

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Jamova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Hidrotehniška smer

Kandidat:

Primož Gabrijelčič

Račun masnih nihanj v vodostanu načrtovane hidroelektrarne Učja

Diplomska naloga št.: 2984

Mentor:
prof. dr. Matjaž Četina

Somentor:
asist. dr. Mario Krzyk

Ljubljana, 3. 12. 2007

IZJAVA O AVTORSTVU

**Podpisani Primož Gabrijelčič izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
»Račun masnih nihanj v vodostanu pri načrtovani hidroelektrarni Učja«.**

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL,
Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Ljubljana, november 2007

podpis: _____

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 627.13:627.8(043.3)
Avtor: Primož Gabrijelčič
Mentor: izr. prof. dr. Matjaž Četina
Somentor: asist. dr. Mario Krzyk
Naslov: Račun masnega nihanjav vodostanu načrtovane hidroelektrarne Učja
Obseg in oprema: 61 str., 6 sl., 22 graf.
Ključne besede: vodostan, masno nihanje, vodostan s prelivom, spodnja komora, zgornja komora, dušilka, HE Učja

Izвлеček

Diplomska naloga obsega analizo problema masnega nihanja za dve varianti vodostanov načrtovane hidroelektrarne (HE) Učja. Po splošnem opisu vodostanov in enačb za račun masnih oscilacij v njih, je nato predstavljena HE Učja in podrobneje opisani njeni posamezni objekti. Sledi razlaga izdelave programov za izračun masnega nihanja za različne variante vodostanov ter njihove kontrole o točnosti izračuna. Izračun najvišje in najnižje vodne gladine, pri zapiranju in odpiranju pretoka skozi turbino v vodostanu s komorama, je potrdil ustreznost posameznih dimenzij vodostana, ki je bil predviden s strani projektanta. Kot nujna alternativa je bila v nalogi raziskana še varianta vodostana s prelivom, za katero je bila izračunana maksimalna kota gladine v vodostanu, ter prelita količina vode pri posameznih višinah gladin v zgornjem bazenu.

Na koncu smo ocenili še ekonomsko ustreznost obeh vodostanov. Glede na to, da imata obe vrianti povsem enako spodnjo komoro in vodostanski jašek, ki sta se izkazala za ustrezna, smo stroškovno obdelali le zgornji del vodostana, torej zgornjo komoro pri prvi in nato še zgornjo posodo in povezovalni kanal pri drugi varianti. V ekonomsko analizo smo vključili tudi izgube vodnih količin zaradi odtekanja preko preliva in s tem povezane izgube pri proizvodnji električne energije.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 627.13:627.8(043.3)
Author: Primož Gabrijelčič
Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Matjaž Četina
Co – supervisor: Assist. Dr. Mario Krzyk.
Title: Computation of mass oscillations in the surge tank of planned HPP Učja
Notes: 61 p., 6 fig., 22 graph.
Key words: surge tank, mass oscilation, surge tank with the weir, upper chamber, lower chamber, throttlet, HPP Učja

Abstract

This graduation work includes hydraulic analyses of water mass oscilation in two options of the surge tank of planned hydro power plant (HPP) Učja. A general description of surge tanks and basic equasions for compiutations of mass oscilation are given first. The planned HPP Učja is presented with all its parts. It is followed by the explanation of the development of the computer program to calculate the mass oscilations for different types of surge tanks and its control of the exactness in calculation. The program was used for the calculation of the maximum and the minimum oscilation of the water level during the opening and closing time of the turbine. This was made to check the size of the surge tank, which was foreseen by the designer. In this graduation work a surge tank with a weir was also suggested as an alternative. The maximum water level in the surge tank and the overflows of the water were calculated for diferrent levels of the water in the upper reservoir.

At the end an economic assessment was made to find out which of the two variants of surge tank is better. The lower part of the surge tank is the same for both variants so only the upper part was included in the economic analysis. The cost of the upper chamber, upper container and the linking channel was made. Losses of energy production due to the overflow of certain amount of water were also included in the analysis.

ZAHVALA

Za pomoč pri izdelavi diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju izr. prof. dr. Matjažu Četini, somentorju dr. Mariu Krzyku, Primožu Rodiču, u.d.i.g. s Hidroinštituta ter IBE inženiringu za posredovanje podatkov.

Zahvalil bi se tudi svoji družini za pomoč in podporo v času študija.

VSEBINSKO KAZALO

1	Uvod	1
2	SPLOŠNO O VODOSTANIH	2
2.1	Namen vodostanov	2
2.2	Vrste vodostanov	3
2.2.1	Enostavni cilindrični vodostan	3
2.2.2	Vodostan s komorami	4
2.2.3	Vodostan s prelivom	5
2.2.4	Vodostan z dušilko	5
2.3	Teoretične osnove	6
2.3.1	Hipoteze	6
2.3.2	Uporabljene oznake	7
2.3.3	Osnovne enačbe dušenega nihanja za enostavni vodostan	8
2.3.4	Enačbe nedušenega nihanja	10
2.3.5	Enačbe nihanja gladine v vodostanu z dušilko	12
2.3.6	Numerične enačbe	13
2.3.7	Enačbe nihanja gladine v vodostanu s prelivom	14
2.4	Thomov kriterij za stabilnost sistema	15
3	IDEJNA ZASNOVA HE UČJA	18
3.1	Tehnični opis objekta	18
3.2	Zasnova objektov hidroelektrarne	19
3.2.1	Pregradni objekt	20
3.2.2	Dovodni tunel	21

3.2.3	Vodostan	22
3.2.4	Zapornična komora	23
3.2.5	Tlačni cevovod	23
3.2.6	Strojnica	24
3.2.7	Kompenzacijski (zadrževalni) bazen	24
3.2.8	Vtočni objekt	25
4	IZDELAVA ORODIJ ZA NUMERIČNO RAČUNANJE MASNIH NIHANJ V VODOSTANU Z DUŠILKO IN KOMORAMA	26
4.1	Masna nihanja v »enostavnem« vodostanu brez trenja	26
4.2	Masna nihanja v »enostavnem« vodostanu z upoštevanjem trenja in izgub na dušilki	28
4.2.1	Določanje koeficienta upora dušilke $\xi_{DUŠ}$	30
4.3	Masna nihanja v vodostanu s komorama in dušilko	31
5	HIDRAVLICNI IZRAČUN VARIANTE VODOSTANA Z ZGORNJO KOMORO PO IDEJNI ZASNOVI IBE	33
5.1	Analiza stabilnosti delovanja vodostana	33
5.2	Enačbe, robni pogoji in kriteriji za račun masnih oscilacij	34
5.2.1	Enačba tlaka pod dušilko	34
5.2.2	Robni pogoji	35
5.2.3	Kriterij za določitev maksimalne in minimalne gladine v vodostanu	37
5.3	Podatki	37
5.4	Analiza masnega nihanja v vodostanu	38
5.4.1	Linearno odpiranje vodilnika do maksimalne moči	38
5.4.2	Določanje maksimalnega padca gladine brez upoštevanja čakalnega časa	40

5.4.3	Določanje maksimalnega padca gladine ob upoštevanju čakalnega časa 250 sekund	42
5.4.4	Določanje maksimalnega dviga gladine brez upoštevanju čakalnega časa	43
5.4.5	Določanje maksimalnega dviga gladine ob upoštevanju čakalnega časa 250 sekund	45
6	HIDRAVLICNI IZRAČUN VODOSTANA HE UČJA S PRELIVOM	47
6.1	Opis vodostana s prelivom	48
6.2	Analiza masnega nihanja v vodostanu	48
6.2.1	Zapiranje pri najvišji koti zgornje vode	49
6.2.2	Zapiranje pri koti zgornje vode 542,00 m n.m.	50
6.2.3	Zapiranje pri koti zgornje vode na 530 m n.m.	52
6.2.4	Preliti volumni vode pri različnih kotah zgornje vode	53
6.3	Kontrola pretočnosti in stabilnosti povezovalnega kanala	54
7	STROŠKOVNA ANALIZA OBEH VARIANT VODOSTANOV	56
8	ZAKLJUČEK	58
VIRI		60

KAZALO SLIK

Slika 3.1: Sile, ki delujejo na tekočino v cevi	8
Slika 3.2: Osnovna shema vodostana	9
Slika 3.3: Perioda in amplitua nihanja	11
Slika 3.4: Prikaz gladin v vodostanu z izgubami	16
Slika 5.1: Tlak pod dušilko in masno nihanje v vodostanu	35
Slika 6.1: Kritični prerez povezovalnega kanala pri maksimačnem prelivanju vodostana	55

KAZALO GRAFIKONOV IN TABEL

Graf 4.1: Nedušeno nihanje gladine v vodostanu ($\Delta t = 1s$)	27
Graf 4.2: Nedušeno nihanje gladine v vodostanu ($\Delta t = 0,1s$)	28
Graf 4.3: Primerjava masnega nihanja v „enostavnem“ vodostanu z upoštevanjem trenja, preračunanega s programoma RAMOS in Excel	29
Graf 4.4: Primerjava grafov nihanja vodnih mas v vodostanu z dušilko in brez	30
Graf 4.5: Realno nihanje vodne gladine v vodostanu (varianta vodostana po projektu IBE)	31
Graf 5.1: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne višine pod dušilko pri polnem odprtju	39
Graf 5.2: Časovno spreminjanje moči in pretoka skozi turbine	40
Graf 5.3: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne črte pod dušilko pri zaporednih manevrih odpiranja in zapiranja	41
Graf 5.4: Časovno spreminjanje moči in pretoka skozi turbine	41
Graf 5.5: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačnr višine pod dušilko ob upoštevanju čakalnega časa	42
Graf 5.6: Časovno spreminjanje moči in pretoka skozi turbine	43
Graf 5.7: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne višine pod dušilko pri zaporednih manevrih odpiranja in zapiranja	43
Graf 5.8: Časovno spreminjanje moči in pretoka skozi turbine	44

Graf 5.9: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne črte pod dušilko ob upoštevanju čakalnega časa	45
Graf 5.10: Časovno spreminjanje moči in pretoka skozi turbine	46
Graf 6.1: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne višine pod dušilko pri koti zgornje vode 545 m n.m.	49
Graf 6.2: Časovno spreminjanje moči in pretoka skozi turbine	49
Graf 6.3: Časovno spreminjanje pretoka preko preliva	50
Graf 6.4: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne višine pod dušilko pri koti zgornje vode 542 m n.m.	51
Graf 6.5: Časovno spreminjanje pretoka preko preliva	51
Graf 6.6: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne višine pod dušilko pri koti zgornje vode 530 m n.m.	52
Graf 6.7: Časovno spreminjanje pretoka preko preliva	52
Preglednica 6.1: Maksimalna kota gladine, preliti maksimalni pretok in volumen prelite vode pri različnih nivojih zgornje vode in pri zapiranju vodilnika	53

SEZNAM PRILOG

Priloga P.1: Situacija hidroelektrarne na Učji

Priloga P.2: Situacija vodostana z zapornično komoro

Priloga P.3: Vodostan s spodnjo in zgornjo komoro

Priloga P.4: Prečni prerez spodnjega bazena

Priloga P.5a: Iztočni objekt - tloris

Priloga P.5b: Iztočni objekt - prerezi

Priloga P.6: Situacija vodostana s prelivom

Priloga P.7: Vzдолžni prerez vodostana s prelivom

Priloga P.8: Osnovni karakteristični podatki variant HE Učja

Priloga P.9: Zgornja vodostanska komora

Priloga P.10: Zgornja vodostanska posoda

Priloga P.11: Povezovalni kanal

1 Uvod

Hidroelektrarna (HE) Učja je objekt, ki naj bi se v prihodnosti gradil na reki Učji. Projekt je trenutno v fazi idejne zasnove, v kateri se proučujejo optimalne dimenzije posameznih delov hidroelektrarne glede na razpoložljiv pretok reke, geloške osnove, ekonomske analize, itd. Osnovni namen naloge je natančnejša hidravlična analiza vodostana, v katerem prihaja do masnih nihanj zaradi zapiranja in odpiranja dotoka na turbine.

V idejni zasnovi se dimenzije objektov šele določajo in se kasneje lahko tudi spreminjajo. Izračun nihanja v vodostanu in njegovo dimenzioniranje je analizirano na osnovi podatkov, ki nam jih je posredoval projektant (IBE, HE Učja – Idejne zasnove z elementi idejnega projekta, st pr IKUC-A700/051A, januar 2007, delovna verzija). Idejna zasnova obsega sedem možnih variant zgornjega dela hidroelektrarne. Med seboj se variante razlikujejo glede na potek trase dovodnega tunela, mesto graditve pregrade in različne premere tunela. Najprimernejša varianta, ki bo kasneje uporabljena tudi v projektu, je varianta 2, prikazana v prilogi P.8. Zato smo slednjo uporabili tudi v hidravličnih izračunih.

