

Универзитет у Крагујевцу
Факултет инжењерских наука

Никола В. Аџековић
Струјање у отвореним токовима
завршни рад

Крагујевац, 2014.

Универзитет у Крагујевцу
Факултет инжењерских наука



Назив студијског програма: Машинско инжењерство

Ниво студија: Основне академске студије

Модул: Примењена механика и аутоматско управљање

Предмет: Механика флуида

Број индекса: 19/2011

Никола В. Аџемовић

Струјање у отвореним токовима

завршни рад

Комисија за преглед и одбрану:

1. Проф. др Слободан Савић-ментор

2. _____

3. _____

Датум одбране: _____

Оцена: _____

У оквиру овог завршног рада кандидат треба:

- проучи одговарајућу литературу везану за физичка својства и законе кретања флуида,
- прикаже развој водоснабдевања са напретком цивилизације,
- објасни хидрауличке карактеристике код струјања у отвореним токовима,
- на основу прикупљених и систематизованих података из препоручене и друге литературе наведене области, практичним примерима покаже одређивање режима течења и
- укаже на практичну примену изложене материје у грађевинарској техници.

Препоручена литература:

[1] Печорник, М., Техничка механика флуида, друго поправљено издање, Загреб, 1989.

[2] N. S. Govinda Rao, Hydraulics, Asia Publishing House, 1962.

[3] Маричић, Н., скрипта, Факултет техничких наука у Косовској Митровици.

Резиме

Предмет овог рада је струјање у отвореним токовима и преко препрека које могу да се појаве при струјању. Приказане су хидрауличке карактеристике природних токова са понуђеним решењима. Дати су основни образци потребни за ове прорачуне како би се проблематика боље сагледала. У циљу анализе проблема, у првом делу су представљени системи за снабдевање водом насеља са великим бројем становника, који су примењивани у прошлости, као предности и мане које пружају. У наставку рада приказана је речна хидраулика, чији је циљ да на принципима механике флуида објасни и покаже уређење водотокова. Кроз дате практичне примере указано је на могућност регулисања прелива, а све у циљу избегавања односно ублажавања последица утицаја великих вода.

Кључне речи: аквадукти, снабдевање водом, прорачун отворених токова, регулације водотока, хидромеханика, преливи.

Abstract

The subject of this task is flowing in open channels and barriers that could appear. Hydraulic characteristics of natural flowings are showed with offered solutions. Also basic forms are givem, which are necessary for these estimates. So that this problematics should be better considered. In order, in the first part of analyse are shown systems which were in the use once, for supply of many inhabitants, and also are shown defects and advantages which are provided. In continue of this task is shown water hidraylics, which has for his own aim to show in principles on mechanic of fluids to explain and show regulation on watercourses. Also are given examples of solutions how is possible to regulate overflows in order to avoid consequences of big water.

Keywords: aqueducts, supply with water, estimate of open channels, regulation of watercourses, hydromechanics, overflow.

Садржај

1. УВОД.....	7
1.1 ГЛОБАЛНА РАСПОДЕЛА ВОДЕ НА ЗЕМЉИ.....	7
1.2 БУНАРИ	8
1.3 ИСТОРИЈА ВОДОСНАБДЕВАЊА	9
1.3.1 Асирија и Вавилон.....	9
1.3.2 Аквадукт.....	10
1.3.2.1 Аквадукт Сирмијум	12
1.3.2.2 Аквадуки Наиссуса.....	12
1.3.2.3 Начин функционисања castellum-a	13
1.3.2.4 Водоснабдевање подручја старог Београда	13
2. СТРУЈАЊЕ У ОТВОРЕНИМ ТОКОВИМА	14
2.1 ХИДРАУЛИЧКЕ КАРАКТЕРИСТИКЕ ПРИРОДНИХ ТОКОВА	14
2.1.1 Просторна димензија течења	15
2.1.2 Временска димензија течења	16
2.1.3 Ефекат контура тока	16
2.1.4 Турбуленција флуида у отвореним токовима	19
2.1.5 Утицај гравитације.....	19
2.2 ТИПОВИ ТЕЧЕЊА У ВОДОТОЦИМА	20
2.3 ОСНОВНЕ ЈЕДНАЧИНЕ И ПРИМЕРИ ПРИМЕНЕ ЛИНИЈСКИХ МОДЕЛА ТЕЧЕЊА	20
2.3.1 Основне једначине.....	20
2.3.2 Устаљено течење са слободном површином	21
2.3.3 Типови попречних пресека водотока.....	25
2.3.3.1 Правоугаони пресек канала	25
2.3.3.2 Трапезни пресек канала	26
2.3.3.3 Троугаони пресек	26
2.3.3.4 Сложени пресек.....	27
2.3.3.5 Округли, јајасти и потковичасти попречни пресек	27
2.3.4 Примери практичног режима течења	28
2.3.5 Устаљено неједнолико течење са слободном површином	30
2.3.6 Преливи	32
2.3.6.1 Прелив са широком плочом.....	34
2.3.6.2 Прелив практичног профила	35
2.3.6.3 Каскаде и водени скок.....	35
3. ЗАКЉУЧАК.....	38
4. ЛИТЕРАТУРА.....	39

Најлепше се захваљујем свима који су ми несебично пружили подршку током мог школовања. Пре свега мојим родитељима и њиховим родитељима на огромној подршци коју ми пружају и омогућују да стекнем образовање које желим. Такође бих се захвалио и пријатељима који су ми помогли приликом израде рада, као и његове презентације. Имам и ту част да захвалим мом ментору проф. др Слободану Савићу на корисним саветима, као и осталим члановима комисије.

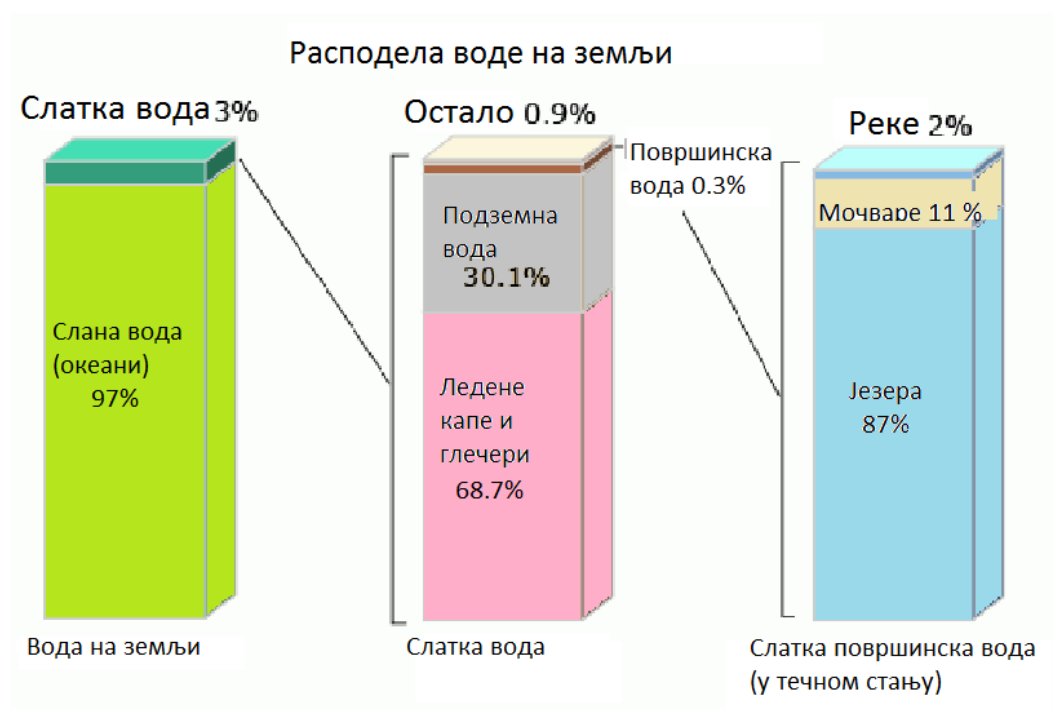
Никола

1. Увод

1.1 Глобална расподела воде на Земљи

Вода заузима 70,8% земљине површине. Највише је има у океанима, морима, језерима и рекама. На половима Земље вода се налази у облику леда. У ваздуху је у облику гаса - водене паре.

Од укупне количине воде на Земљи, преко 97% представља слана вода, 3% отпада на слатку воду. Од укупне слатке воде, 68,7% је заробљено у леду и глечерима. Преосталих 30,1% слатких вода налази се у земљшиту. Слатководни извори, као што су реке и језера, износе око 0,9% укупне количине воде на планети. Реке и језера су извори највећег дела воде за свакодневну људску употребу[1].



Слика 1. Расподела воде на земљи

Људска насеља и питка вода су нераздвојиви. За људску употребу и за напајање домаћих животиња раније су се најчешће користиле природно присутне воде - из извора, потока, река па и бара. Вода је била питка до пре 70-80 година, ако су већа насеља била низводно од места где се узимала вода. И тада су се појављивали проблеми у водоснабдевању променом годишњих доба. Лети је долазило до опадања нивоа воде, често и до загађења поплавама. У циљу уједначеног снабдевања, људи су се постарали да нађу стабилне изворе. На местима на којим је било изворске воде, било је једноставније а тамо где је није било, прављени су бунари.

