		

Slika 27. Milimetarski papir



Slika 28. Milimetarski papir

Tabela 23. Zapremine iskopane zemlje

STACIONAŽA	POPREČNI PRESEK	SREDNJI POPREČNI PRESEK	RASTOJANJE	ZAPREMINA
	F	Fsr	L	V
km	m^2	m^2	m	m^3

10. LITERATURA

1. Avakumović, D., (2005): Hidrotehničke melioracije – Odvodnjavanje, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Beograd.

2 Belić S., Conić, J., Škorić, M., Stojšić, M., Šević, Đ., Stojiljković, D., Zdravić, M., Nešković-Zdravić, V., (1995): Zaštita zemljišta od suvišnih unutrašnjih voda (odvodnjavanje), Monografija "Hidrotehničke melioracije u Vojvodini", str. 93-124, Poljoprivredni fakultet, Institut za uređenje voda, Novi Sad.

3. Belić, S., Savić, R., Bezdan, A., (2006): Uslovi rada na sistemu za odvodnjavanje Plavna, Letopis naučnih radova, 30,1,192-199, Poljoprivredni fakultet, Novi Sad.

4 Belić, S., Bezdan, A., Salvai, A., (2007): Propusna moć glavnog kanala sistema za odvodnjavanje Plavna, Melioracije 07 – stanje i perspektive, 98-103, Poljoprivredni fakultet, Novi Sad.

5. Bezdan A., Savić R., Salvai A., (2009): Analysis of precipitation quantity in Vojvodina, Journal of Engineering Annals of Faculty of Enngineering Hunedoara, Tome VII, Fascikule 4, Year 2009, p. 199-202, Hunedoara, Romania.

6. Bezdan, A., Rajković M., Belić, S., (2010): Analiza režima pumpanja na sistemu za odvodnjavanje Plavna, Melioracije 10, 19-27, Poljoprivredni fakultet, Novi Sad.

7. Bezdan, A., (2010): Optimizacija uslova tečenja u kanalima sistema za odvodnjavanje, Magistarska teza, Univerzitet u Novom Sadu, Poljoprivredni fakultet, Novi Sad.

8. Bezdan, A., Vranešević, M., Belić, S., (2011): Regime optimization of pumping stations on drainage system Plavna, 22nd International Symposium - Food safety production, proceedings, 512-514, Trebinje, Bosnia and Herzegovina.

9. Bezdan, A., Vranešević Milica, Belić, S., (2012): Ugroženost površina poljoprivrednog zemljišta u različitim režimima pumpanja, Melioracije 12, 30-36, Poljoprivredni fakultet, Novi Sad.

10. Bezdan, A., Dragincic J., Blagojevic, B., Vranesevic M., Benka, P., (2014): Assessment of vulnerability to inland excess water in Vojvodina region, Contemporary Agriculture, 63(3), 269-275.

11. Bezdan, A., (2014): Procena rizika od suficita i deficita vode na melioracionom području, doktorska disertacija, Univerzitet u Novom Sadu, Poljoprivredni fakultet, Novi Sad.

12. Bezdan A., Zemunac R., Vranešević M., Salvai Andrea., (2018): Proračun koeficijenta oticaja i hidromodula odvodnjavanja Čuruško-Žabaljskog sliva - Calculation of the runoff coefficient and drainage hydromodule of the Čurug-Žabalj catchment, Letopis naučnih radova, 42, 2, 21-31, Poljoprivredni fakultet, Novi Sad.

13. Bezdan, A.; Blagojevic, B.; Vranesevic, M.; Benka, P.; Savic, R.; Bezdan, J., (2019a): Defining Spatial Priorities for Irrigation Development Using the Soil Conservation and Water Use Efficiency Criteria. Agronomy, 9(6), 324.

14. Bezdan, J.; Bezdan, A.; Blagojević, B.; Mesaroš, M.; Pejić, B.; Vranešević, M.; Pavić, D.; Nikolić-Đorić, E., (2019b): SPEI-Based Approach to Agricultural Drought Monitoring in Vojvodina Region. Water, 11(7), 1481.

15. Božić, P., (1969): Odvodnjavanje sliva Plavna, (glavni projekat), Hidrobiro, Novi Sad.

16. Đorović, M., (1995): Horizontalna cevna drenaža, Naučna knjiga, Beograd.

17. Kolaković, S., Trajković, S., (2006): Hidrotehničke melioracije - odvodnjavanje, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad.

18. Mijatović, B., Jovanović, B., Miljković, N., Putarić, V., Stojiljković, D., Zdravić, M., (1995): Osnovne prirodne odlike meliorativnog područja, Monografija "Hidrotehničke melioracije u Vojvodini", str. 1-20, Poljoprivredni fakultet, Institut za uređenje voda, Novi Sad.

19. Milošev, Ž., Dedić, M., (2000): Zašto Vojvodina pliva ?, Poplave od unutrašnjih voda, Tematski zbornik radova, str. 66-80, Poljoprivredni fakultet, Novi Sad.

20. Pantelić, P., (1965): Odvodnjavanje kikindskog kanala, (glavni projekat), Hidrozavod: Projektni biro direkcije za izgradnju hidrosistema Dunav – Tisa – Dunav, Novi Sad.

21. Pantelić, P., (1966): Odvodnjavanje Čuruško – Žabaljskog sliva, (glavni projekat), Hidrozavod: Projektni biro direkcije za izgradnju hidrosistema Dunav – Tisa – Dunav, Novi Sad.

22. Petrović, J., (2001): Uvod u hidrologiju – skripta, Građevinski fakultet, Beograd.

23. Rajić, M., Josimov-Dunđerski, J., (2009): Opšta hidrologija, Univerzitet u Novom Sadu, Poljoprivredni fakultet, Novi Sad.

24. Vranesevic, M., Bezdan, A., (2012): Stochastic Rainfall-Runoff Generators and Hydraulic Modelling in Optimisation of Drainage Pumping Station Regime, 9th International Conference on Computational Management Science, 18-20 April 2012, Book of Abstracts, Imperial College, London, UK.

25. Vranešević, M., Salvai, A., Bezdan, A., Zemunac, R., (2019): Assessment of Runoff and Drainage Conditions in a North Banat Sub-Catchment, North-Eastern Serbia. Journal of Environmental Geography, 12(3-4), pp.13-19.

CIP - Каталогизација у публикацији
Библиотеке Матице српске, Нови Сад

626.862(075.6)

БЕЗДАН, Атила, 1975-
Odvodnjavanje : praktikum / Atila Bezdan, Milica Vranešević, Boško Blagojević. - Novi Sad : Poljoprivredni fakultet, 2020 (Beograd : Donat graf). - V, 73 str. : ilustr. ; 24 cm. - (Edicija Pomoćni udžbenik)

Tiraž 20. - Bibliografija.

ISBN 978-86-7520-51-59

1. Вранешевић, Милица, 1983- [аутор] 2. Благојевић, Бошко, 1985- [аутор]
а) Одводнавање

COBISS.SR-ID 29709833