Projektant je v tej fazi že podal obliko in približne dimenzije vodostana, pri katerih gladina vode v vodostanu naj ne bi zanihala prenizko ali previsoko. To varianto smo preverili tudi sami s hidravličnimi izračuni, hkrati pa smo analizirali še lasten variantni predlog vodostana. Ta se od osnovne variante IBE razlikuje po tem, da vodostan vsebuje preliv, preko katerega lahko voda v času najvišjih kot prosto odteče nazaj v reko Učjo. To predlagano varianto vodostana s prelivom smo vrisali v situacijo na prilogi P.6 in izračunali nihanja vodnih mas pri različnih pogojih obratovanja elektrarne.

V zadnjem delu naloge smo obe varianti vodostanov analizirali še z ekonomskega stališča glede na stroške izgradnje na eni strani in proizvodnjo električne energije na drugi strani. Pri varianti vodostana s prelivom je potrebno upoštevati, da prihaja do določenih izgub vode, kar pomeni zmanjšano proizvodnjo električne energije.

2 Splošno o vodostanih

2.1 Namen vodostanov

Vodostane se gradi na daljših dovodnih (ali tudi odvodnih) rovih zato, da se zmanjša maksimalne nadtlake in podtlake vodnega udara, ki bi nastali zaradi naglega zapiranja ali odpiranja dotoka na turbine. Vodostan skoraj odpravi posledice vodnega udara v dovodnem rovu (odseku rova pred vodostanom). Tudi v tlačnem cevovodu (odseku cevovoda med vodostanom in elektrarno) so maksimalni tlaki bistveno zmanjšani. Kljub temu, da so sami vodostani najpogosteje zelo dragi objekti, je gradnja vodostana ekonomična pri vseh daljših dovodnih rovih, ker se cevovod dimenzionira na bistveno manjše tlake. Iz opisov v kasnejših poglavjih je razvidno, da se lahko voda v vodostanu dvigne krepko preko nivoja gladine jezera.

Gladina je v vodostanu stalna le takrat, kadar je pretok skozi sistem stalen. Čim se lopatice turbinskega vodilnika priprejo ali odprejo, kar pomeni povečanje ali zmanjšanje pretoka skozi turbine, se tok vode v dovodnem rovu pospeši ali zavre. Razliko gibalne količine pri tem prevzame ali pa doda količina vode v vodostanu s tem, da se v njem gladina vode zviša ali pa zniža. Po preteku določenega časa se ustali stanje enakomernega odtekanja ob novih pogojih. Prehod iz enega v drugo stanje ustaljenega pretoka pa na splošno ni asimptiotičen, temveč se med prehajanjem pojavlja v vodostanu nihanje gladine, ki je dušeno zaradi energijskih izgub.

Pri stalnem dotekanju na turbine je pretok po dovodnem rovu in po tlačni cevi enak, v vodostanu pa stoji gladina na nivoju, ki je za višino vseh energijskih izgub med jezerom in vodostanom nižji od gladine jezera. Nekaj trenutkov po prekinitvi ali zmanjšanju pretoka skozi turbine se pretok v dovodnem rovu še ni spremenil. Zaradi porušitve ravnovesja se gladina v vodostanu dvigne, tlak ob vznožju naraste in voda v dovodnem rovu pride pod vpliv pritiska, ki je usmerjen proti smeri dotekanja v rov. Ta pritisk se z dviganjem gladine v vodostanu povečuje in s tem zadržuje dotekanje po rovu, ki se s tem po preteku določenega časa ustavi. V tem trenutku so

pretoki enaki nič, vendar je navadno gladina v vodostanu višja kot je gladina v jezeru. Učinek pritiska na vodo v dvodnem rovu se nadaljuje v nasprotni smeri in zato prične voda odtekati nazaj v smeri proti jezeru. Gladina v vodostanu začne padati in se zniža toliko pod gladino vode v jezeru, da se tok ponovno usmeri proti vodostanu. Jezero in vodostan se v tem primeru obnašata kot vezni posodi, ki ju povezuje dovodni rov. Nihanje v vodostanu spremlja počasen pretok velikih vodnih količin zdaj v eno zdaj v drugo smer. Ob tem je potrebno poudariti, da je gladina v akumulaciji stalna tekom nihanja.

Pri odprtju turbinskih vodilnikovih lopatic sta v prvem trenutku nivoja gladin v jezeru in v vodostanu na enakem nivoju. Takoj po odprtju teče voda iz vodostana v tlačni cevovod, s tem se gladina vode v vodostanu niža. Postopoma se prične pretok vode v dovodnem rovu in ko doseže polen pretok se prekine dotok vode iz vodostana. Gladina v vodostanu je v tem trenutku nižja, kot je njena ravnovesna lega, zato se prične dvig gladine, ki sedaj preseže ravnovesno lego. Voda v vodostanu tako niha okrog ravnovesne lege in se s časom umirja. Pretoka v dovodnem rovu in vodostanu se spreminjata tako, da zadoščata kontinuitetni enačbi, sepravi da je pretok v tlačni cevi konstanten.

Cilj načrtovalcev je projektirati vodostan, ki je čim bolj ekonomičen. To je moč doseči z natančnim preračunom masnega nihanja v vodostanu in tako dobljene maksimalne in minimalne gladine uporabiti za optimalno dimenzioniranje. Posebno vlogo igra tudi pravilna izbira tipa vodostana.

2.2 Vrste vodostanov

V splošnem poznamo več vrst vodostanov. Kje bomo posamezen tip uporabili, je povsem odvisno od vrste hidroelektrarne in ekonomske upravičenosti posameznega vodostana.

2.2.1 Enostavni cilindrični vodostan

Vodostan, ki nima ne dušilke in ne komor imenujemo enostavni cilindrični vodostan. Ta ima le vodostanski jašek, kateri se direktno priklopi na dovodni rov. Problem tega vodostana je v tem,

da je vodostanski jašek obsežen ozioma visok. Pri izpeljavi enačb se bomo najprej omejili na enostavni vodostan, kateri je najlažji za razumevanje in nato bomo postopoma izpeljali še enačbe za ostale tipe vodostana.

2.2.2 Vodostan s komorami

Smisel vodostana s komorami bo razložen na primeru enostavnega vodostana. V začetnem stanju je v dovodnem tunelu pretok Q_o , kota v vodostanu pa je ista kot v jezeru, ker se obravnava idealiziran primer brez izgub. Kinetična energija vode v dovodnem rovu je:

$$E_K = m \frac{w_o^2}{2} = LA_T \rho \frac{w_o^2}{2}, \quad \text{.....1}$$

kjer je L dolžina dovodnega rova, A_T presek in w_o hitrost vode v dovodnem tunelu, ρ pa predstavlja gostoto vode. V končnem stanju, ki je analizirano pri maksimalni koti gladine v vodostanu, pa imamo v rovu in v vodostanu hitrosti vode enake nič. Višina gladine v tem trenutku je na maksimalni koti Z_{Vmax} . Energija je sedaj potencialna:

$$E_p = GZ_g = V\gamma Z_g, \quad \text{.....2}$$

kjer sta V volumen in Z_g višina težišča te vode (nad koto jezera), γ pa predstavlja specifično težo vode. Ker se morata ti dve energji izenačiti, dobimo:

$$LA_T \frac{w_o^2}{2g} = VZ_g. \quad \text{.....3}$$

Člen na levi strani enačbe je podan. Pri tem si želimo priti do čim manjšega volumna vodostana, težišče je potrebno premakniti čim višje. To dosežemo ravno pri vodostanu z zgornjo komoro.

Pri manevru odpiranja pa je potreben večji volumen v območju minimalnega nivoja gladine. Ta volumen predstavlja spodnja vodostanska komora.

Tako smo dokazali smotrnost vodostana s komorami. Zgornja komora preprečuje prevelik dvig gladine pri zapiranju, medtem ko spodnja komora preprečuje prevelik padec gladine pri odpiranju, ter vsrkavanje zraku v tlačni cevovod.

Vodostan s komorama dobro ustreza visokotlačnim akumulacijskim elektrarnam. Presek jaška je po kriteriju stabilnosti razmeroma majhen. Za majhne padce pa kriterij stabilnosti zahteva velike preseke jaška, ki se že bliža preseku komor.

2.2.3 Vodostan s prelivom

Za dosego čim hitrejšega dviga vode v vodostanu lahko včasih zgradimo preliv, kjer voda izteka na prosto, tako da omejimo visoke vodostanske jaške. Za to so potrebne prave razmere na terenu. Razen tega gre nekaj vode neizkoriščene v izgubo, kar je potrebno upoštevati v ekonomskem predračunu. V tem primeru se izognemo gradnji zgornje komore, presek jaška mora pa še vedno ustrezati kriteriju stabilnosti. Vendar pa mora običajno ostati spodnja komora, da preprečimo preveliko znižanje gladine pri odpiranju.

2.2.4 Vodostan z dušilko

Dušilka predstavlja zožitev pri vtoku v vodostan, kar pomeni izgube na tem mestu in tako počasnejše vtekanje in iztekanje.

Pri vodostanih, ki imajo obsežen vodostanski jašek, se vodna gladina pri zapiranju počasneje dviga, kar ne privede do zadostnega protipritiska za prekinitev pretoka po dovodnem tunelu. V takih primerih je zelo primerna namestitev dušilke, ki povzroča zadosten pritisk pod dušilko v primernem času. Dušilko lahko dimenzioniramo nesimetrično, tako da so izgube, ob vtekanju in iztekanju v vodostan, različne. Izgube ob vtekanju vode v vodostan so ponavadi večje, da se hitreje tvori protipritisk pod dušilko, ki s časom prekine dotok. Izgube pri iztekanju oziroma odpiranju vodilnika turbine so manjše, zato da vodostan dodaja potrebno vodo v tlačni cevovod in se obenem ne pojavijo preveliki podtlaki.

2.3 Teoretične osnove

Fizikalna pojava masnih nihanj v vodostanu in vodnega udara v dovodnem tunelu je mogoče analizirati z matematičnima modeloma. V obeh primerih je potrebno uporabiti dinamično in kontinuitetno enačbo. Sistema diferencialnih enačb brez poenostavitev nista analitično rešljiva, zato ju rešujemo numerično.

Pri izpeljavi enačb se bomo omejili na primer masnega nihanja v enostvnem cilindričnem vodostanu, ki nima komor in dušilke. Za bolj kompleksen primer vodostana, z dušilko in komorama pa se ti dve enačbi razširi v kasneje navedeno obliko. Enačbi v izpeljani obliki se lahko uporabita tako za cilindrični vodostan, kot tudi za katerikoli drugi vodostan, za katerega poznamo kako se njegov prečni prerez spreminja z višino, torej moramo poznati funkcijo $A_v=f(z)$.

2.3.1 Hipoteze

Pri izpeljavi enačb uporabimo naslednje predpostavke:

- da je voda nestisljiva in da je v vsakem trenutku v vseh presekih dovodnega rova pretok isti,
- da zaradi neprimerno večje mase (in hitrosti) vode v dovodnem rovu v primerjavi z maso, ki se nahaja v vodostanu in v tlačni cevi, vztrajnost te mase lahko zanemarimo,
- da se manevri odpiranja in zapiranja, ki jih v resnici opravljajo lopatice vodilnika tik pred turbinami, dogajajo na vtoku v tlačno cev ter tik pod vodostanom,

- da lahko zaradi majhne hitrosti dviganja ali spuščanja gladine zanemarimo kinetično energijo in izgube v jašku vodostana in da je tlak ob dnu vodostana ob vsakem trenutku enak hidrostaticnemu tlaku, ki ustreza globini vode v vodostanu,
- da ostane gladina v akumulacijskem jezeru tekom nihanja gladine v vodostanu konstantna, kar je glede na običajne velike površine jezera in na razmeroma skromno trajanje nihanja gladine opravičljivo

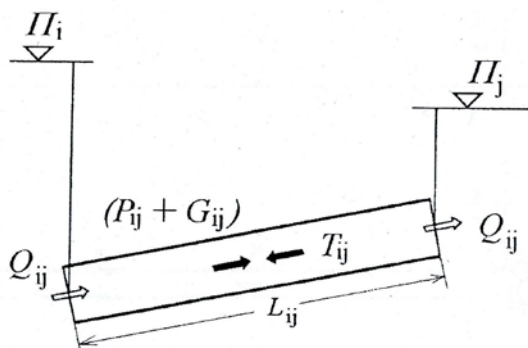
2.3.2 Uporabljene oznake

A	– površina prečnega preseka cevi
$A_{DUŠ}$	– prerez dušilke
A_V	– površina prečnega preseka vodostana
A_T	– površina prečnega preseka dovodnega tunela
C_τ	– koeficient tangencialnega trenja med tekočino in cevjo
L_T	– dolžina dovodnega rova
g	– zemeljski pospešek
Q_{ij}	– pretok skozi cev med odsekoma i in j
Q_V	– pretok v vodostanu
Q_T	– pretok v dovodnem rovu
Q_t	– pretok skozi turbine
Q_{pr}	– pretok čez preliv
V_{ij}	– hitrost v cevi med i in j
Π	– piezometrična višina
$\xi_{DUŠ}$	– koeficient lokalnih izgub v dušilki
Δt	– časovni interval
Z_V	– gladina vode v vodostanu glede na jezero
Z^*	– amplituda nihanja vode v vodostanu pri zanemarjenju trenja

- λ – Darcy-Waissbach-ov koeficjent trenja
- m – masa
- L – dolžina dovodnega tunela
- R – hidravlični radij
- O – omočeni obod
- T – perioda nihanja vode v vodostanu pri nedušenem nihanju

2.3.3 Osnovne enačbe dušenega nihanja za enostavni vodostan

Kot pri vsakem telesu končne mase tudi pri vodi v cevi ne pride do trenutne spremembe hitrosti, če nanjo deluje neka sila. Torej je mogoče reči, da se tekočina med stenama cevovoda obnaša kot nestisljivo telo. V tem primeru sila tlaka (P_{ij}), sila teže (G_{ij}) in trenje (τ_{ij}) niso v ravnotežju (slika 3.1).