1.2 Бунари



Слика 2. Ћерам у северном Банату

У равничарским деловима земље, као и у пределима поред река праве се наједноставнији бунари са ћермом. Његова употреба ограничена је тиме на којој се дубини налази подземна вода. Употребљив је тамо где је вода дубине до 6 m. Веома су сликовити и једно су од обележја равнице.

Да би се дошло до воде која је на већим дубинама ћерам губи улогу. И тада се приступа копању бунара. Вода из бунара се на најпростији и најјефтинији начин вади кофом помоћу витла. Заштита воде од загађења из ваздуха изводи се покривањем, а заштита од упадања људи и стоке помоћу оградe.



Слика 3. Надземни делови бунара у Иригу и Голубинцима



Слика 4. Украшавање бунара

У нашим крајевима у народном градитељству присутно је украшавање бунара. Права ремек дела су сантрачи направљени од храстовог дрвета, богато украшени понекад и резбарењем дрвета. Јефтинији сантрачи израђују се зидањем циглом или у калупе изливеним бетоном. Овим поступком народ истиче колико му је вода значајна у свакодневном животу. Овим грађевинама је воду штитио од прљања и загађења јер му је неопходна за живот.

У почетном стадијуму развоја цивилизације људи су се директно са изворишта снабдевали водом. Технолошким развојем цивилизације и водоснабдевање је прилагођавано новом начину живота [2].

1.3 Историја водоснабдевања

1.3.1 Асирија и Вавилон

Земљиште које има могућност заливања има већу вредност, јер може да донесе две или више жетви годишње. То су користили Асирци који су водом из мреже канала заливали своје усеве. Воду су вадиле из канала помоћу дугачких дрвених греда, које су се окретале на стубу озиданом циглом. На једној страни греде је терет потребне тежине, да би се извлачење воде и окретање греде и суда са водом изводило без већег напора.



Слика 5. *Наводњавање поља*

Вавилонски вртови такође су пример снабдевања водом ради заливања. Изграђени су на четвороспратној кули. Плоче терасе направљене су од тешких камених плоча. Плоче су покривене слојем трске и преливане асфалтом. Тиме су постале водонепропусне. Преко асфалта наносен је дебо слој плодне земље у коме је могла да расте и мања шума. Вода је довођена из реке Еуфрат помоћу система полуга и пумпи [3].



Слика 6. *Вавилонски вртови*

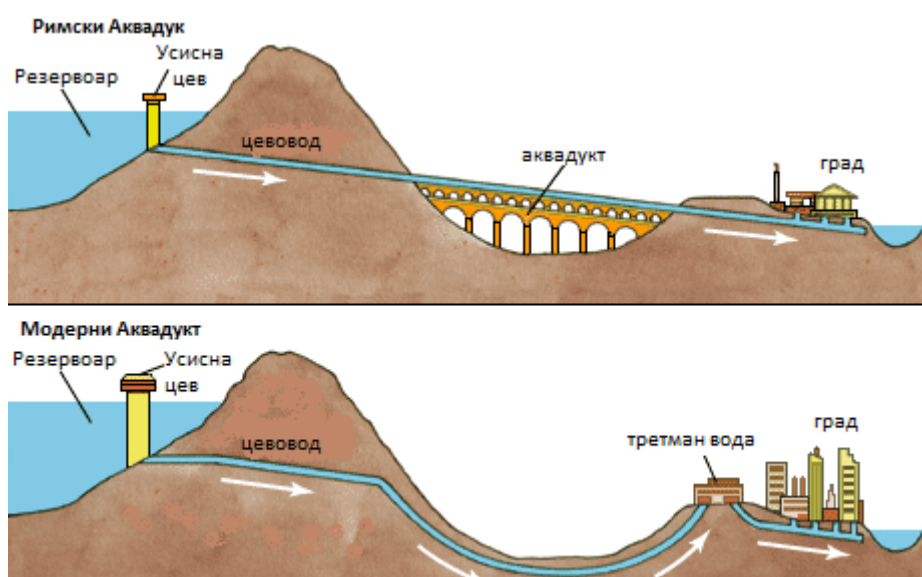
1.3.2 Аквадукт

Аквадукт је вештачки канал за воду, већа цев за проток воде, постављен преко реке или долине, са одговарајућим грађевинским објектима за премошћавање одстојања и висинских разлика.

Највећи аквадукт на свету налази се у Француској. То је 2000 година стари аквадукт Pont du Gard који доводи воду до места Nîmes. Ова грађевина је 49 m висока а 275 m дуга. Коцке од којих је мост саграђен су тешке око 6 t, а приликом градње није коришћен малтер [4].



Слика 7. Аквадукт Pont du Gard



Слика 8. Римски и модерни аквадукт

1.3.2.1 Аквадукт Сирмијум

У Сирмијуму (Сремска Митровица) у IV веку, израђен је водовод. Град је снабдеван водом са извора на Фрушкој Гори. Да би савладали висинску разлику гредитељи су направили аквадукт дужине 14 km и висине 10 m. Положај града, пад према реци Сави омогућио је и израду канализације. Остаци аквадукта су 1908 год. искоришћени за израду локалног пута [5].

1.3.2.2 Аквадукти Наиссуса

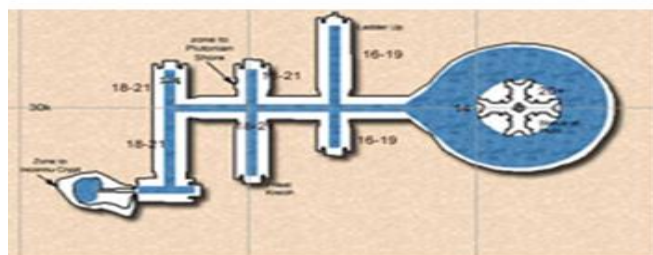
У градове су воду прво доводили Грци и Феничани. Познати су аквадукти у Масопотамији. Римљани су били чувени по градњи великих грађевина аквадукта којим су доводили воду у градове. То су камени мостови помоћу којих су премешћаване реке, долине. Уместо саобраћаја по њиховој површини су грађени канали којима је текла вода.

Извор је морао да задовољава више услова. Вода је морала да буде кристално чиста, без кречњака и да брзо кључа. У околини извора није смело да има нечистоће и растиња.

Након ових испитивања одлучивано је да ли је вода добра за употребу. То је био скуп подухват и ништа се није остављало случају. Одлуку о изradi доносио је сенат. Реке и језера су такође могли бити извориште за снабдевање. Стручни људи који су се бавили утврђивањем најпогодније трасе аквадукта и израчунавањем потребног пада од извора до места потрошње звали су се либратори.

У Нишу, простору где је била Медијана, а сада електронска индустрија откривен је водоторањ.

Канал којим се вода водила од извора до водоторња имао је димензије 60x60 cm, израђен је зидањем од ломљеног камена. Камен је повезиван малтером. Обим канала је облаган водонепропусним малтером. Испред водоторња налазила се брана која је служила за контролу протока воде из канала. Брана је блок од камена димензија 90x64x15 cm. Камен је постављен у отвор нормалан на канал и представљао је преграду. Његовим подизањем или спуштањем регулисано је пуњење базена водом.



Слика 9. Аквадукти Наиссуса

1.3.2.3 Начин функционисања castellum-a

Castellum aquae(резервоар, базен за воду) је имао улогу да смањи брзину воде да би се нечистоћа одстранила таложењем или филтрирањем. Подизањем бране у каналу почињало је пуњење резервоара. У првом ширем делу резервоара вода се успорава и ту долази до одстрањивања нечистоћа приликом проласка кроз филтер а нечистоће се таложе на дну базена. У следећем делу долази до сужавања резервоара а истовремено се повећава пад дна (2,9%), па вода опет убрзава свој ток и прелази у део резервоара који је дужи и ужи. Код преливања из једног у други базен долази и до финијег пречишћавања и после тога се вода усмеравала у одводни канал, према потрошачу [6].



Слика 10. *Vimanacijum (код Костолца) – аквадукт истражен у дужини од 10 km*

1.3.2.4 Водоснабдевање подручја старог Београда

Водоснабдевање Београда (Калемегдана), вршено је из Малог Мокрог Луга. Водовод су изградили Римљани, 85. године нове ере. Канал је био висок од 140 до 160 см, по дну су му биле постављене керамичке цеви кроз које је текла вода. Приликом зидања остављени су ревизиони отвори у тунелу за евентуално касније одржавање [7].

Представљени су отворени токови израђени људском руком. Све препреке току воде решени су грађевински. Пад је био уједначен тако да је ток био једнолик. За разлику од отворених токова у природним условима где је струјање неједнолико условљено раличитим препрекама.

2. Струјање у отвореним токовима

Отворени ток не тече потпуно у каменом кориту. Постоје и слободне површине изложене само атмосферском притиску. Течности могу тећи отвореним и затвореним каналима под утицајем силе теже, нагиба и разлике нивоа [9].