Slika 3.1: Sile, ki delujejo na tekočino v cevi

Dokler se ne ustvari stalni enakomerni tok, prihaja do spremembe gibalne količine. Gibalna količina je produkt mase in hitrosti. Vse sile, ki delujejo na tekočino v cevi v časovnem intervalu Δt , povzročajo spremembo gibalne tekočine.

$$\Delta(mV) = m \Delta V = \Sigma F * \Delta t$$

.....4

Masa tekočine v cevi ja enaka $\rho(AL)_{ij}$. Iz slike 3.1 je razvidno, da so v vsoti sil, ki delujejo na telo, sila teže in tlaka ter sila trenja, ki deluje v nasprotni smeri.

$$\rho(AL)_{ij}\Delta V_{ij} = (P_{ij} + G_{ij} - T_{ij})\Delta t \quad \text{.....5}$$

Enačbo delimo z Δt in ob predpostavki da je časovni interval zelo majhen ($\Delta t \rightarrow dt$), pridemo do diferencialne oblike zakona o gibalni količini. Sile na desni strani so enake kot sile za stalni tok.

$$\rho(AL)_{ij} \frac{dV_{ij}}{dt} = \rho g A_{ij} (\Pi_i - \Pi_j) - C_\tau \frac{1}{2} \rho V_{ij} |V_{ij}| L_{ij} \quad \text{.....6}$$

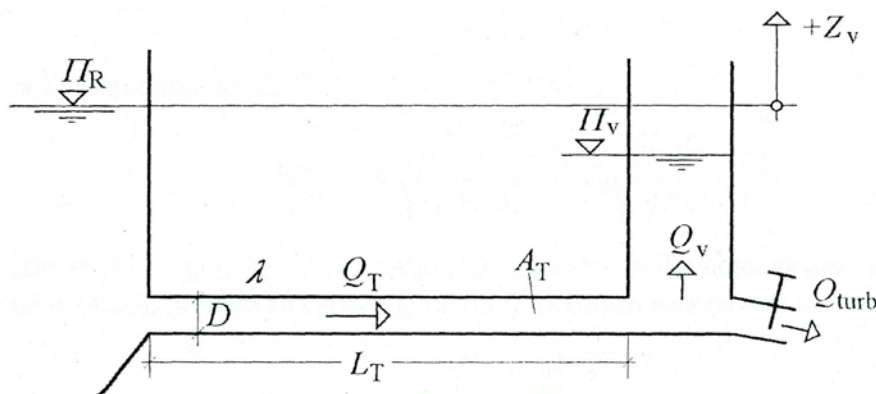
Za poenostavljeno pisanje lahko oznaki (i,j) izpustimo in če enačbo še delimo z ρAL , dobimo:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{g}{L} (\Pi_i - \Pi_j) - C_\tau \frac{1}{2} \frac{V|V|}{R} \quad \text{.....7}$$

Za končno obliko enačbe moram enačbo pisati s pretoki in upoštevati, da je $\lambda = 4C_\tau$.

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{gA}{L} (\Pi_i - \Pi_j) - \frac{2\lambda}{D^3\pi} Q|Q| \quad \text{.....8}$$

To je dinamična enačba za cevovod okroglega prereza.



Sika 3.2: Osnovna shema vodostana

Na sliki 3.2 je podan shematski prikaz vodostana, zgornjega rezervoarja, dovodnega rova in zaporničnega objekta tik za vodostanom. Označeni so tudi vsi pretoki in višine gladin v vodostanu in jezeru. Zadnji korak do končne oblike dinamične enačbe je, da se vstavijo v enačbo oznake, ki nastopajo pri vodostanu.

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{gA_T}{L}(\Pi_R - \Pi_V) - \frac{2\lambda}{D^3\pi} Q_T |Q_T| \quad \dots\dots\dots 9$$

Potrebno je izpeljati še kontinuitetno enačbo. Izpeljemo jo iz enostavne definicije pretoka in dejstva, da je vsota pretokov v vodostanu in skozi turbine enaka pretoku po dovodnem rovu.

$$Q_V = \frac{d\Pi_V}{dt} A_V = (Q_T - Q_{turb}) \quad \rightarrow \quad \frac{d\Pi_V}{dt} = \frac{1}{A_V} (Q_T - Q_{turb}) \quad \dots\dots\dots 10$$

2.3.4 Enačbe nedušenega nihanja

Z_V predstavlja nihanje gladine v vodostanu glede na višino gladine vode v zgornjem bazenu, $Z_V = \Pi_V - \Pi_R$. Enačbi se lahko napišeta v naslednji obliki, če se člen, ki predstavlja trenje zanemari:

$$\frac{dQ_T}{dt} = \frac{gA_T}{L} (-Z_V) \quad \dots\dots\dots 11$$

$$\frac{dZ_V}{dt} = \frac{1}{A_V} Q_T \quad \dots\dots\dots 12$$

Drugo enačbo vstavimo v prvo in dobimo diferencialno enačbo drugega reda, ki ima naslednjo rešitev:

$$\frac{d^2 Z_V}{dt^2} + \frac{gA_T}{LA_V} Z_V = 0 \quad \rightarrow \quad Z_V = C_1 \cos \sqrt{\frac{gA_T}{LA_V}} t + C_2 \sin \sqrt{\frac{gA_T}{LA_V}} t \quad \dots\dots\dots 13$$

Pri času $t = 0$ in $Z_V = 0$ dobimo vrednost konstante $C_1 = 0$. V začetnem trenutku zaradi prekinjenega pretoka pa velja:

$$\frac{dZ_V}{dt} = \frac{Q_0}{A_V} = C_2 \sqrt{\frac{gA_r}{LA_V}} \rightarrow C_2 = Q_0 \sqrt{\frac{L}{gA_r A_V}} \quad \text{.....14}$$

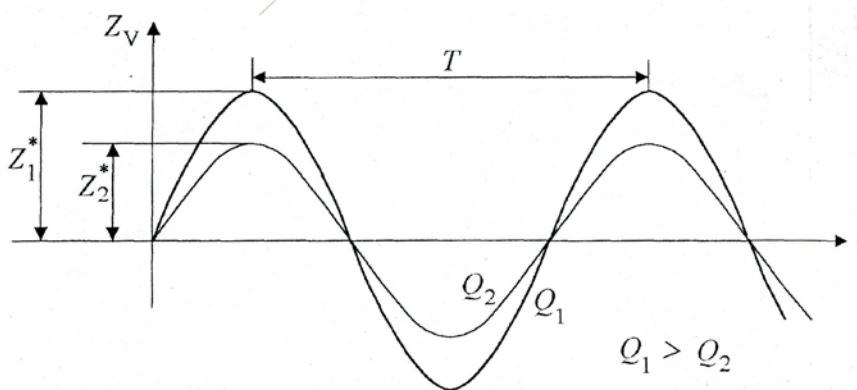
Tako se lahko rešitev diferencialne enačbe piše v naslednji obliki:

$$Z_V = Q_0 \sqrt{\frac{L}{gA_r A_V}} \sin \sqrt{\frac{gA_r}{LA_V}} t \quad \text{.....15}$$

Iz slednje je mogoče izpeljati periodo in amplitudo nihanja gladine v vodostanu (slika 3.3). Tukaj ne gre pozabiti, da je to enačba nedušenega nihanja, pri katerem je trenje zanemarjeno.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{LA_V}{gA_r}} \quad \text{.....16}$$

$$Z^* = Q_0 \sqrt{\frac{L}{gA_r A_V}} \quad \text{.....17}$$



Slika 3.3: Perioda in amplitua nihanja

Enačba nedušenega nihanja je bila izpeljana zato, ker jo je mogoče rešiti analitično. Z enačbo amplitude nihanja je mogoče oceniti nek prvi približek potrebne višine vodostana brez komor. To pa ne pomeni, da se lahko pri preračunu in dimenzioniranju vodostana trenje zanemari, kajti v nadaljevanju je razvidno, da je razlika med dušenim in nedušenim nihanjem opazna.

2.3.5 Enačbe nihanja gladine v vodostanu z dušilko

Dušenje nihanja gladine v vodostanu je zaželeno, saj se tako izognemo preveliki višini vodostana oziroma se s tem zmanjša njegov volumen. Dušenje nastane zaradi trenja med tekočino in steno dovodnega rova. Iz vidika ekonomičnosti elektrarne mora imeti dovodni rov čim manjše trenjske izgube, zato je potrebno dušenje doseči drugače oziroma tako da se ne bi zmanjšala proizvodnja električne energije v elektrarni.

Eden od načinov, da se zmanjša amplituda nihanja in posledično tudi višina vodostana je, da se zmanjša odprtina na prehodu med vodostanom in dovodnim rovom, oziroma tlačnim cevovodom. Tej odprtini rečemo dušilka, katere vloga je, da oteži pretok vode med rovom in vodostanom. Na tem mestu je potrebno poudariti, da je izbira prave dušilke zelo pomembna, saj bi bili s prevelikimi izgubami na dušilki povzročeni veliki tlaki v dovodnem rovu in s tem njegova preobremenitev.

V primeru vodostana z dušilko se kontinuitetna enačba glasi popolnoma enako, spremni se le dinamična enačba. Izgube zaradi dušilke se v enačbi upoštevajo enako kot lokalne izgube pri cevovodih. Koeficijent izgub na dušilki je označen s $\xi_{\text{DUŠ}}$ in pod to oznako se razume ne le izgube na dušilki, oziroma zaslonki, ampak tudi izgube pri spreminjanju smeri toka v vodostanu in izgube zaradi trenja v vodostanu. Do točnih izgub na dušilki pa je mogoče priti le s fizičnimi modelnimi raziskavami.

Dinamična enačba za primer vodostana z dušilko se glasi:

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{gA_T}{L} \left(-Z_V - \xi_{DUŠ} \frac{Q_V |Q_V|}{2gA_{DUŠ}^2} \right) - \frac{2\lambda}{D^3 \pi} Q_T |Q_T| \quad \dots\dots\dots 18$$

Reševanje sistema enačb 10 in 18, ki sta bili izpeljani v prejšnjih poglavjih, in nimata analitičnih rešitev, pa je bolj kompleksno. Enačbi opisujeta dušeno nihanje in sta rešljivi le numerično. V naslednjem poglavju bo opisan numerični model, s katerim je mogoče priti do zadovoljivo natančnih rešitev.

2.3.6 Numerične enačbe

S pomočjo metode končnih razlik lahko enačbi 10 in 18 zapišemo v numerični obliki:

$$\frac{Z_V^{n+1} - Z_V^n}{\Delta t} = \frac{1}{A_V} (Q_T^n - Q_{turb}^n) \quad \dots\dots\dots 19$$

$$\frac{Q_T^{n+1} - Q_T^n}{\Delta t} = \frac{gA_T}{L} \left(-\frac{Z_V^{n+1} + Z_V^n}{2} - \xi_{DUŠ} \frac{Q_V^n |Q_V^n|}{2gA_{DUŠ}^2} \right) - \frac{2\lambda}{\pi D^3} Q_T^n |Q_T^n| \quad \dots\dots\dots 20$$

Oznake členov n in $n+1$ predstavljata trenutni in naslednji časovni nivo. Člen Δt predstavlja časovni interval, ki si ga poljubno izbiramo. Zanj velja, da manjši kot je izbran, manj je numerične napake. Členi g , A_T , L , λ , D , $A_{DUŠ}$ so znane konstante. Člen Q_{turb} predstavlja pretok skozi turbine in je definiran z delovanjem turbine. Q_{turb} se lahko s časom spreminja (na primer linearno odpiranje ali zapiranje). A_V je prečni prerez vodostana, ki je za primer »enostavnega« vodostana konstanten, za obravnavani primer v okviru te diplomske naloge pa se z višino Z_V spreminja, ker vsebuje komori. $\xi_{DUŠ}$ pomeni koeficient izgub na dušilki in ima lahko za vtok in iztok drugačne vrednosti. Neznanki sta Z_V in Q_T .

2.3.7 Enačbe nihanja gladine v vodostanu s prelivom

Vodostan s prelivom se obnaša do višine preliva popolnoma enako kot vodostan s komoro. Ko pa enkrat vodostan doseže preliv, se začne del vode, ki priteče v vodostan, prelivati in takrat se uporabi kontinuitetna enačba v naslednji obliki:

$$Q_V = A_V \cdot \frac{dz}{dt} + Q_{pr} \quad \text{.....21}$$

Q_{pr} predstavlja pretok čez preliv. Voda se, pri v diplomu obravnavanem vodostanu, peliva čez 40 cm debelo steno. Do določene višine je curek prilepljen na steno, zato je koeficijent μ deljen s koeficijentom ε , ki je odvisen od višine prelivne vode in je od določene višine naprej 1 oziroma se preliv smatra kot ostrorobi. Enačba preliva čez steno debeline D se glasi:

$$Q_{pr} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\mu}{\varepsilon} B \sqrt{2g} H_{pr}^{3/2} \quad \text{.....22}$$

H_{pr} je razlika med višino vode v vodostanu Z_V in višino krone preliva. Koeficient ε pa je 1, če je razmerje $D/H_{pr} < 2/3$, v nasprotnem primeru pa velja, da se ε spreminja po naslednji enačbi:

$$\varepsilon = 0.0618 \cdot (D/H_{pr})^2 - 0.3162 \cdot (D/H_{pr}) + 1.1626 \quad \text{.....23}$$

Zgornja enačba je bila dobljena s pomočjo merjenih vrednosti ε pri različnih višinah preliva in debelinah stene (Hidravlika, Franci Steinman).

Numerični zapis dinamične enačbe vodostana s prelivom se ob uporabi metode končnih razlik glasi popolnoma enako kot pri vodostanu s komoro, torej velja enačba 20. Kontinuitetna enačba pa se glasi:

$$\frac{Z_V^{n+1} - Z_V^n}{\Delta t} = \frac{1}{A_V} \left((Q_T^n - Q_{turb}^n) - Q_{pr}^n \right) \quad \text{.....24}$$

2.4 Thomov kriterij za stabilnost sistema

Pri elektrarni imamo poseben avtomatski regulator, ki skrbi za konstantno frekvenco in napetost električnega toka. V električnem omrežju se zahteve uporabnikov stalno spreminjajo. Skladno s tem se mora spremeniti tudi moč na generatorju. Takrat reagira avtomatski regulator in z lopaticami vodiknika spremeni pretok. To je motnja, ki privede do oscilacij vodnih mas v vodostanu. S tem, ko se nivo v vodostanu zviša, se zviša tudi tlačna višina na turbini in regulator zopet reagira s tem, da omeji pretok, kar povzroči novo zvišanje tlačne višine. V primeru, da je vodostan nestabilen, se lahko to nadaljuje v nedogled. Stalni popravki pretoka, ki povzročajo nihanje vodnih mas v vodostanu, zahtevajo posebne pogoje dimenzioniranja vodostana, da ne bi prišlo do resonance in do stalnega povečevanja nihanja gladine v vodostanu.

Pri analizi stabilnosti sistema uporabimo naslednje hipoteze:

- Predpostavili bomo, da se sicer pogoji v omrežju spremenijo, po neki spremembi pa analiziramo konstantno stanje v omrežju, torej zahtevamo konstantno moč.
- Analiza velja, če samo ena ali več turbin iste elektrarne napaja isto mrežo. Mnogo boljše razmere so, če mrežo napaja več hidroelektrarn hkrati. Ker pa to ni vedno zagotovljeno, velja sledeča analiza za eno elektrarno.
- Predpostavimo tako imenovana »majhna nihanja«, kjer upoštevamo nihanje gladin v vodostanu okrog končnega režima. Ta nihanja so tako majhna, da jih lahko izrazimo s končnimi vrednostmi. Čeprav so dejanska nihanja v vodostanu velika pa je z omenjenim načinom mogoče problem rešiti analitično, pri tem pa smo na varni strani glede dimenzioniranja.

- Predpostavimo, da tlačni cevovod pod vodostanom in sam vodostan ne vpliva na gibanje (ne povzroča izgub, sile vztrajnosti pa zanemarimo). Iz tega sledi, da je tlačna višina na turbini enaka višini vode v vodostanu.

Uporabljene oznake:

Q_0, H_0 – stacionarno stanje v vodostanu pred spremembo

Q, H – spremenljivo (nestacionarno) stanje med uravnavanjem, torej med vzdrževanjem konstantne moči

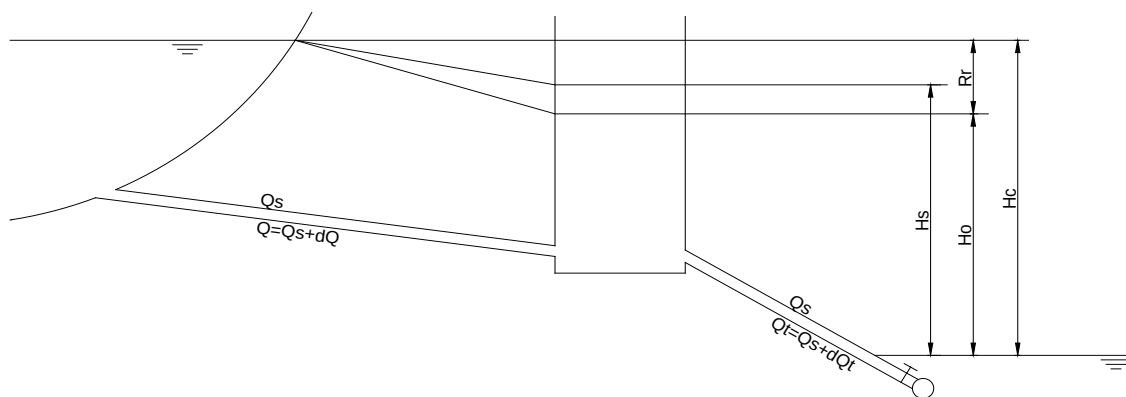
Q_S, H_S – končno stacionarno stanje, ko se sistem že ustali pri proizvodnji nove moči

H_R – teoretična tlačna višina

R_r – izgube v dovodnem rovu

N_1 – moč generatorja

c – koeficient izkoristka turbine



Slika 3.4: Prikaz gladin v vodostanu z izgubami

Po hipotezi iz prve alineje, velja: $N_1 = cQ_t(H_R + Z_v) = cQ_S\Pi_S$ 25

Po hipotezi iz tretje alineje, velja: $Z_v = -\frac{2\lambda}{\pi D^3} Q_S^2 + \Delta Z_v$ 26

$Q = Q_S + \Delta Q$ 27

$$Q_t = Q_s + \Delta Q_t$$

.....28

Če enačbe 26, 27 in 28 vstavimo v enačbe 9, 10 in 25, dobimo enačbo oblike:

$$\frac{A_v}{A_r} \frac{L}{g} \frac{d^2 \Delta Z_v}{dt^2} + \left(\frac{2R_r A_v}{v_s A_r} - \frac{Lv_s}{gH_s} \right) \frac{d\Delta Z_v}{dt} + \left(1 - \frac{2R_r}{H_s} \right) \Delta Z_v = 0$$

.....29

To je homogena diferencialna enačba II. reda s konstantnimi koeficijenti. Če naj ta enačba predstavlja dušeno nihanje, morajo biti vsi trije koeficijenti enačbe pozitivni. Pogoja za stabilnost sistema dovodni rov – vodostan sta torej:

$$\frac{2R_r A_v}{v_s A_r} - \frac{Lv_s}{gH_s} > 0$$

.....30

$$1 - \frac{2R_r}{H_s} > 0$$

.....31

Enačba 31 zahteva, da izgube v tlačnem rovu ne presegajo polovice tlačne višine. Enačba 30 pa se imenuje po Thomi tudi Thomov kriterij stabilnosti sistema in se nanaša na dimenzije vodostana. Prerez vodostana ne sme biti manjši od desne strani spodnje enačbe Thomovega kriterija.

$$A_v > \frac{Lv_o^2}{2g} \frac{A_r}{H_o R_r}$$

.....32

3 Idejna zasnova HE Učja

3.1 Tehnični opis objekta

V elektroenergetskem sistemu se nenehno kaže potreba po zagotavljanju tako visokovredne vršne energije kot tudi rezervne moči. Takšnim zahtevam med hidroenergetskimi objekti lahko ugodijo akumulacijske hidroelektrarne z visokim instaliranim pretokom. V zadnjem času, ko je vzpostavljen trg z električno energijo, dobivajo takšne elektrarne vedno večjo veljavo, saj se zaradi svoje zasnove, t.j. predvsem velikega akumulacijskega prostora, hitro prilagajajo dnevnemu porabi električne energije.

Izgradnja novih hidroenergetskih objektov, predvsem kar zadeva izgradnjo večjih akumulacij, je danes praktično nemogoča. Prostorske dejavnosti ob večjih slovenskih rekah so zaradi urbanizacije dokaj omejene, če pa že obstajajo, se iz omejenih okoljskih vidikov (večji del Slovenije je vključen v območje Nature 2000) tovrstni objekti obravnavajo kot nesprejemljivi. Hidroelektrarna Moste je edini hidroenergetski objekt v Sloveniji, ki je bil zgrajen z večjim akumulacijskim prostorom.

V preteklosti je bilo izvedenih kar nekaj študij in projektov o večjih akumulacijskih hidroelektrarnah v Sloveniji, ki pa žal nikdar niso zaživele. Prav zaradi vedno močnejših pritiskov naravovarstvenikov bo realizacija takšnih objektov v bodoče vedno težja.

Izgradnja HE Doblar II in HE Plave II na reki Soči konec devetdesetih let pomeni sicer prispevek k povečanju vršne energije soške verige hidroelektrarn, vendar z določenimi omejitvami, saj obstaja čelna akumulacija Podsela, ki zaradi omejenih prostorskih zmožnosti ne dovoljuje več dnevne izravnave naravnih dotokov. Izgradnja aktualne črpalne hidroelektrarne (ČHE) Avče bo količino proizvedene vršne energije v soški verigi elektrarn povečala, vendar je potrebno razumeti, da so hidroelektrarne umetno ustvarjen potencial, ki se ravna izključno po tržni logiki

(ponudba-povpraševanje). Z vzpostavitvijo trga z električno energijo, kjer se pojavljajo velike razlike v ceni med nočno energijo in dnevnimi vršnimi konicami, postajajo takšne hidroelektrarne pri nas vedno bolj aktualne (ČHE Avče, ČHE Kozjak).

Ideja o HE Učja sega v obdobje proti koncu 80-ih let, ko se je na zahtevo Soške elektrarne Nova Gorica (SENG) izdelala idejna zasnova, nekoliko kasneje (v začetku 90-ih) pa še nekatere spremljajoče študije in raziskave. Dela na pripravi nadaljnjih faz dokumentacije HE Učja so kasneje zastala, predvsem zaradi investitorjevih prioritet, ki so bile v sredi 90-ih usmerjene v doinštalacijo že prej omenjenih hidroelektrarn na Soči. Aktivnosti v zvezi z načrtovanjem HE na Učji so ponovno zaživele v letu 2006, ko se je investitor odločil nadaljevati s projektantskimi aktivnostmi. Idejna zasnova bi, skupaj s spremljajočo študijo vključevanja HE Učja v EES (elektroenergetski sistem Slovenije), dala odgovore na vprašanja o tehničnih možnostih izgradnje objektov HE in tudi vpogled v velikost načrtovane investicije in njene ekonomske koristi.

3.2 Zasnova objektov hidroelektrarne

Kot je bilo že prej omenjeno, je težnja v elektroenergetskem sistemu (EES) po čim bolj kakovostni vršni energiji, ki jo lahko zagotovijo akumulacijske hidroelektrarne, ki se zaradi svoje zasnove, t.j. predvsem ustreznega akumulacijskega prostora, izredno hitro vključujejo v sistem in prilagajajo njegovim potrebam.

Pri načrtovanju HE Učja so projektanti izhajali prav iz tega dejstva, zato so predvideli akumulacijsko hidroelektrarno, ki bi imela možnost popolne dnevne do tedenske (ali celo nekaj večje) izravnave naravnih dotokov. Hidroelektrarna bi bila derivacijskega tipa z dovodnim sistemom dolžine od 4 do 4,5 km (odvisno od lokacije pregradnega profila). Pregradni objekt je predviden v srednjem toku reke Učje in zajezuje dolino do takšne višine, da se v osnovni režim izkorišča ves razpoložljiv energetski potencial na slovenski strani.

V idejni zasnovi je bila preučena tudi možnost povečanega energetskega potenciala z nadvišanjem kote zaježitve v prekomejno območje.