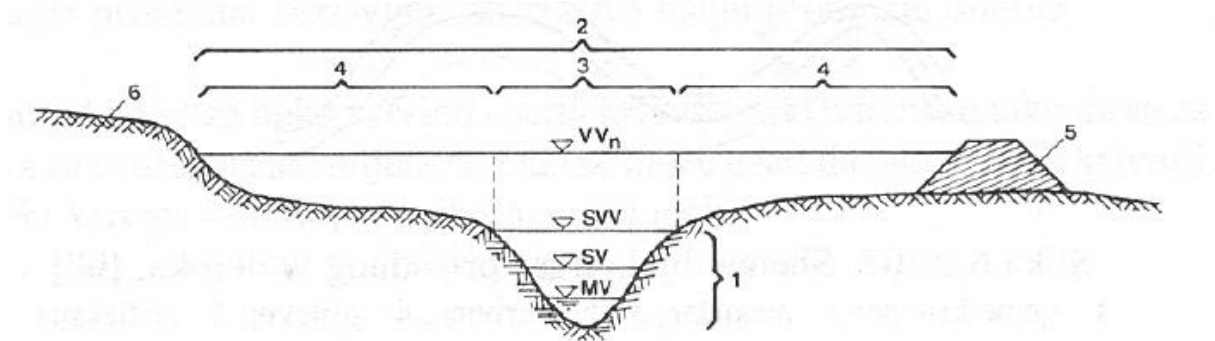
Део хидраулике отворених токова, који описује течење воде и пронос наноса у рекама, назива се речна хидраулика.

Хидраулички прорачун је саставни део сваког пројекта уређења водотока. Њиме се:

- одређују хидрауличке карактеристике природног режима, односно параметри под чијим утицајем се формира течење воде, режим речног наноса и само речно корито,
- проверавају хидрауличке последице пројектованих регулационих захвата. Најчешће се анализира више варијанти, тако да се може изабрати она која обезбеђује најповољније услове течења, проноса наноса и леда, без неповољних утицаја на стабилност речног корита.

2.1 Хидрауличке карактеристике природних токова

Делови корита у попречном пресеку(слика 11)



Слика 11. Делови корита у попречном пресеку

1. Корито за средњу воду
2. Корито за велику воду
3. Главно корито
4. Инундације
5. Насип
6. Висока обала [12].

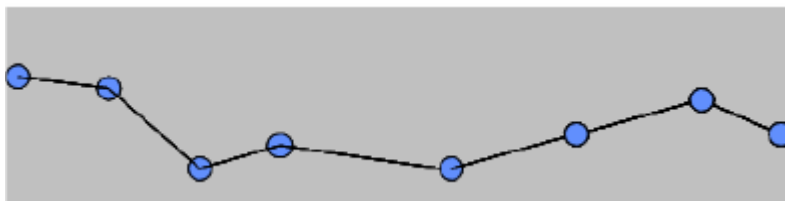
У природном речном току течење је најсложеније јер је:

- неустаљено. Неустаљеност је последица променљивости хидролошког режима водотока у времену и простору;
- неједнолико. Као последица постојања различитих препрека течењу мењају се пад, дубина и брзине воде;
- изразито турбулентно;
- са сталним променама режима течења (мирно у бурно и обрнуто);
- просторно, под утицајем секундарних струјања у речним кривинама, непризматичности корита и различитих препрека у речном дну и на обалама;
- у непризматичном кориту чији се облик (дубина, ширина) мења током времена;
- хидрауличка рапавост оквашене контуре речног корита је просторно и временски променљива;
- коритом се креће двофазни флуид (мешавина воде и наноса).

Режим течења се у прорачуну упрошћава увођењем претпоставки. Да би се задатак са успехом решио потребно је основно познавање карактеристике течења и морфологије речног корита.

2.1.1 Просторна димензија течења

Течење у рекама у већини случајева посматрамо као линијски проблем. Простор се своди на осовину речног тока (слика 12). Промена величина у правцу нормалном на осовину тока се занемарује. Прорачуном се добијају резултати: ниво воде, средња профилна брзина, дубина, површина и друго.



Слика 12. *Линијски хидраулички прорачун*

Линијским прорачуном добијамо приближне услове течења. Када вода надолази или опада као и у фази пуњења и пражњења ниво воде није исти у сложеном попречном профилу, јављају се велика одступања мерних и рачунских нивоа воде.

2.1.2 Временска димензија течења

У току године је у водотоку течење углавном устаљено, што значи да се проток не мења у времену, под условом да је пораст и опадање нивоа воде постепено.

У случају великих падавина или рушења бране у обзир се узима промена протока током времена.

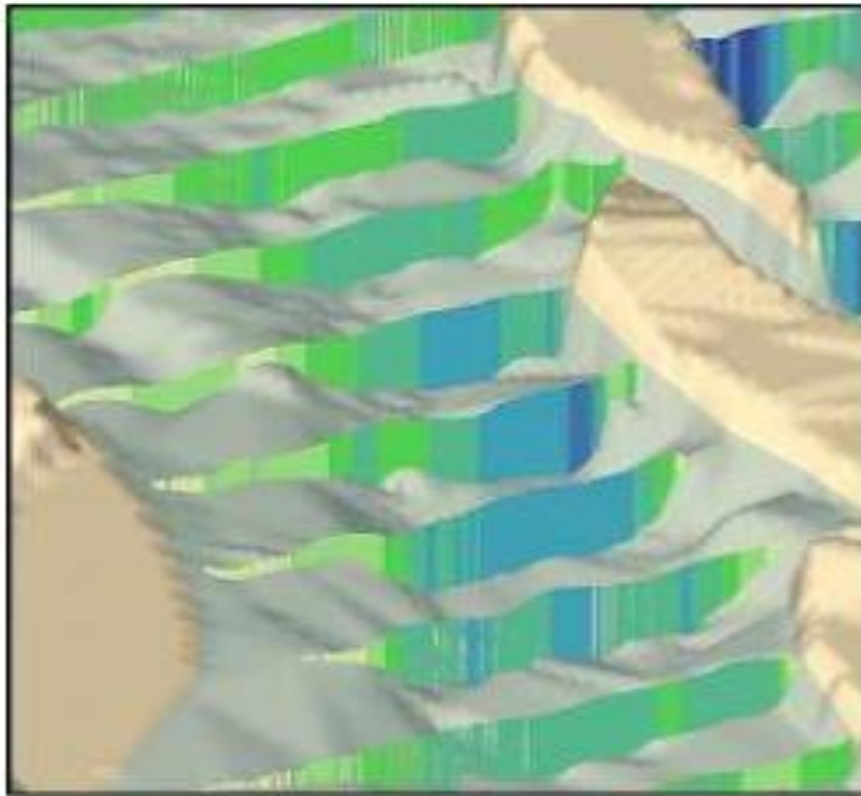
2.1.3 Ефекат контура тока

У отвореним токовима течење је знатно сложеније него у цевима. Површина воде се мења у времену и простору. Ниво и брзине воде зависе од протока и геометрије попречног профила. Канали и природни речни токови се разликују по геометријским карактеристикама, отпорима које пружају течењу. Канали имају призматичан профил и уједначен пад, са обложеним или травнатим али добро одржаваним косинама, како би отпори течењу били што мањи (слика 13).