HE Učja je bila zasnovana kot akumulacijsko-derivacijska hidroelektrarna, ki jo sestavljajo naslednji glavni objekti:

- Pregradni objekt z evakuacijo visokih vod
- Vtočni objekt v dovodni tunel
- Dovodni tunel
- Vodostan
- Zasunski objekt
- Tlačni cevovod
- Strojnica
- Kompenzacijski (zadrževalni) bazen

3.2.1 Pregradni objekt

V zasnovi se je osredotočilo na težnostno betonsko pregrado zaradi naslednjih prednosti:

- Manjšega volumna pregrade
- Telo pregrade se izkoristi kot prelivni objekt (oblikovanje nizvodnega dela pregrade v obliki drč z nadaljevanjem v podslapje).
- Krajši obtočni tunel in manjši premer tunela.
- Zaradi hudourniškega karakterja vodotoka in posledično možnosti eventuelnega plavljenja gradbene jame ni takšne škode, kot bi lahko nastopila v primeru nasute pregrade.
- Talni izpust se nahaja v okviru pregrade in lahko služi tudi kot prodni izpust.
- Pregrada ni občutljiva na prelivanje.
- Pregrada je manj občutljiva na eventuelno pronicanje.
- Možnost koriščenja rečnega materiala (soški prod).

Pregrada na HE Učja bo težnostna betonska pregrada. Uzvodno lice pregrade je vertikalno, nizvodno pa leži v naklonu 1:0,8. Osrednji del je predviden za prevajanje visokih voda. Fiksen preliv je sestavljen iz petih prelivnih polj širine 10 m, medsebojno ločenih s prelivnimi stebri. Preko prelivnih polj je speljana mostna konstrukcija, zasnovana kot monolitna armiranobetonska plošča v kombinaciji z nosilci ob stenah, ki služijo kot zaščitna ograja. Prelivna krona se na nizvodnem delu pregrade nadaljuje v prelivno drčo, kot neke vrste kanaleta, ki je dva metra potopljena glede na ravnino nizvodnega lica pregrade. Drča se v dolvodni smeri postopno konusno zožuje s širine 54 m na širino podslapja v dnu. Uzvodno lice pregrade je v širini krone nekoliko pomaknjeno zaradi boljših natočnih razmer.

Podslapje je nadaljevanje spodnjega dela drče v enaki širini in je zasnovano kot armiranobetonska skleda, poglobljena v rečno dno do hribinske podlage. Podslapje ima nalogo disipacije kinetične energije prelite vode.

Temeljenje pregrade je predvideno na hribinski podlagi tako, da bo potrebno na bokih odstraniti ves preperinski sloj, v strugi pa rečni nanos ali po potrebi še zgornji del hribine vse do zdrave osnove.

Kontrolna oz. injekcijska galerija poteka po dnu pregradne konstrukcije in je namenjena tako kontroli vzgonskih pritiskov na temeljno ploskev pregrade kot tudi morebitno potrebnemu dodatnemu injektiranju. Galerija preseka 2,2 x 3 m sledi prečnemu profilu tako, da se višinske premostitve izvedejo s posameznimi stopniščnimi ramami in vmesnimi podesti. Galerija se na obeh straneh zaključí z vertikalnim jaškom in izhodom na krono pregrade.

3.2.2 Dovodni tunel

Dovodni tunel je poleg pregrade najobsežnejši objekt hidroelektrarne in poteka od vtočnega objekta do zapornične komore oz. vodostanske dušilke. vzdolžni nagib je enakomeren in znaša

ca. 0,6%, prav tako tudi prečni presek. Notranji premer znaša 2,5 m. Določen je glede na instaliran pretok in ekonomsko ustreznost.

3.2.3 Vodostan

Vodostan je eden od bistvenih objektov dovodnega sistema derivacijske hidroelektrarne. Lahko ga imenujemo tudi kompenzator vodnega tlaka v prehodnih režimih obratovanja, kar pomeni, da v primeru zapiranja pretoka ne dovoljuje previsokih tlakov v dovodnem tunelu, v primeru hitrega odpiranja pa preprečuje nastanek podtlaka v zgornjem delu cevovoda, kar bi lahko posledično pripeljalo do hidravličnega loma in porušitve.

Ker sam vodostanski jašek ($D_n = 4,5$ m, $L = 50$ m) običajno ne more izpolniti vseh omenjenih zahtev, sta dodatno potrebni spodnja in zgornja vodostanska komora. Vodostanski jašek je lociran na takšno mesto, da lahko zadosti vsem robnim pogojem, t.j. gladinskim stanjem v akumulaciji. Pri zasnovi je bil uporabljen že preverjen princip vodostana s komoro in dušilko, upoštevan tudi pri HE Doblar II, s to razliko da je pri HE Učja začetni del spodnje vodostanske komore ($D_n = 4,5$ m, $L = 50$ m) na dovodni tunel navezan preko dušilke. Ta način je ugoden zato, kar je dušilka s tem pomaknjena najbližje zgornjemu kolenu tlačnega cevovoda (fiksna točka 1), ker zmanjšuje možnost pojava podtlaka v primeru hitrega odpiranja. Drugi konec spodnje vodostanske komore je priključen na vodostanski jašek. Spodnja vodostanska komora poteka v vzponu 1% proti vodostanskemu jašku, s čimer je bilo zadoščeno izpodrivanju zraka pri polnjenju komore.

Zgornjo vodostansko komoro naj bi predvidoma izvajali v odprtem izkopu na nivoju 555,0 m n.m. Do tega mesta je predvidena ločena dostopna cesta, ki se naveže na že prej omenjeno cesto Žaga – Učja (glej situacijo na Prilogi P.1). S tega nivoja bi gradili tudi vodostanski jašek (izkopi bi potekali od zgoraj navzdol). Po končani izvedbi jaška, bi se začela gradnja zgornje vodostanske komore kot škatlaste konstrukcije 4,5 x 4,5 m in dolžine 40 m. Po končani izvedbi se konstrukcija zasuje.

3.2.4 Zapornična komora

Zaporničana komora je predvidena na portalnem delu dovodnega tunela na nivoju 500,0 m n.m. in se bo izvedla po zaključku vseh del v dovodnem tunelu. Konstrukcijska zasnova je armiranobetonska škatlasta konstrukcija v zunanjih tlorisnih gabaritih 5 x 10 m in višine 12 m (od dna temelja). Predvidena je ravna streha. Spodnji del objekta, kjer bo vgrajena hidromehanska oprema (hitra tablasta zapornica na hidravlični pogon, odzračevalni ventil, vstopna odprtina), je masivne izvedbe, zgornji del s pomožnimi napravami pa je lažja konstrukcija. Pod stropno konstrukcijo je predvidena dvizna naprava za manevriranje z opremo. Objekt bo deloma vkopan, po končani izvedbi pa se izvede nasipni plato do kote 506 m n.m., kjer je predviden vhod v objekt.

3.2.5 Tlačni cevovod

Trasa tlačnega cevovoda poteka tlorisno v enotni liniji od zapornične komore do stojnice. Trasa je lomljena samo v vertikalni ravnini s šestimi fiksnimi točkami. Pri tem se naklon cevovoda prilagaja obliki terena z vzdolžno linijsko izravnavo tako, da poteka trasa v zgornji polovici v manjšem ali večjem useku, v spodnji polovici trase (kjer seka več lokalnih cest) pa je predviden vkopan cevovod.

Trasa cevovoda v zgornjem delu prekorači lokalno cesto Žaga – Učja, kjer je potrebna izvedba propusta, medtem ko v spodnjem delu v neposredni bližini stojnice trasa prečka regionalno cesto Bovec – Kobarid. Tu, kjer je cevovod sicer v končni fazi vkopan, bo potrebna izvedba začasnega, mestoma zelo globokega izkopa.

Na vseh lomnih mestih cevovoda se izvedejo fiksne točke kot masivni armiranobetonski bloki, ki bodo po potrebi sidrani v hribinsko podlago. Med fiksnimi točkami potekajo temelji (sedla) na

razmaku ca 6 m v obliki pasovnih temeljev. Na začetnem delu trase so predvideni naležni točkovni temelji manjših dimenzij.

3.2.6 Strojnica

Strojnica je locirana na spodnji soški terasi ob ustju reke Učje v neposredni bližini regionalne ceste Bovec – Kobarid na koti 339 m n.m.

Strojnica je v grobem razdeljena na dva glavna dela:

- Spodnji masivni blok, v katerem je predvidena namestitev vse težke elektrostrojne opreme (dva agregata): Francisova turbina, generator in turbinski zasun. V okviru tega bloka se nahaja tudi drenažni jašek.
- Zgornjo konstrukcijo – lažji del objekta, v katerem so v etažah nahajajo prostori za vodenje elektrarne, delavnice, sanitarije, pisarne in še nekateri tehnološki prostori

3.2.7 Kompenzacijski (zadrževalni) bazen

Zadrževalni bazen leži dolvodno od strojnice in ima nalogo zmanjšanja pozitivnega prirastka pretoka pri zagonu elektrarne. Ta prehaja iz faze mirovanja do polne inštalirane vrednosti v zelo kratkem času. Ker je HE Učja izključno vršna hidroelektrarna, bo večino časa v letu obratovala vršno brez pasovnega pretoka (t.j. pretok, ki je garantiran 24 ur dnevno). Na koncu zadrževalnega objekta, ki je zasnovan kot neke vrste vzporedna struga z matično strugo Učje, je predviden iztočni objekt, ki ga sestavljata fiksni preliv s krono na koti 337,0 m n.m. in temeljni izpust preseka 2 m^2 , ki bo opremljen s tablasto zapornico na hidravlični pogon. Obratovanje zapornice bo uravnano (sinhronizirano) z obratovanjem elektrarne.

3.2.8 Vtočni objekt

Objekt je oblikovan podobno kot vtok pri HE Doblar II. Gre za odprt usek v desnem bregu. Čelna ploskev je nagnjena za 75° proti horizontali zaradi možnosti čiščenja vtočnih rešetk. Vtočna odprtina, opremljena s finimi rešetkami, ima presek 20 m^2 . V dovodni smeri se postopno zožuje na presek zapornične odprtine $2,5 \times 2,5 \text{ m}$. V zaporničnem profilu je predviden vertikalni jarek z razširitvijo v zgornjem delu za potrebe revizije zapornice. Za zapornico je predviden tudi jarek (ca. $1,0 \times 1,0 \text{ m}$) za vstop v dovodni tunel v času revizije. Plato nad vtokom je na nivoju krone pregrade, t.j. na koti 545,0 m n.m., kjer je rezerviran prostor za čistilni stroj rešetk.

4 Izdelava orodij za numerično računanje masnih nihanj v vodostanu z dušilko in komorama

Izračun masnih nihanj je bil izveden s pomočjo računalniškega programa Excel. Vsak korak izračuna je posebej opisan v sledečih podpoglavjih. Končni primer nihanja vodne gladine je prikazan na primeru vodostana, ki je bil za HE Učja predviden s strani IBE-ja (prilogi P.2 in P.3). Vodostan je sestavljen iz dušilke, spodnje in zgornje vodostanske komore ter vodostanskega jaška.

V tem poglavju so bila z namenom testiranja razvitih orodij analizirana masna nihanja v vodostanu HE Učja, ki so posledica trenutnega zaprtja predturbinskih vodil. Inštaliran pretok elektrarne, ki znaša $15 \text{ m}^3/\text{s}$, se prekine trenutno, kar povzroči masna nihanja vode v vodostanu. Analiza nihanja vodnih mas se dogaja pri maksimalni koti zgornjega bazena, to je 545 m n.m.

4.1 Masna nihanja v »enostavnem« vodostanu brez trenja

Začetna varianta je vodostan sestavljen le iz vodostanskega jaška, brez obeh komor in brez dušilke. Dovodni rov je v tem primeru smatran kot idealno gladek, brez trenjskih izgub.