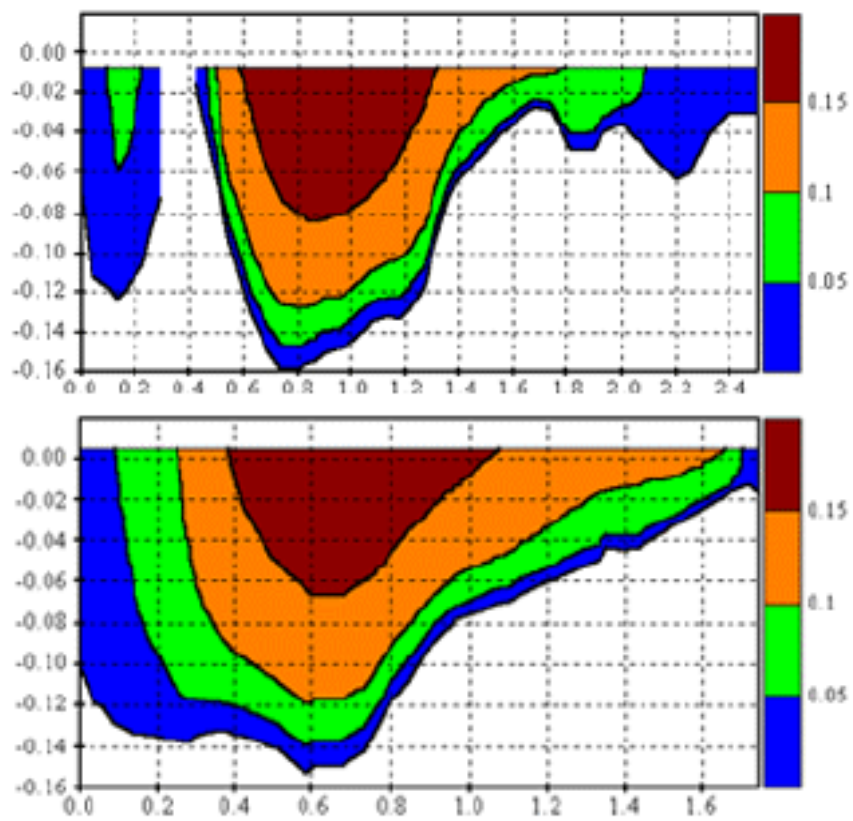


Слика 13. Призматично корито канала

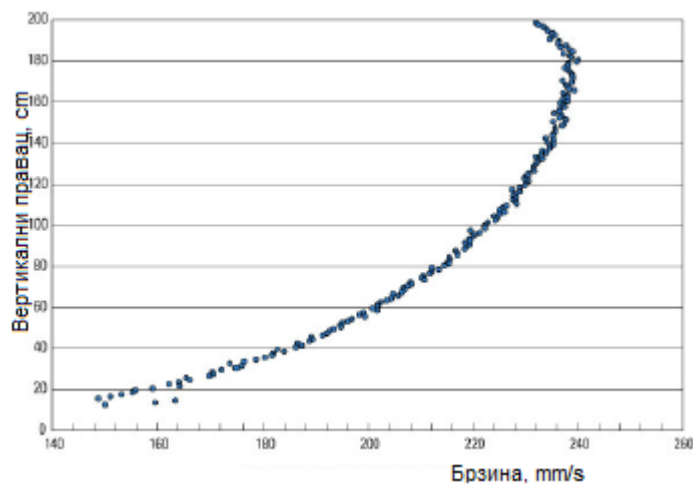
Облик, рапавост дна и косина у природним водотоцима разликују се знатно више (слика14). Распоред брзина тока је променљив по ширини попречног пресека а и по дубини. Највеће брзине су у средини тока, а најмање уз обале (слика 15).



Слика 14. Непризматично корито природног водотока



Слика 15. Распоред брзина тока у попречном пресеку



Слика 16. *Распоред брзина тока у вертикалном правцу*

Вертикални распоред брзина није уједначен – брзина на дну је знатно мања него на површини (слика 16). Распоред брзина у вертикалном правцу дат је функцијом

$$V(z) = \frac{V_*}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (2.1.1)$$

где је:

z – вертикални координатни правац

z_0 – референтно растојање од дна, на коме је брзина једнака нули,

V – брзина воде

$\kappa = 0,4$ фон Карман-ова константа и

V_* - брзина трења.

При чему је $z_0 \approx 0,75 d$, где је d средњи пречник зрна наноса у дну.

У пракси се рачуна са средњом брзином по дубини тока. Између речног тока и покретне контуре јавља се тангенцијални напон (τ), чији се распоред по дубини тока описује следећом линеарном једначином

$$\tau(z) = \rho \cdot g(h - z)J_d \quad (2.1.2)$$

где је:

J_d – пад дна,

h – дубина воде,

ρ - густина воде

2.1.4 Турбуленција флуида у отвореним токовима

Кретање флуида у отвореном току зависи од сила које се при струјању јављају. Главне силе које одређују течење су:

- силе тежине и притиска,
- силе трења и
- фиктивне инерцијалне силе

Течење у рекама је увек турбулентно, што значи да је вредност Рејнолдсовог броја

$$Re = \frac{VR}{\nu} > 2000 \quad (2.1.3)$$

где је:

Re - Рејнолдсов број (бездимензионалан број)

V - брзина воде, m/s

R - хидраулички радијус, m

$$R = \frac{A}{O} \quad (2.1.4)$$

A - површина протицајног профила, m²

O - оквашени обим, m

ν - кинематички коефицијент вискозности воде, m²/s.

2.1.5 Утицај гравитације

За отворени ток утицајне су инерцијалне и гравитационе силе. Однос инерцијалних и гравитационих сила изражава се Фрудовим бројем (Fr)

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gH}} \quad (2.1.5)$$

где је:

g – гравитациона константа, m/s²

H - средња дубина или хидраулички радијус,

$$H = \frac{A}{B} \quad (2.1.6)$$

A - површина протицајног профила, m²

B – ширина профила, m.

Течење у отвореном току може бити:

- бурно, у коме су инерцијалне силе веће од сила тежине и притиска. У том случају је Фрудов број $Fr > 1$. Тада су велике брзине воде и таласи.
- мирно, у коме су инерцијалне силе мање од сила тежине и притиска. Тада је Фрудов број $Fr < 1$.

Када су силе тежине и притиска исте, Фрудов број $Fr = 1$, а ток је критичан. У тим условима јавља се критична дубина.

2.2 Типови течења у водотоцима

Може се закључити да су основни типови течења у водотоцима следећи:

- устаљено течење,
- неустаљено течење,
- једнолико течење,
- неједнолико течење
 - споро променљиво
 - нагло променљиво

2.3 Основне једначине и примери примене линијских модела течења

2.3.1 Основне једначине

Једначине за линијско, неустаљено течење у отвореним токовима (Сен-Венанове једначине) су:

- једначина континуитета (једначина одржања масе)

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.3.1)$$

- динамичка једначина (једначина одржања количине кретања) за правац тока (x-правац).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial Z}{\partial x} + g \cdot A \cdot I_e = 0 \quad (2.3.2)$$

где је:

Q – проток

A – површина протицајног профила и

I_e – пад линије енергије услед трења.

Занемаривањем чланова који су променљиви у функцији времена ($\frac{\partial}{\partial t}$) добија се једначина за устаљено течење.

Пад линије енергије се одређује помоћу Шези-Манингове формуле:

$$I_e = \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{4/3}} = \frac{Q |Q|}{K^2} \quad (2.3.3)$$

где је K – модуо протока речног корита [10].

2.3.2 Устаљено течење са слободном површином

Основна карактеристика токова са слободном површином је слободна површина, а ток најчешће због дејства силе Земљине теже. Овакви токови су најчешћи у природи и могу бити:

- природни водотоци (потоци, реке),
- вештачки водотоци (регулациони канали, канали за водоснабдевање),
- затворени токови (канализација)

Поређење са течењем у цевима под притиском:

Течење у цевима под притиском	Течење са слободном површином
Потпуно дефинисана геометрија и попречни пресеци	Непозната геометрија (дубина, попречни пресек, подужни нагиб) Непознати хидраулични отпори
$Re = v \cdot R_h / \nu$ v – средња профилска брзина $R_h = A_o / \chi$ - хидраулички радијус ν – кинематичка вискозност	$Re = v \cdot R_h / \nu$ v – средња профилска брзина $R_h = A_o / \chi$ - хидраулички радијус ν – кинематичка вискозност
$(Re)_{kr} \approx 2320$	$(Re)_{kr} \approx 500$

Отворена устаљена течења могу бити:

- једнолика
- неједнолика[11].

Течење је устаљено једнолико ако је:

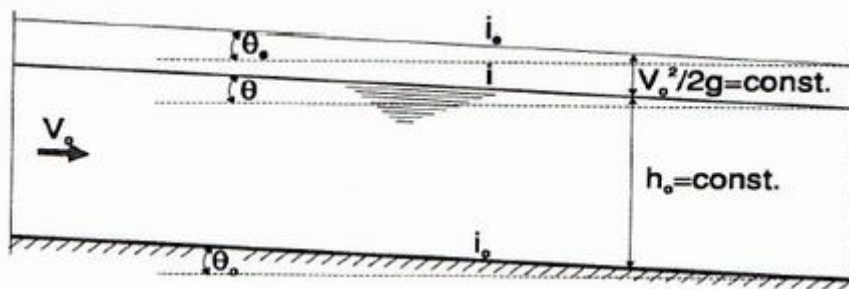
- проток устаљен (не мења се у времену);
- корито водотока призматично, са једнаком рапавошћу оквашене површине и једнаким дубинама;
- пад дна корита константан и
- нема локалних отпора.

Овакви услови се могу наћи само у вештачким каналима јер имају призматично корито и уједначен пад. У пракси се за прорачуне усваја претпоставка о једноликом струјању [10].

Водотоци у којима је течење са слободним нивоом течности углавном имају мали пад дна ($\theta_0 < 5^\circ$) те је, за једнолико течење $\sin\theta \approx \tan\theta$. То значи да је

$$i_0 = i \approx i_e$$

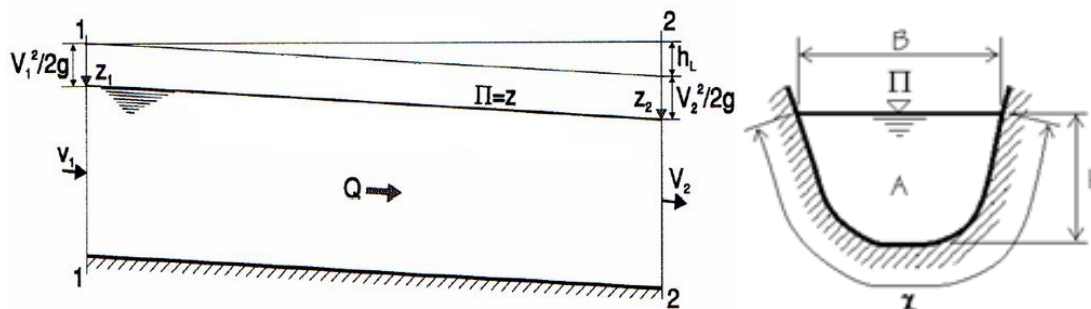
Пошто су код једноликог течења са слободном површином, нагиб дна водотока, површина попречног пресека и дубина тока константни дно водотока, слободна површина течности и линија енергије су међусобно паралелни (слика 17).