Podatki (vsi potrebni podatki so vzeti iz situacij P.1 in P.3):

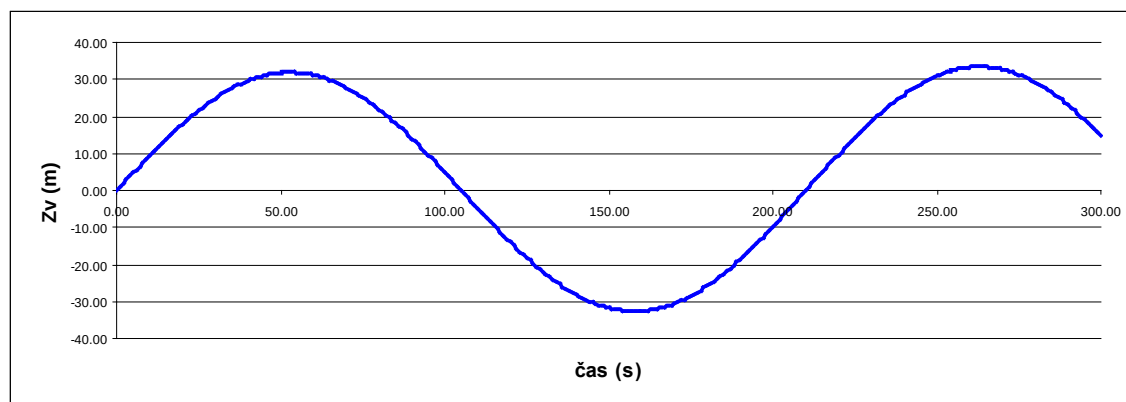
- | | |
|-------------------------------|---|
| – dolžina dovodnega rova | $L = 3387 \text{ m};$ |
| – premer dovodnega rova | $D_T = 2,50 \text{ m } (A_T = 4,91 \text{ m}^2);$ |
| – premer vodostanskega jaška | $D_V = 4,50 \text{ m } (A_V = 15,9 \text{ m}^2);$ |
| – maksimalna gladina v bazenu | $\Pi_{ZG} = 545 \text{ m n.m.};$ |
| – inštaliran pretok | $Q_i = 15 \text{ m}^3/\text{s}.$ |

Enačbi, s katerima je bilo izračunano nihanje v vodostanu, sta enačbi 19 in 20 (poglavje 2.3.6). Pri slednjih niso bili upoštevani členi, ki opisujejo linijske izgube in izgube zaradi dušenja dušilke. Torej je bil z enačbama opisan primer nedušenega nihanja vodne mase. Treba je poudariti, da je tak primer zgolj teoretičen, vendar sta bili zanj v poglavju 2.3.4 s pomočjo analitične rešitve izpeljani enačbi amplitude in periode nihanja.

$$Z^* = Q_0 \sqrt{\frac{L}{gA_v A_t}} = 15 \sqrt{\frac{3387}{9,81 * 15,9 * 4,91}} = 31,54 \text{ m}$$

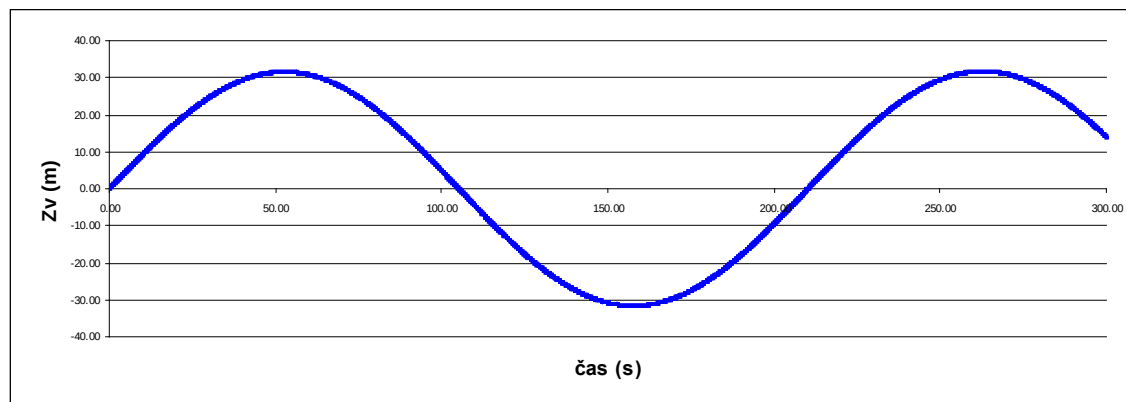
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{LA_v}{gA_t}} = 2\pi \sqrt{\frac{3387 * 4,50^2}{9,81 * 2,50^2}} = 210,15 \text{ s}$$

V programu Excel je bila v enem stolpcu računana višina vodne gladine, v drugem pa pretok v dovodnem tunelu po enačbah 19 in 20, brez upoštevanja dušenja. Začetni pretok v rovu je bil $15 \text{ m}^3/\text{s}$, pretok skozi turbino pa 0, kar pomeni trenutno zaprtje turbine. Za prvi časovni interval je bila izbrana 1 sekunda.



Graf 4.1: Nedušeno nihanje gladine v vodostanu ($\Delta t = 1 \text{ s}$)

Iz grafa 4.1 je razvidno, da je izbran časovni interval prevelik, saj je numerična napaka občutna. Napaka se vidi v povečevanju amplitude nihanja.



Graf 4.2: Nedušeno nihanje gladine v vodostanu ($\Delta t = 0,1s$)

V naslednjem izračunu je bil vzet časovni korak 0,1 s in numerične napake je bistveno manj. V tem primeru je amplituda nihanja 31,58 m in perioda 210,10 s. Obe vrednosti se skoraj povsem ujemata z analitično izračunanima vrednostima amplitude 31,58 m in periode 210,15 s.

V tem poglavju je bilo ugotovljeno, da je model nihanja brez upoštevanja trenja zadovoljivo natančen pri časovnem intervalu $\Delta t = 0,1$ s, ki je bil nato uporabljen pri vseh nadaljnjih izračunih masnega nihanja.

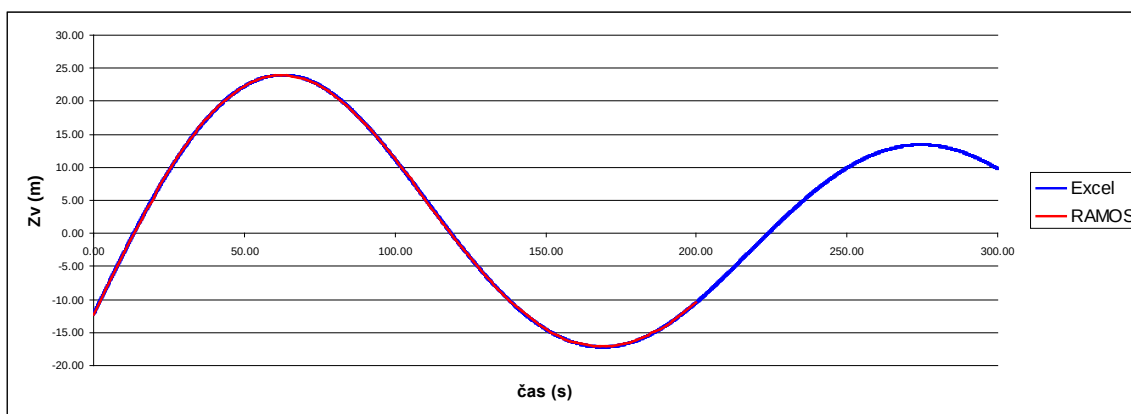
4.2 Masna nihanja v »enostavnem« vodostanu z upoštevanjem trenja in izgub na dušilki

Za izračun dušenega nihanja sta bili uporabljeni popolni enačbi 14 in 15. Izračunano je bilo dejansko nihanje v enostavnem cilindričnem vodostanu brez komor.

Linijski koeficient trenja λ je bil določen iz Moodijevega diagrama. in sicer glede na velikost hrap $\varepsilon = 2$ mm to pomeni razmerje $\varepsilon/D_T = 7 \cdot 10^{-4}$. Reynoldsovo število za dovodni tunel je $Re = v_T \cdot D_T / \nu = 7 \cdot 10^6$ in iz Moodijevega diagrama sledi, da je Darcyjev koeficient trenja λ 0,019. Ta koeficient je bil uporabljen v izračunu masnih nihanj, kot za izračun izgub v dovodnem tunelu pri inštaliranemu pretoku. Začetno gladino vode smo računali po naslednji enačbi:

$$Z_{v_0} = -\lambda \frac{L}{D_T} * \frac{v_{Ti}^2}{2g} = -0,019 \frac{3387}{2,5} * \frac{3,05^2}{2 * 9,81} = -12,20m$$

V izračunu za nedušeno nihanje je bil v dinamični enačbi upoštevan tudi člen, ki upošteva trenjske izgube. Kot je bilo omenjeno, je bil tudi tokrat uporabljen časovni interval 0,1 sekunde, za katerega je bilo ugotovljeno, da pri nedušenem nihanju daje zadovoljivo natančne rezultate. Dobljene rezultate smo primerjali z rezultati, ki so bili dobljeni s pomočjo programa RAMOS. Ramos je program za izračun „enostavnega“ vodostana, ki je bil razvit na FGG v programskem jeziku BASIC (Rajar, 1980) in kasneje dopolnjen za potrebe vaj pri predmetu Hidravlika nestalnega toka. V program je potrebno namesto koeficienta λ vnesti koeficienta α (eksponent pri hitrosti v enačbi za izgube) in β . Koeficient α je vedno enak 2, koeficient β pa je enak koeficientu η pri členu izgub in je v našem primeru enak 0,0544 (Rajar, 1980). S programom ni mogoče preračunati vodostana z dušilko in komorami, zato so bili rezultati preverjeni samo za enostavni cilindrični vodostan z upoštevanjem trenja v dovodnem rovu.

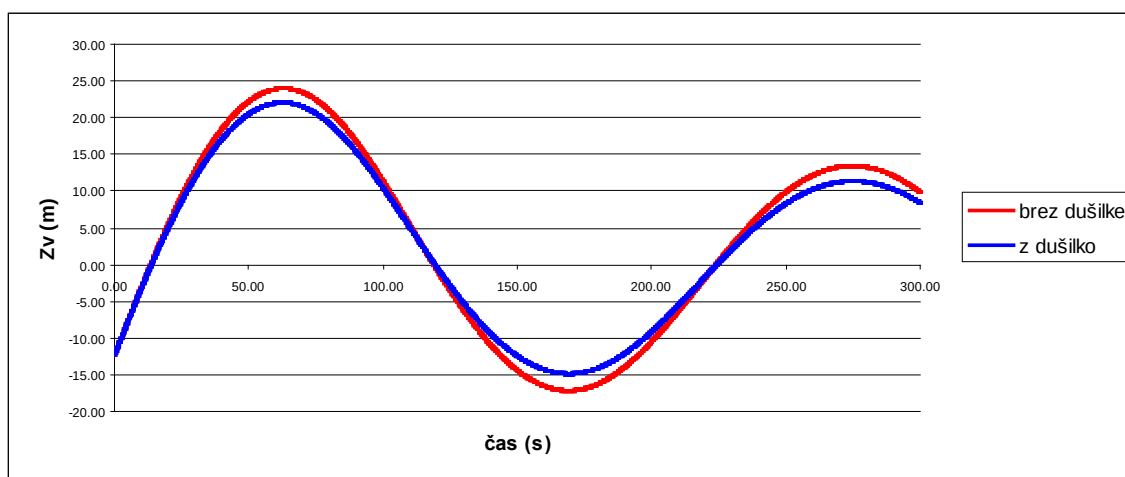


Graf 4.3: Primerjava masnega nihanja v „enostavnem“ vodostanu z upoštevanjem trenja, preračunanega s programoma RAMOS in Excel

Grafa nihanja gladin se popolnoma prekrivata, kar je bilo pričakovano, saj oba programa računata z enakima časovnima intervaloma in po enakih enačbah. V nadaljevanju smo račun s pomočjo programa Excel dopolnili še z možnostjo upoštevanja izgub, ki so posledica dušenja dušilke. Zato je potrebno podati koeficient upora dušilke, ki ga je mogoče določiti po postopku opisanem v nadaljevanju.

4.2.1 Določanje koeficienta upora dušilke $\xi_{DUŠ}$

Koeficient dušilke ne pomeni samo izgube na mestu dušilke, temveč zajema tudi izgube zaradi hitrih sprememb smeri toka v vodostanu in hrapavosti vodostana. Skupni koeficient upora je praktično nemogoče natančno določiti s podatki iz literature. Za točno vrednost upora je potrebno opraviti fizično modelno raziskavo. Fizična modelna raziskava se ponavadi izvede pri vodostanih zahtevnejših oblik ter cevovodih, načrtovanih za prevajanje večjih inštaliranih pretokov. V našem primeru vodostana HE Učja je bil koeficient določen na podlagi hidravlične modelne raziskave vodostanov HE Plave II in HE Doblar II ter na podlagi tehničnega poročila za vodostan pri črpalni HE Avče. Pri slednji je bil predviden podoben vodostan kot pri HE Učja, tako je bil glede na razmerja velikosti prereza dušilke in dovodnega rova določen koeficient tudi pri HE Učja. Koeficient upora dušilke znaša $\xi_{DUŠ} = 1,02$ in je enak za vtok in iztok, saj je dušilka simetrična.



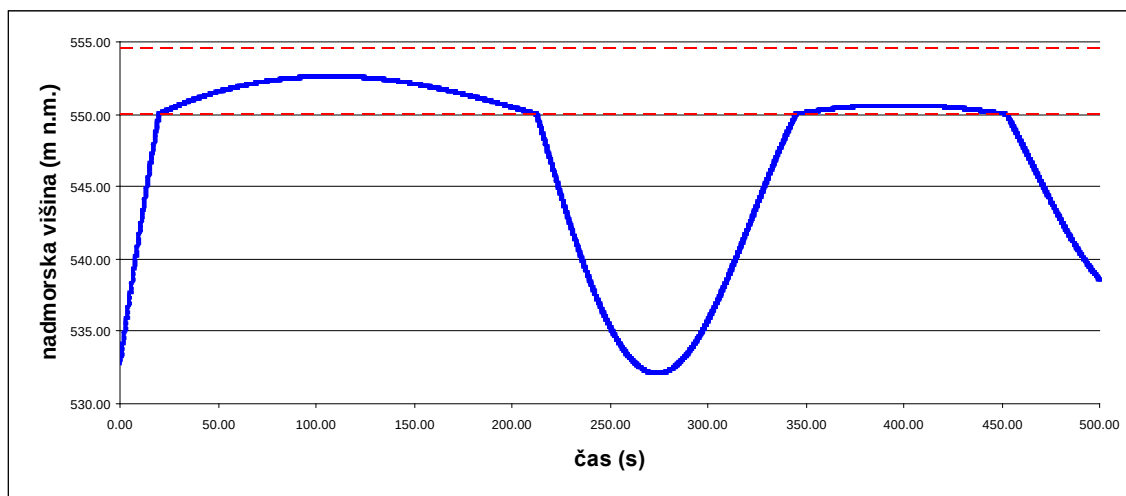
Graf 4.4: Primerjava grafov nihanja vodnih mas v vodostanu z dušilko in brez

Iz grafa 4.4 je razvidno, da v vodostanu z dušilko voda zaniha do nižje višine kot pri vodostanu brez dušilke. Razlika je 1,96 m. Dušilka pripomore k manjši višini vodostana. Zavedati se je treba, da dušilka ne sme biti preveč zaprta, ker bi lahko v tem primeru nastali preveliki tlaki v dovodnem rovu in bi posledično prišlo do preobremenitev rova. Kljub dušilki zaniha gladina vode dokaj visoko in posledica je velika potrebna višina vodostanskega jaška.