Слика 17. Једнолико течење са слободном површином

Основне једначине једноликог течења са слободном површином:

а) Бернулијева једначина



Слика 18. Пресек 1-1 и 2-2

Из Бернулијеве једначине на основу слике 18 следи да је

$$Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_L \quad (2.3.4)$$

б) Једначина континуитета

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (2.3.5)$$

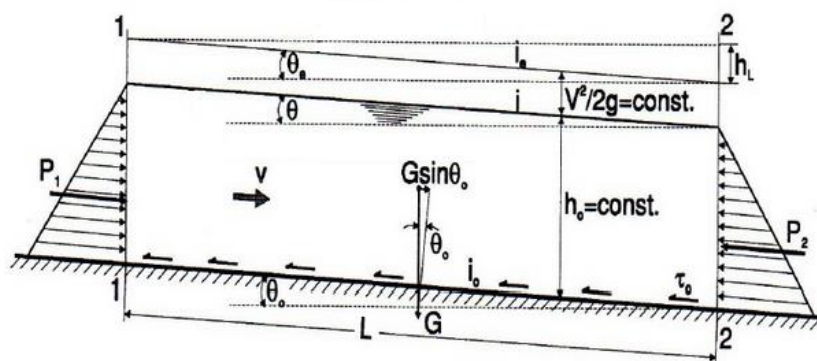
в) Једначина количине кретања

Једначина количине кретања има следећи облик

$$\rho Q (V_2 - V_1) = \sum F \quad (2.3.6)$$

где је $\sum F$ збир свих сила које делују на ток омеђен пресецима 1 и 2. Пошто је за једнолико течење брзина V_2 у пресеку 2 једнака брзини V_1 у пресеку 1, једначина количине кретања добија облик

$$\sum F = 0 \quad (2.3.7)$$



Слика 19. Силе које делују на посатрани део тока

$$G \sin \theta_e - T = 0 \quad (2.3.8)$$

тј.

$$\gamma AL \sin \theta_e = \tau_0 xL \quad (2.3.8a)$$

јер је $G = \gamma AL$ а $T = \tau_0 xL$, где је:

τ_0 - напон трења између облоге водотока и течности,

x - оквашени обим попречног пресека водотока.

Сменом $\sin \theta_e = \frac{h_L}{L} = i_e$ и $R = \frac{A}{x}$ где је:

i_e - пад линије енергије,

R - хидраулички радијус попречног пресека водотока.

Решењем по τ_0 добија се

$$\tau_0 = \gamma R i_e \quad (2.3.9)$$

Напон трења се у хидротехничкој пракси назива тангенцијални или вучни напон [11].

За прорачуне се користи Шезијева једначина

$$Q = AC\sqrt{RJ} \quad (2.3.10)$$

где је:

Q – проток воде, m^3/s

A – површина протицајног профила, m^2

R – хидраулички радијус, m

J – пад нивоа воде на посматраној деоници (једнак паду линије енергије) и

C – Шезијев коефицијент отпора.

Увођењем Манинговог коефицијента рапавости n

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad (2.3.11)$$

Шезијева једначина се претвара у Шези-Манингову једначину која гласи

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{J} \quad (2.3.12)$$

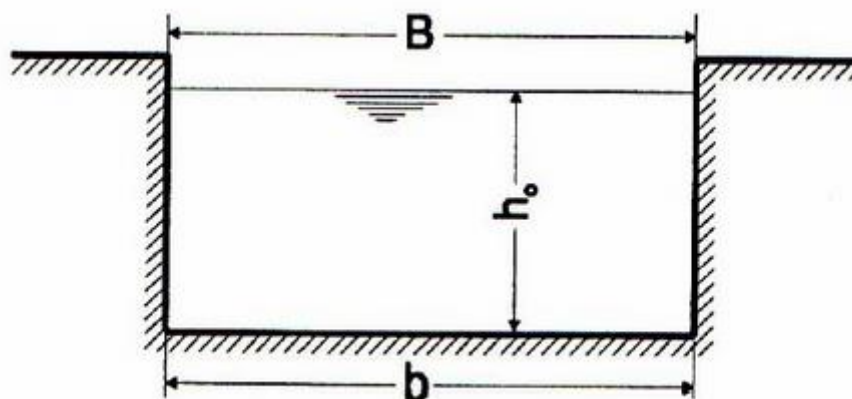
Вредности Манинговог коефицијента храпавости за неке врсте водотока дате су у табели 1

Врста облоге	Стање површине			
	одлично	добро	средње	лоше
Површина од чистог цемента	0.010	0.011	0.012	0.013
Опека са глазуром клинкер	0.011	0.012	0.013	0.015
Премаз цементним малтером	0.011	0.012	0.013	0.015
Канал у бетону	0.012	0.014	0.016	0.018
Зид од опеке у цементном малтеру	0.012	0.013	0.015	0.017
Облога од тесаног камена	0.013	0.014	0.015	0.017
Зид од ломљеног камена у цементу	0.017	0.020	0.025	0.030
Суви зид од ломљеног камена	0.025	0.030	0.033	0.035
Земљани канал правилног облика	0.017	0.020	0.0225	0.025

Табела 1. Вредности Манинговог коефицијента

2.3.3 Типови попречних пресека водотока

2.3.3.1 Правоугаони пресек канала



Слика 20. Правоугаони пресек канала

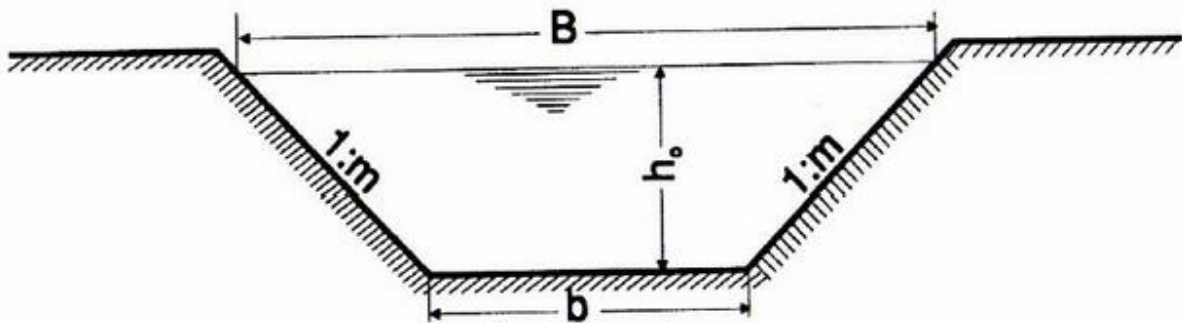
$$A = bh_0$$

$$O = 2h_0 + b$$

$$R = \frac{A}{O} = \frac{bh_0}{2h_0 + b} \quad (2.3.13)$$

Где је: b - ширина, A - површина, O - оквашени обим, R - хидраулички радијус, h_0 - дубина

2.3.3.2 Трапезни пресек канала



Слика 21. Трапезни пресек канала

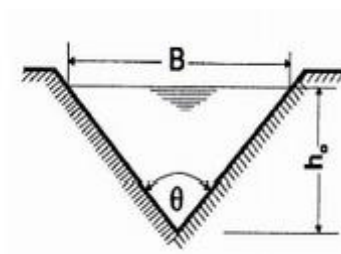
$$B = b + 2mh_0$$

$$A = (b + mh_0)h_0$$

$$O = b + 2h_0(1 + m^2)^{0.5}$$

$$R = \frac{A}{O} \quad (2.3.14)$$

2.3.3.3 Троугаони пресек



Слика 22. Троугаони пресек

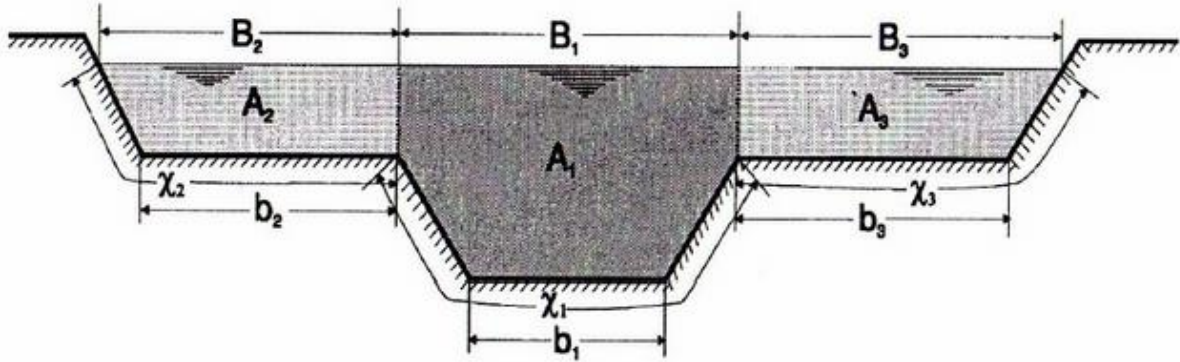
$$B = 2mh_0$$

$$A = mh_0^2$$

$$O = 2h_0(1 + m^2)^{0.5}$$

$$R = \frac{A}{O} \quad (2.3.15)$$

2.3.3.4 Сложени пресек



Слика 23. Сложени пресек

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 \quad (2.3.16)$$

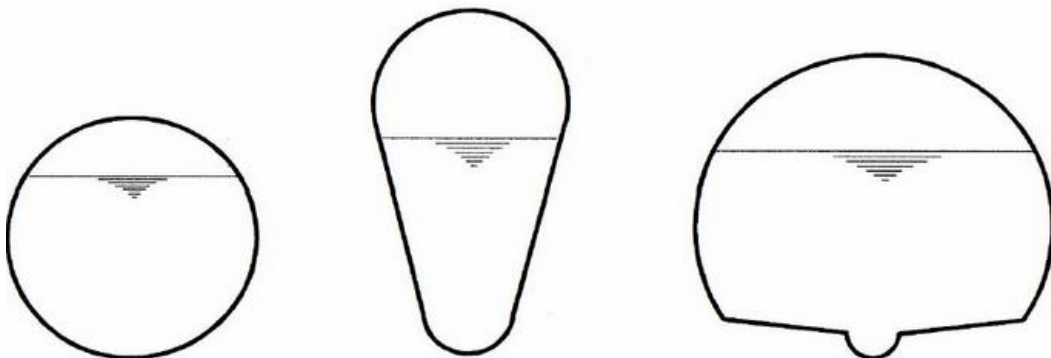
Протоци се добијају из Шези-Менингове једначине у којој су за сваки проток одговарајуће величине за површину попречног пресека (A_1 , A_2 , A_3), хидраулички радијус ($R_1 = A_1/x_1$, $R_2 = A_2/x_2$, $R_3 = A_3/x_3$) и коефицијента храпавости (n_1 , n_2 , n_3).

$$Q_1 = \frac{1}{n_1} A_1 R_1^{2/3} i_0^{1/2}$$

$$Q_2 = \frac{1}{n_2} A_2 R_2^{2/3} i_0^{1/2}$$

$$Q_3 = \frac{1}{n_3} A_3 R_3^{2/3} i_0^{1/2} \quad (2.3.17)$$

2.3.3.5 Округли, јајаст и потковичасти попречни пресек



Слика 24. Округли, јајаст и потковичасти попречни пресек

$$\text{Површина протицајног профила } A = \frac{D^2}{4} \left(\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta \right)$$

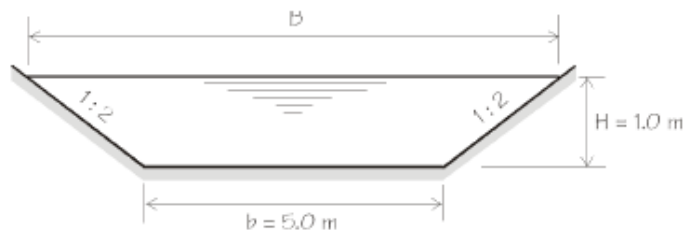
$$\text{Оквашени обим } x = D\theta$$

$$\text{Хидраулички радијус } R = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin 2\theta}{2\theta} \right)$$

Следе два примера која практично показују како се испитује режим течења у каналу.

2.3.4 Практични примери режима течења

1. При устаљеном једноликом течењу у каналу трапезног попречног пресека, измерена је дубина воде $H = 1 \text{ m}$. Нагиб дна канала је $I_D = 0.5\%$ а Манингов коефицијент храпавости је $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$. Испитати режим течења у каналу (да ли је мирно или бурно), уз потребна образложења.



Решење. Шези-Менингова једначина за устаљено струјање гласи:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} \sqrt{I_E} \text{ где је } I_E = I_{\Pi} = I_D \text{ за једнолико течење}$$

I_E -нагиб линије енергије, I_{Π} - нагиб линије нивоа, I_D - нагиб дна канала, A - протицајна површина, R - хидраулички радијус, n - коефицијент трења по Манингу.

Дубина при којој важи претпоставка из једначине о једноликом течењу зове се нормална дубина, па се може написати:

$$Q = \frac{1}{n} A_N R_N^{2/3} \sqrt{I_E}$$

Из услова задатка да је $H = H_N = 1 \text{ m}$, може се израчунати проток Q

$$A_N = H(b + 2H) = 7 \text{ m}^2$$

$$R_N = \frac{A_N}{O_N} = \frac{H(b+2H)}{b+2H\sqrt{5}} = 0.739 \text{ m}$$

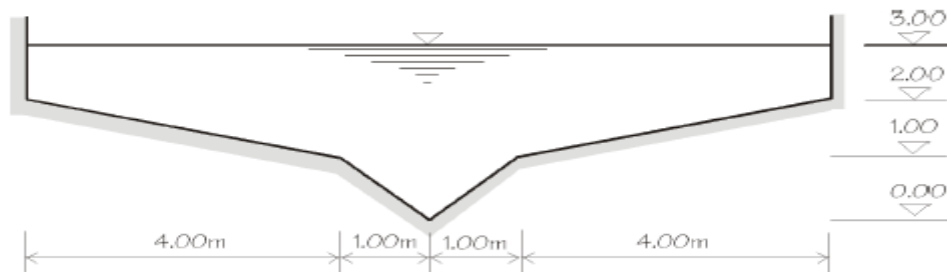
$$Q = \frac{1}{0.014} 7.0 \times 0.739^{2/3} \sqrt{0.005} = 28.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

Да би се проверио режим течења у каналу, потребно је за дату дубину и добијени проток израчунати Фрудов број:

$$F_r = \frac{Q^2 B}{g A^3} = \frac{Q^2 (b + 4H)}{g [H(b + 2H)]^3} = \frac{28.9^2 (5 + 4 \times 1)}{9.81 [1(5 + 2 \times 1)]^3} = 2.23$$

Пошто је $F_r > 1$, течење у каналу је у бурном режиму.

2. У бетонском каналу са Манинговим коефицијентом храпавости $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ и попречног пресека као на слици, кота воде при којој се јавља критична дубина је $H_K = 3 \text{ m}$. Израчунати при ком нагибу дна канала је нормална дубина једнака критичној. Ако се проток повећа три пута, да ли је за тако израчунат нагиб течење мирно, критично или бурно?



Решење. Обзиром да је позната критична дубина и геометрија попречног пресека, могуће је израчунати проток у каналу, из услова да је Фрудов број једнак јединици:

$$F_r = \frac{Q^2 B}{g A^3} = 1 \text{ следи да је } Q = \sqrt{\frac{g A^3}{B}} = \sqrt{\frac{9.81 \times 17^3}{10}} = 69.42 \text{ m}^3/\text{s}$$

Из Шези-Манингове једначине се за познату дубину $H_K = H_N$ добија тражени нагиб дна

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} \sqrt{I_D}$$

$$I_D = \left(\frac{nQ}{A R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0.014 \times 69.42}{17 \left(\frac{17}{13.07} \right)^{2/3}} \right)^2 = 0.0023 = 0.23 \%$$

Повећањем протока три пута $Q' = 3 \times 69.42 = 208.27 \text{ m}^3/\text{s}$, нормална дубина (H'_N) постаје:

$$Q' = \frac{1}{n} A' R'^{2/3} \sqrt{I_D} \rightarrow \frac{nQ'}{\sqrt{I_D}} = A' R'^{2/3}$$

$$60.76 = [17 + 10(H'_N - 3)] \left[\frac{17 + 10(H'_N - 3)}{13.07 + 2(H'_N - 3)} \right]^{2/3}$$

$$H'_N = \frac{\sqrt[5]{(2H'_N + 7.07)^2 \times 60.76^3}}{10} + \frac{13}{10} = 1.55(H'_N + 3.54)^{0.4} + 1.3$$

$$H'_N = 4.95 \text{ m}$$

За проверу режима течења потребно је израчунати Фрудов број за нормалну дубину:

$$F'_r = \frac{208.26^2 \times 10}{9.81 \times 36.5^3} = 0.91$$

Како је $F'_r < 1$, закључује се да са повећањем протока у каналу режим течења постаје миран.

2.3.5 Устаљено неједнолико течење са слободном површином

Када се, код устаљеног течења, основни хидраулички параметри тока (брзина течења и дубина течности) мењају од пресека до пресека дуж тока, течење је неједнолико. Математички за неједнолико течење може се написати

$$\frac{\partial V}{\partial s} \neq 0 \text{ и } \frac{\partial h}{\partial s} \neq 0 \quad (2.3.18)$$

пошто се ради о устаљеном течењу

$$\frac{dV}{ds} \neq 0 \text{ и } \frac{dh}{ds} \neq 0 \quad (2.3.19)$$

Средња профилна брзина течења V и дубина течења h су функција пута s , тј.

$$V = V(s) \quad h = h(s) \quad (2.3.20)$$

Код неједноликог течења нагиб линије енергије, линије нивоа течности и дна водотока је различит (слика 25).

$$i_0 \neq i \neq i_e$$



Слика 25. Неједнолико течење са слободном површином

Основне претпоставке за једначину устаљеног неједноликог течења:

- проток је константан, $Q = \text{const}$
- облик пресека корита се не мења дуж тока, $\partial A / \partial s = 0$
- пад дна корита је релативно мали, $i_0 < 5\%$

Једначина за нагиб површине течности, односно за промену дубине дуж тока може се добити анализом промене енергије дуж корита.