4.3 Masna nihanja v vodostanu s komorama in dušilko

Preveliki višini vodostanskega jaška se je mogoče izogniti z zgornjo vodostansko komoro. Ko pride gladina vode do zgornje komore, je prerez vodostana, ki nastopa v enačbi 19, večji in višina vode na tem mestu narašča počasneje.

Program iz prejšnjega poglavja ostaja podoben, le da moramo pri višinah vodne gladine, ki so višje od dna zgornje komore na koti 550 m n.m., v kontinuitetni enačbi upoštevati povečan prerez vodostana 180 m² (priloga P.3). V primeru, da gladina pade pod koto 510,5 m n.m., ki pomeni nivo temena spodnje komore, program računa s prerezom spodnje komore. Spodnja komora nima enakomernega prereza, zato je bila razdeljena na pasove z različnimi prerezi. Vodna gladina se v spodnji in zgornji komori spreminja počasneje, saj so prerezi vodostana večji.



Graf 4.5: Realno nihanje vodne gladine v vodostanu (varianta vodostana po projektu IBE)

V grafu 4.5 je prikazano dejansko nihanje vodne gladine v vodostanu, ki je bil predviden po projektu IBE-ja (HE Učja – Idejne zasnove z elementi idejnega projekta, st pr IKUC-A700/051A, januar 2007, delovna verzija). Na ordinati je namesto Z_v uporabljena kar

nadmorska višina, saj si tako lažje predstavljamo nihanje vodne mase v vodostanu, ker je prečni prerez v prilogi P.3 podan glede na nadmorske višine. Rdeči črtkani črti na grafu predstavljata teme in dno zgornje vodostanske komore. Lepo je razvidno, da potem ko vodna gladina preide v zgornjo komoro, krivulja postane položnejša, ker postane površina vodostana večja in kot posledica tega je počasnejše tudi nihanje vodne gladine. Najvišji nivo gladine vode v vodostanu je 552,62 m n.m., kar je 1,88 m pod temenom zgornje komore.

Ko vodna gladina pade pod nivo dna zgornjega vodostana, začne spet strmo padati in pade celo pod nivo začetne gladine. Kljub temu v tem primeru ne doseže spodnje vodostanske komore.

V poglavju 4.3 je bil izdelan program za nihanje vodne mase v vodostanu s komorama in dušilko. S programom je bil preračunan najbolj neugoden primer zapiranja predturbinskih lopatic v trenutku, ko je nivo vode v jezeru na maksimalni možni koti 545 m n.m., inštalirani pretok pa se hipoma prekine. Tukaj je potrebno povedati, da se pretok pri normalnem obratovanju elektrarne ne prekine v trenutku, temveč se linearno zmanjšuje. Potrebno je preveriti še nasprotni primer, ko pretoka ni in se hipoma odprejo lopute na inštaliran pretok.

5 Hidravlični izračun variante vodostana z zgornjo komoro po idejni zasnovi IBE

Pri izdelavi programa za izračun masnih oscilacij v prejšnem poglavju so se vsa nihanja vodne gladine v vodostanu nanašala le na inštaliran pretok. To pomeni primer, ko bi se vodilnik odprl na inštaliran pretok in ta pretok bi ostal med obratovanjem elektrarne konstanten. V praksi seveda ni tako, saj želi elektrarna, obratovati z maksimalno močjo, zato se lahko vodilnik pri določenih pogojih odpre toliko, da je inštaliran pretok prekoračen. To se zgodi takrat, ko tlačna višina na turbini pade pod predvideno, zato skuša regulator padec moči kompenzirati z večjim pretokom skozi turbino ($N = c \cdot Q \cdot H$). V tem poglavju je bila pri hidravlični analizi vodostana v programu upoštevana tudi omenjena možnost prekoračitve inštaliranega pretoka.

5.1 Analiza stabilnosti delovanja vodostana

Kot je bilo že omenjeno v teoretičnih osnovah v poglavju 2.4, pride lahko pri obratovanju elektrarne do pojava, ko se en ali več odjemalcev električne energije izklopi iz električnega omrežja. Takrat pade odpornostni moment generatorja in vodilnikove lopatice preko avtomatskega regulatorja omejijo pretok vode. Vodna gladina v vodostanu zaniha navzgor, kar pomeni povečanje tlačne višine na turbini in posledično regulator spet zmanjša pretok. V kolikor sistem ni stabilen, se naraščanje gladine v vodostanu širi preko vseh meja. V tem poglavju bo stabilnost delovanja sistema preverjena s Thomovim kritrijem.

Z enačbo 31 preverimo, da izgube ne presegajo polovice teoretične tlačne višine. Za teoretično tlačno višino vzamemo najnižjo možno gladino v jezeru. Se pravi višini 530 m n.m. odštejem najvišjo nadmorsko višino spodnjega bazena 337,30 m n.m. in dobim minimalno teoretično tlačno višino 192,70 m.

$$\frac{H_s}{2} > R_r, \quad \frac{H_s}{2} = \frac{192.70}{2} = 96,35 \text{ m}, \quad R_r = \lambda \frac{L}{D_r} \frac{v_r^2}{2g} = 0,019 * \frac{3387}{2,8} * \frac{3,25^2}{2 * 9,881} = 12,37 \text{ m}$$

Prvi kriterij velja pri najbolj neugodnih pogojih. Sedaj je potrebno preveriti le še Thomov kriterij, ki nam narekuje minimalni prerez vodostana.

$$A_v > \frac{Lv_o^2}{2g} \frac{A_r}{H_o R_r} = \frac{3387 * 3,25^2}{2 * 9,81} \frac{6,16}{175,33 * 12,37} = 5,11 \text{ m}^2, \quad A_v = 20,25 \text{ m}^2$$

Oba pogoja sta krepko na varni strani, velja torej, da bo vodostan obratoval stabilno.

5.2 Enačbe, robni pogoji in kriteriji za račun masnih oscilacij

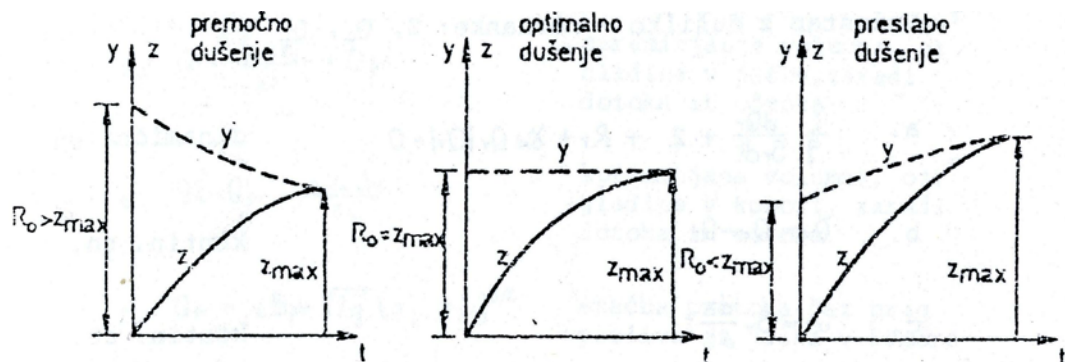
Dinamična in kontinuitetna enačba ostaneta nespremenjeni. Vpeljati je potrebno novo količino in sicer tlak pod dušilko.

5.2.1 Enačba tlaka pod dušilko

Tlak pod dušilko določa tlačno višino na turbini, ker nivo vode v vodostanu ni enak višini tlačne črte pod dušilko, kar je ravno posledica dušenja dušilke. Enačba tlačne višine pod dušilko:

$$p_* = Z_v + \frac{\xi_{DUS}}{2gA_{DUS}^2} Q_v |Q_v| \quad \dots\dots\dots 33$$

Pri odpiranju pretoka pade tlak pod dušilko bistveno hitreje kot gladina vode v vodostanu in obratno pri zapiranju. Stremeti je potrebno k temu, da je tlak pod dušilko čim bolj konstanten. Pri spodnji sliki predstavlja y tlačno višino p_* .



Slika 5.1: Tlak pod dušilko in masno nihanje v vodostanu

5.2.2 Robni pogoji

ZGORNJI ROBNÍ POGOJ

Zgornji robni pogoj predstavlja kota zajezbe v akumulaciji, ki ostaja ves čas konstantna.

SPODNJI ROBNÍ POGOJ

Spodnji robni pogoj predstavlja pretok Q_{turb} skozi turbine. V prehodnih obdobjih prilagajanja elektrarne na novo moč, ki jo zahteva omrežje porabnikov električne energije, na pretok vplivajo tri različne možnosti.

- Na začetku spremembe obremenitve se izvaja manever časovno določene spremembe odprtja vodilnika (ker je gonilnik fizično povezan z vodilnikom, vsaki spremembi položaja vodilnika enolično odgovarja tudi sprememba položaja gonilnika). Zakonitost odpiranja in zapiranja vodilnika je naslednja:
 - linearno odpiranje vodilnika od 0% do 100% v 35 s,
 - linearno zapiranje vodilnika od 100% do 0% v 30 s.

Režim odpiranja in zapiranja vodilnika v fazi idejne zasnove še ni točno definiran, ker je to odvisno od posamezne vrste turbine posebej. Za manevre zapiranje in odpiranja smo si izbrali neke predvidene postopke, ki naj bi nekje približno veljali za HE Učjo.

Pretok skozi turbino Q_{turb} v tem primeru določa trenutno tlačno višino na turbini H_{turb} in odprtje vodilnika po naslednji enačbi:

$$Q_{turb} = \frac{a}{100} \cdot A_{100\%} \cdot \sqrt{H_{turb}} \quad \dots\dots\dots 34$$

kjer pomeni: a – odstotek odprtja vodilnika,
 $A_{100\%}$ – vrednost največjega odprtja vodilnika,
 H_{turb} – tlačna višina na turbini.

Odpiranje oz. zapiranje se po zgoraj zapisani zakonitosti izvaja bodisi do popolnega odprtja oz. zaprtja, bodisi do trenutka dosega zahtevane moči. Od takrat naprej se izvaja regulacija vodilnika ob upoštevanju vzdrževanja konstantne moči.

- Pretok skozi turbine ob obratovanju pri vzdrževanju konstantne moči je odvisen od trenutnega tlaka na turbini po enačbi:

$$Q_{turb} = \frac{N}{c \cdot H_{turb}} \quad \dots\dots\dots 35$$

kjer pomeni: N – (konstantna) moč,
 H_{turb} – tlačna višina na turbini,

c – konstanta določena iz inštaliranega pretoka Q_{inst} , nominalnega neto padca H_{nom} , z upoštevanjem ves čas konstantnega koeficienta izkoristka agregata:

$$c = \frac{N_{nom}}{Q_{inst} \cdot H_{nom}} \quad \dots\dots\dots 36$$

- V primeru ko se vodilnik – sledeč pogoju zagotavljanja konstantne moči – popolnoma odpre, moč pa zaradi konstantnega padca ni dosežena, je pretok skozi turbine določen z enačbo:

$$Q_{turb} = A_{100\%} \cdot \sqrt{H_{turb}} \quad \dots\dots\dots 37$$

- Vrednost največjega odprtja vodilnika $A_{100\%}$ določata nominalni neto padec in inštalirani pretok po enačbi:

$$A_{100\%} = \frac{Q_{inst}}{\sqrt{H_{nom}}} \quad \dots\dots\dots 38$$

Ker so v računu potrebne samo relativne vrednosti odprtja vodilnika, sta v vrednosti $A_{100\%}$ zajeta tudi faktor $\sqrt{2g}$ ter koeficijent pretoka μ ; slednji je privzet kot konstanten za vsa odprtja.

V primeru večjega neto padca od H_{nom} je pretok pri največjem odprtju vodilnika večji od Q_{inst} , v primeru manjšega neto padca od H_{nom} pa je tudi pretok manjši od instaliranega.