Укупна енергија пресека (слика 25) је

$$E = z + h + \frac{V^2}{2g} \quad (2.3.21)$$

Диференцирањем претходне једначине по s где је s растојање дуж корита у правцу течења, добија се промена енергије дуж тока

$$\frac{dE}{ds} = \frac{dz}{ds} + \frac{dh}{ds} + \frac{d}{ds} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (2.3.22)$$

Промена енергије у правцу течења настаје услед трења и представља пад енергије, односно пад услед трења

$$\frac{dE}{ds} = -i_e \quad (2.3.23)$$

Знак минус испред i_e је због тога што енергија опада у правцу течења. Промена висине дна корита у правцу течења је пад дна корита

$$\frac{dz}{ds} = -i_0 \quad (2.3.24)$$

Знак минус испред i_0 је због тога што висина дна корита опада у правцу течења. Пад линије нивоа течности, тзв. Хидраулички градијент је

$$i = \frac{dh}{ds} - i_0$$

Заменом (2.3.24) и (2.3.23) у (2.3.22) добија се промена дубине дуж тока

$$\frac{dh}{ds} = i_0 - i_e - \frac{d}{ds} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (2.3.25)$$

За корита призматичне форме, површина попречног пресека тока A зависи од дубине h а дубина се мења дуж пута s , па је

$$\frac{d}{ds} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = \frac{dA}{ds} \frac{d}{dA} \left(\frac{Q^2}{2gA^2} \right) = - \frac{dA}{dh} \frac{dh}{ds} \frac{Q^2}{gA^3} = - \frac{Q^2 B}{gA^3} \frac{dh}{ds} \quad (2.3.26)$$

У изразу (2.3.26) искоришћено је $V = Q/A$ и $dA/dh = B$ где је B ширина огледала течности. Заменом (2.3.26) и (2.3.25) добија се

$$\frac{dh}{ds} = i_0 - i_e + \frac{Q^2 B}{gA^3} \frac{dh}{ds}$$

Из последње једначине, решавањем по dh/ds следи

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i_0 - i_e}{1 - \frac{Q^2 B}{gA^3}} \quad (2.3.27)$$

Како је $Q^2 B / g A^3 = Fr$, следи

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i_0 - i_e}{1 - Fr} \quad (2.3.27a)$$

Једначина (2.3.27), односно (2.3.27a) је основна једначина нејдноликог течења у водотоцима призматичне форме. Позитивна вредност dh/ds указује на пораст (успор) а негативна на опадање (депресију) дубине дуж тока (слика 26) [11].

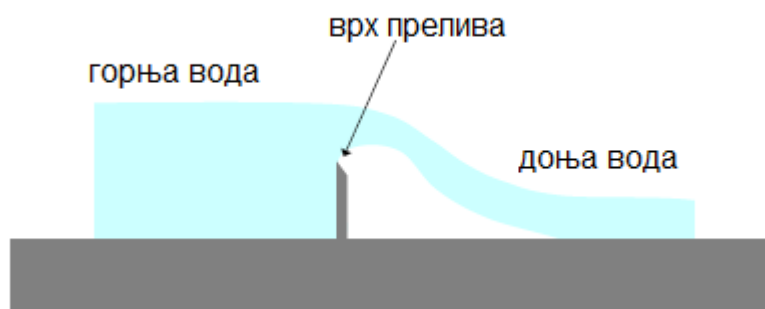


Слика 26. Успор и депресија

2.3.6 Преливи

Препреком у воденом току ствара се прелив. Најједноставнији прелив је брана нормална на ток (слика 27). Брана са степенастим преливом смањује брзину на брзом току и спречава оштећење бране. Делимчно или потпуно пражњење акумулације потребно је због надолажења великих вода, када је језеро пуно или због поправке грађевине. У ту сврху служе преливи. Осим тога води се рачуна о стазама за рибе а на пловним рекама о пропуштању бродова. Преливи омогућују и пропуштање леда и пливајућих предмета.

У отворене преливе спадају бочни преливи са брзим током, а у затворене бочни прелив кроз тунел.

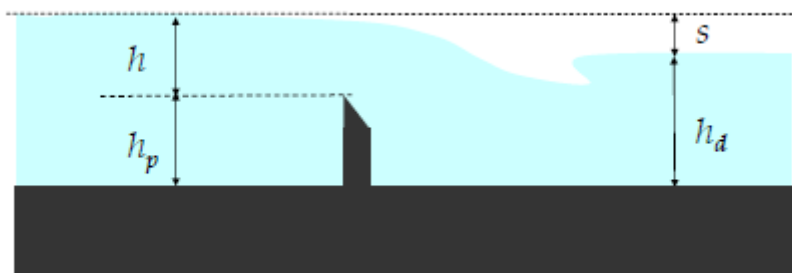


Слика 27. Брана нормална на ток

Прелив дели воду на два дела, горњу и доњу воду. Ако ток доње воде не утиче на горњу воду каже се да је прелив непотопљен. Потопљен прелив приказан сликом 28. Доња вода има ниво сличан горњој води а може бити виша од врха прелива.

$$s < 0.7h_p \quad (2.3.28)$$

Ако је овај услов испуњен прелив је непотопљен, супротно је потопљен прелив.



Слика 28. Потопљен прелив

Проток прелива рачуна се као проток кроз велики отвор. Висина горње ивице једнака је висини течности, ($h_1 = 0$). Следи Полонијев образац за проток преко прелива

$$Q = \frac{2}{3} cb \sqrt{2g} (h_0)^{3/2} \quad (2.3.29)$$

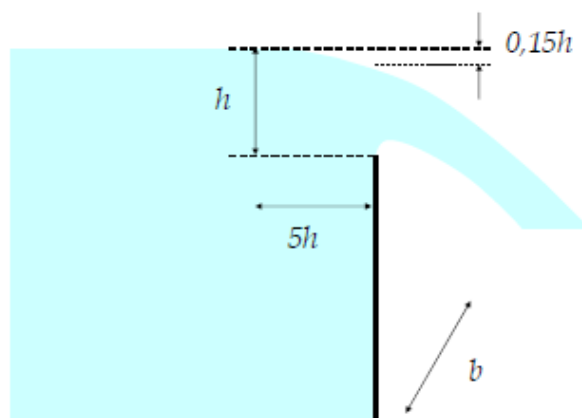
Где је:

μ – коефицијент контракције млаза

b – ширина врха прелива

h – дубина воде у преливу

Дубина се мери испред прелива на најмањој удаљености од 4-5 дубина од прелива. Умањење висине воде на ивици прелива може бити до 0,15 висине преливног млаза.



Слика 29. Спуштање воде у преливу

Полонијев образац занемарује контракцију преливног млаза, из разлога што је ширина много већа од дубине тока. Контракција у вертикалном делу назива се контракција млаза. Поједини аутори уместо коефицијента контракције користе Базинов коефицијент контракције који важи само за оштру ивицу прелива

$$m = \frac{2}{3} c \quad (2.3.30)$$

одавде следи

$$Q = mb\sqrt{2g}(h_0)^{3/2} \quad (2.3.31)$$

Базинов коефицијент контракције рачуна се по емпиријској формули

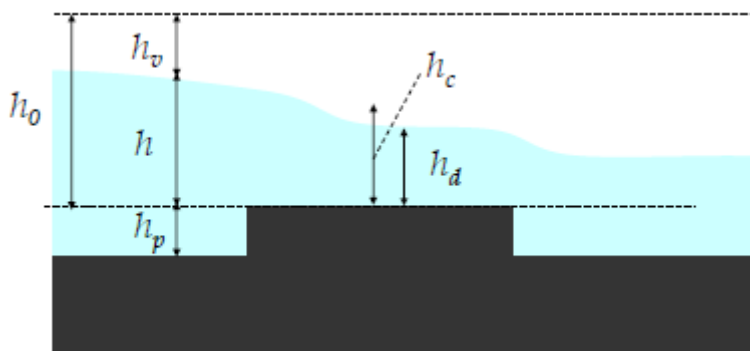
$$m = m_0 \left[1 + 0.55 \left(\frac{h}{h + h_p} \right)^2 \right] \quad (2.3.32)$$

где је:

$$m_0 = 0.405 + \frac{0.003}{h} \quad (2.3.33)$$

при чему h мора бити изражено у метрима.

2.3.6.1 Прелив са широком плочом



Слика 30. Прелив са широком плочом

Када је врх прелива широк, ради се о преливу са широким плочом. Висина прелива знатно је мање од његове ширине. Ради се о непотпљеном преливу ако је дубина на њему мања од критичне дубине (слика 30).

$$h_d < h_c \quad (2.3.34)$$

За прорачун се користи искуствени образац

$$Q = mb\sqrt{2g}(h_0)^{3/2} \quad (2.3.35)$$

где се коефицијент прелива рачуна

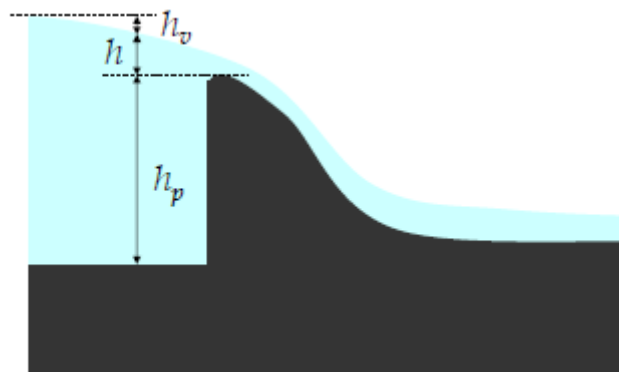
$$0.6 < \frac{h_p}{h} < 2.5$$

$$m = 1.973 - 0.222 \frac{h_p}{h}$$

$$2.5 < \frac{h_p}{h} < 10$$

$$m = 1.706 \frac{1 + 1.3 \frac{h_p}{h}}{1 + 1.63 \frac{h_p}{h}}$$

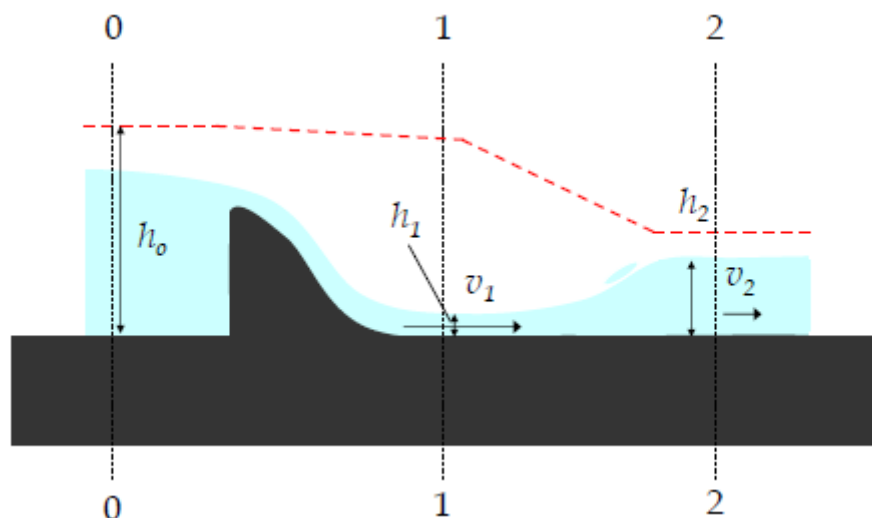
2.3.6.2 Прелив практичног профила



Слика 31. Прелив практичног профила

Да би се избегла појава под притиска испод млаза воде која се прелива, израђују се преливи практичног профила. Код њих облик прелива на страни доње воде прати доњу струјницу воде. Облици прелива су стандардизовани. Прорачун прелива ради се по Полонијевом образцу.

2.3.6.3 Каскаде и водени скок



Слика 32. Пресек кроз каскаде и водени скок који настаје иза њега. Линија енергије уцртана је испрекидано

Каскадом се смирује енергија ослобођена преливањем воде преко прелива. Тежи се да се силовити ток на преливу преведе у миран. Место где долази до успоравања силовитог тока и преласка у мирни ток назива се водени или хидраулички скок. Уочавамо две дубине. Дубину h_1 , у силовитом току испред, и дубину h_2 , иза воденог скока. Водени скок може бити потопљен када је: $h_1 > h_2$. У супротном каже се да је водени скок одбачен и јавља се на некој удаљености од прелива. Ако се водени скок налази између ова два случаја ради се о нестабилном стању. У пракси се тежи потапању воденог скока, јер је тада потребна мања каскада.

Прорачун почиње постављањем Бернулијеве једначине за пресеке 0-0 и 1-1 слика (32)

Енергетска висина у пресеку 0-0

$$h_0 = h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \zeta \frac{v_1^2}{2g} \quad (2.3.36)$$

За даљи прорачун узима се правоугли пресек корита, ширине b , па је

$$v_1 = \frac{Q}{bh_1} \quad (2.3.37)$$

када се то замени у Бернулијевој једначини

$$h_0 = h_1 + (1 + \zeta) \frac{Q^2}{2gh_1^2} \quad (2.3.38)$$

уз

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta}} \quad (2.3.39)$$

Фи се креће између 0,95 и 1,0, па се занемарује. Висина h_2 налази се помоћу равнотеже сила у пресецима 1-1 и 2-2. Укупна сила притиска је:

$$P = \frac{\rho g}{2} h^2 \quad (2.3.40)$$

А укупна сила због таласања течности

$$F = \rho \frac{Qv}{h} = \rho \frac{Q^2}{hb^2} \quad (2.3.41)$$

Изједначавањем ових сила у пресецима 1-1 и 2-2 даје

$$P_1 + F_1 = P_2 + F_2 \quad (2.3.42)$$

односно

$$\frac{1}{2}(h_2^2 - h_1^2) = \frac{Q^2}{gb^2} \left(\frac{1}{h_1} - \frac{1}{h_2} \right) \quad (2.3.43)$$

Проток се изражава преко брзине и дубине у пресеку 1-1

$$Q = v_1 b h_1 \quad (2.3.44)$$

након сређивања имамо израз

$$h_2 = \left(\sqrt{1 + 8 \frac{v_1^2}{g h_1}} - 1 \right) \quad (2.3.45)$$

разломак под кореном је Фрудов број

$$Fr_1 = \frac{v_1^2}{g h_1} \quad (2.3.46)$$

Дужина воденог скока одређује се искуственим образцем

$$L_s = 6(h_2 - h_1) \quad (2.3.47)$$

А за потребну дужину каскаде узима се 10% већа дужина

$$L_{slp} = 1.1 L_s \quad [13] \quad (2.3.48)$$

Практична примена огледа се у регулисању водотокова кроз насељена места и ван њих. Регулисањем се обезбеђује заштита од високих вода ради елиминисања поплавних таласа у насељеним местима. Преливи имају примену код заштите брана на вештачким акумулацијама и очувању еко система у њиховој околини.

3. Закључак

Одрживи развој није суштина за природу, већ пре способност људског друштва да изводи сталне реформе у циљу да сачува осетљиву равнотежу између људи и њиховог природног система за одржање живота. Однос човека према околној живој и неживој природи изузетан је и врло специфичан. Та специфичност се огледа пре свега у двострукој улози коју има на Земљи. Са једне стране, човек је саставни део природе. Међутим, од времена своје појаве, човек је дубље и трајније од било којег другог бића на Земљи мењао своје природно окружење, стварајући при том посебан културни оквир.

Овај рад је покушај да се делимично покаже људско стваралаштво у области водоснабдевања кроз историју до наших дана. Дат је осврт на речну хидраулику и заштиту насељених места поред водотока од високих вода.

Утицаји и промене које је човек чинио у односу на околну средину биле су у првим етапама развоја човечанства мале и безначајне и углавном локалног значаја. Током каснијих етапа, оне постају све дубље и трајније, са могућим несагледивим последицама.

Како се развијало људско друштво, развијале су се и техничке могућности код решавања проблема водоснабдевања. Гледано у прошлост људи су успели да на најбољи начин одговоре захтевима и реше не тако једноставне проблеме на оригиналан начин. Показујући да стваралаштво нема временске границе. Развојем те могућности постају веће, али су и захтеви сложенији.

Анализом течења река види се да је оно најсложеније у природном току. Са водом под утицајем силе теже, нагиба и разлике нивоа струји и речни нанос. Овом материјом се бави речна хидрулика. Прорачунима се решавају и најсложенији проблеми који могу да се појаве у пракси.

Канали имају велики привредни значај. Превођењем великих вода мрежом канала у друге водене токове спречавају се поплаве. У сушним периодима наводњавањем пољопривредног земљишта обезбеђује се сигуран род. Канали који спајају велике реке уједно су и пловни путеви који значајно смањују трошкове транспорта. Поред бране на пловним путевима праве се бродске преводнице, како би се речни транспорт одвијао без застоја.

4. Литература

- [1] <http://water.usgs.gov/edu/watercycleserbian.html>
- [2] <http://www.vojvodinacafe.rs/forum/kulturna-bastina/narodno-graditeljstvo-vojvodjanskog-sela-10685/strana3.html>
- [3] http://www.rastko.rs/istorija/istorijski-albumi/istorijski-album_2/index_c.html
- [4] <http://www.da-te-pitam.com/koji-je-najveci-akvadukt-na-svetu-video/>
- [5] <http://vodovodsm.rs/o-nama/istorijat>
- [6] <http://www.niscafe.com/index.php/akvadukti-naissusa.html>
- [7] http://www.novosti.rs/dodatni_sadrzaj/clanci.119.html:275944-Miris-starog-Rima
- [8] http://tehnika.page.tl/Tehnologija-zanimanja-_plinski-i-vodoinstalater-I-dio.htm
- [9] Печорник, М., Техничка механика флуида, Школска књига, Загреб, 1989
- [10] http://www.agfbl.org/sajt/doc/file/so/1/00/02678_20121025_3skripta_hidraulika.pdf
- [11] Маричић, Н., скрипта, Факултет техничких наука у Косовској Митровици
- [12] http://www.grad.unizg.hr/_download/repository/Regulacije_skripta_1%5B1%5D.pdf
- [13] Андреић, Ж., Темељи механике флуида, Свеучилиште у Загребу, 2014