5.2.3 Kriterij za določitev maksimalne in minimalne gladine v vodostanu

Maksimalna gladina v vodostanu je določena kot največja dosežena gladina pri zapiranju pri upoštevanju najslabših možnih pogojev. Pri določanju maksimalne gladine je upoštevana majhna hrapavost dovodnega rova, ter nivo vode v zgornjem bazenu na najvišji možni koti. Najvišji nivo se lahko doseže šele po večkratnih ciklih odpiranja in zapiranja. Podobno velja za maksimalen padec gladine, le da je v tem primeru v izračunu upoštevana velika hrapavost, nivo vode v bazenu pa je na najnižji možni koti.

5.3 Podatki

- instaliran pretok Q_{inst} 15 m³/s.
- maksimalna delovna kota zgornje vode.....545,00 m n.m.
- minimalna delovna kota zgornje vode.....530,00 m n.m.
- maksimalna kota spodnje vode.....337,30 m n.m.
- vsota pričakovanih izgub.....13,82 m.
- minimalni bruto padec (530 m – 337,3 m).....192,7 m.
- minimalni oz. nominalni neto padec H_{nom}178,88 m.
- maksimalna moč N_{max}25,5 MW.

- nominalna moč N_{nom}24,45 MW.
- instalirana moč N_{inst}23,18 MW.
- koeficient izkoristka elektrarne c ($24,45/(15 \cdot 178,88)$).....0,009112.
- presek vodilnika pri maksimalnem odprtju $A_{100\%}$1,13 m².
- maksimalna hrapavost dovodnega tunela $n_g(\lambda)$0,016 $sm^{-\frac{1}{3}}$ (0,024).
- minimalna hrapavost dovodnega tunela $n_g(\lambda)$0,012 $sm^{-\frac{1}{3}}$ (0,013).

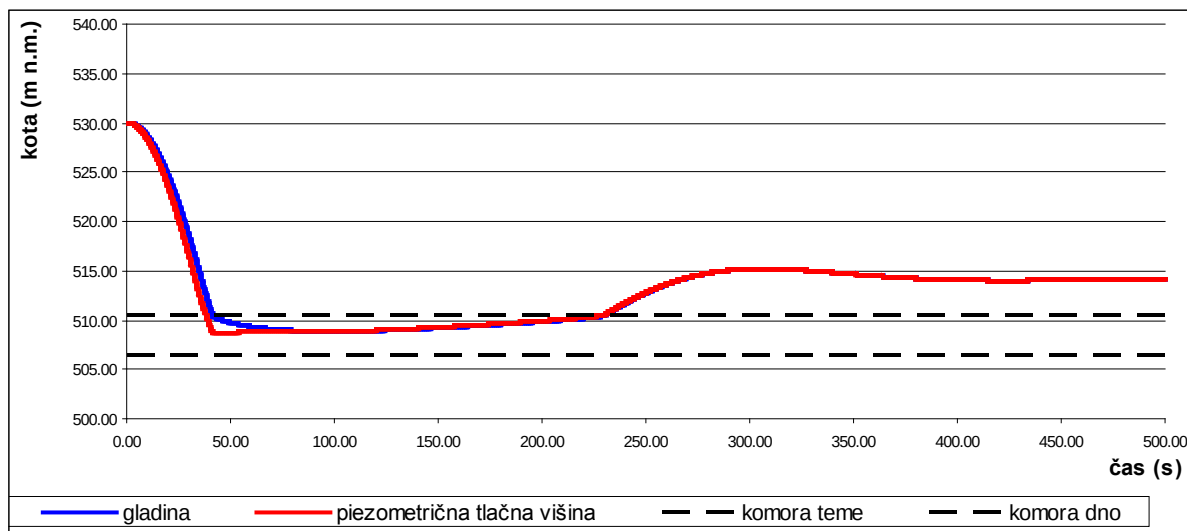
5.4 Analiza masnega nihanja v vodostanu

V 4. poglavju je z namenom testiranja programa predstavljeno nihanje vodostana za primer, ko bi instalirani pretok ostal med obratovanjem elektrarne konstanten. V sledečih podpoglavjih pa je pretok skozi turbino pogojen z doseganjem maksimalne moči.

5.4.1 Linearno odpiranje vodilnika do maksimalne moči

Kota jezera v tem primeru je na 530 m n.m., hrapavost pa upoštevana z n_g 0,016 $sm^{-\frac{1}{3}}$. Dejansko hrapavost, ki bo nastopila v dovodnem rovu je praktično nemogoče točno določiti, a lahko z gotovostjo rečemo, da bo nižja od 0,016, tako da smo z izračunom v tem primeru na varni strani.

Na grafu 5.1 je z modro barvo prikazano nihanje gladine v vodostanu, z rdečo barvo pa časovno spreminjanje tlačne višine pod dušilko. Ta je odvisna od dušilke in sicer večje kot so izgube na dušilki, nižja je tlačna črta pri odpiranju. V tem primeru so izgube na dušilki takšne, kot so bile določene v poglavju 4. Tlaki pod dušilko so dokaj konstantni, torej je dušenje dušilke ravno pravšnje.

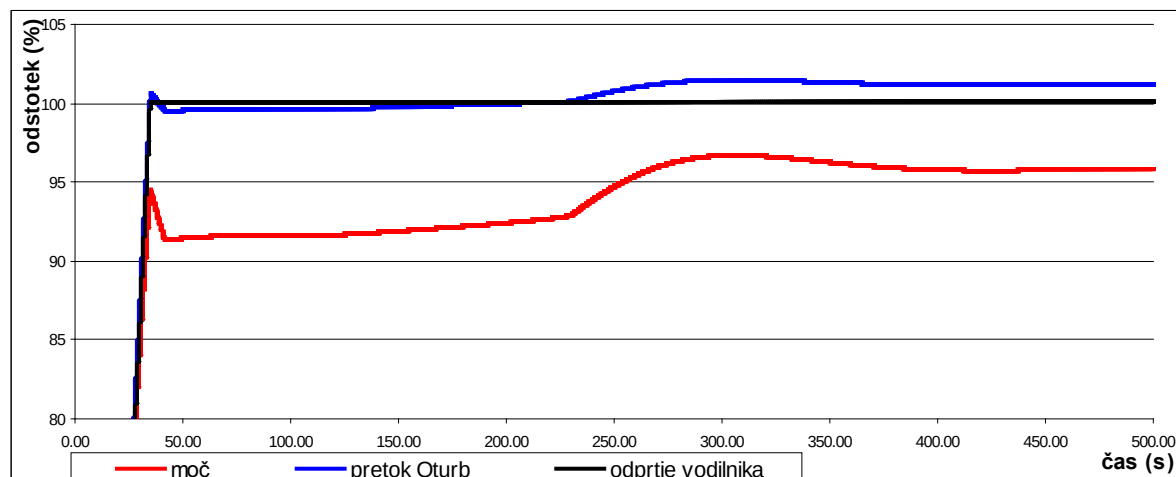


Graf 5.1: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne višine pod dušilko pri polnem odprtju

Črtkani črni črti predstavljata spodnjo vodostansko komoro. Krivulja gladin je na območju spodnje komore položnejša, kar je posledica večjega preseka vodostana. Najnižji nivo gladine v tem primeru znaša 508,89 m n.m.

Graf 5.2 prikazuje časovno spreminjanje moči in pretoka skozi turbine. Črna črta predstavlja odprtje vodilnika, ki preide v 35 sekundah na 100% odprtje in ostane med obratovanjem ves čas polno odprt. 100% predstavlja pri moči maksimalno moč, pri vodilniku maksimalno odprtje in pri pretoku instaliran pretok.

Moč in pretok nihata glede na tlak pod dušilko, ker sta nanj neposredno vezana. Med obratovanjem moč ne naraste na maksimalno moč. To je posledica nizkega nivoja gladine vode v zgornjem bazenu in velikih trenjskih izgub v dovodnem rov ter posledično majhne tlačne višine na turbini.

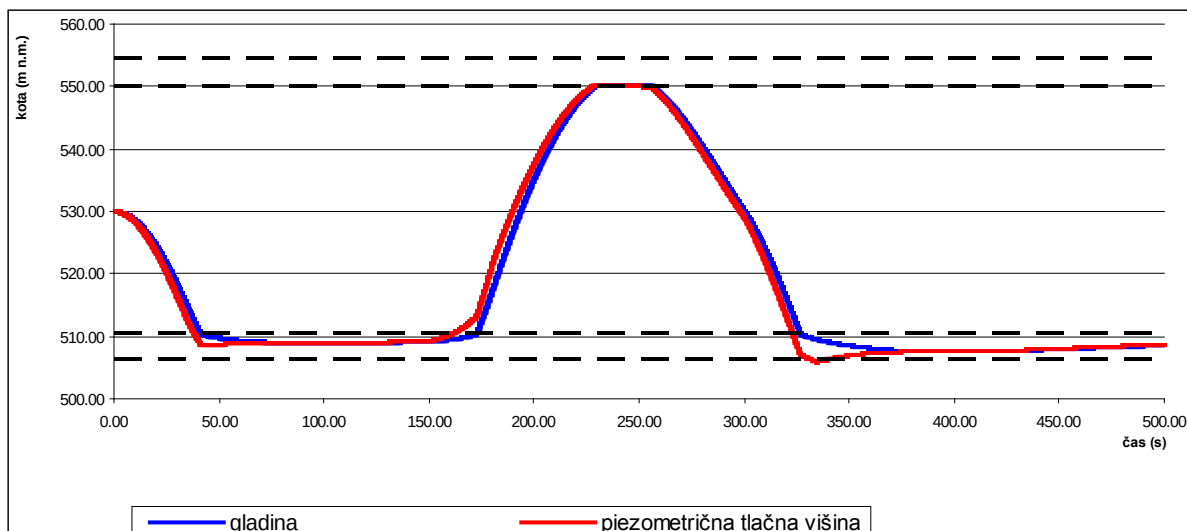


Graf 5.2: Časovno spreminjanje moči in pretoka skozi turbine

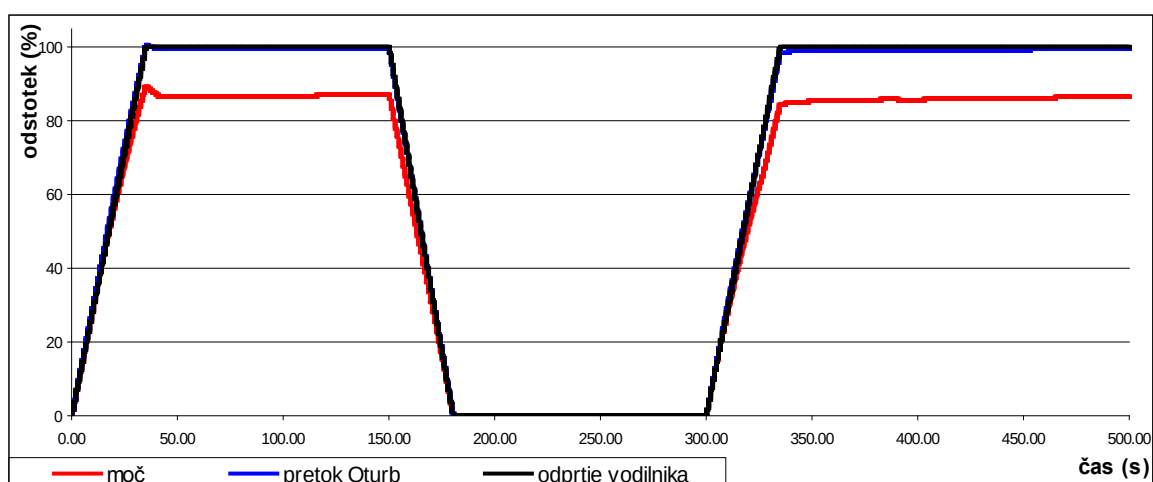
Na ordinati v zgornjem grafu so prikazane le vrednosti med 80 in 105%, da je natančneje vidno, kako količine spreminjajo svoje vrednosti. Presenetljivo je, da pretok v določenem trenutku preseže inštaliran pretok.

5.4.2 Določanje maksimalnega padca gladine brez upoštevanja čakalnega časa

V tem primeru se vodilnik podobno, kot pri prejšnem primeru maksimalno odpre, nato v zelo neugodnem trenutku nastopi linearno zapiranje in spet v zelo neugodnem trenutku nastopi odpiranje. Nivo vode v bazenu in hrapavost ostaneta nespremenjena. Iz grafa 5.3 je razvidno, da pri ponovnem odpiranju gladina zaniha nižje kot pri prejšnem primeru. Gladina zaniha na koto 507,52 m n.m., kar pomeni, da je gladina le 1,02 m nad dnom komore. Tako nizka gladina vode v vodostanu pa pomeni nevarnost tvorbe vrtinca, ki bi skozi dušilko potegnil zrak v tlačni cevovod. Do tega seveda v nobenem primeru ne sme priti.



Graf 5.3: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne črte pod dušilko pri zaporednih manevrih odpiranja in zapiranja



Graf 5.4: Časovno spreminjanje moči in pretoka skozi turbine

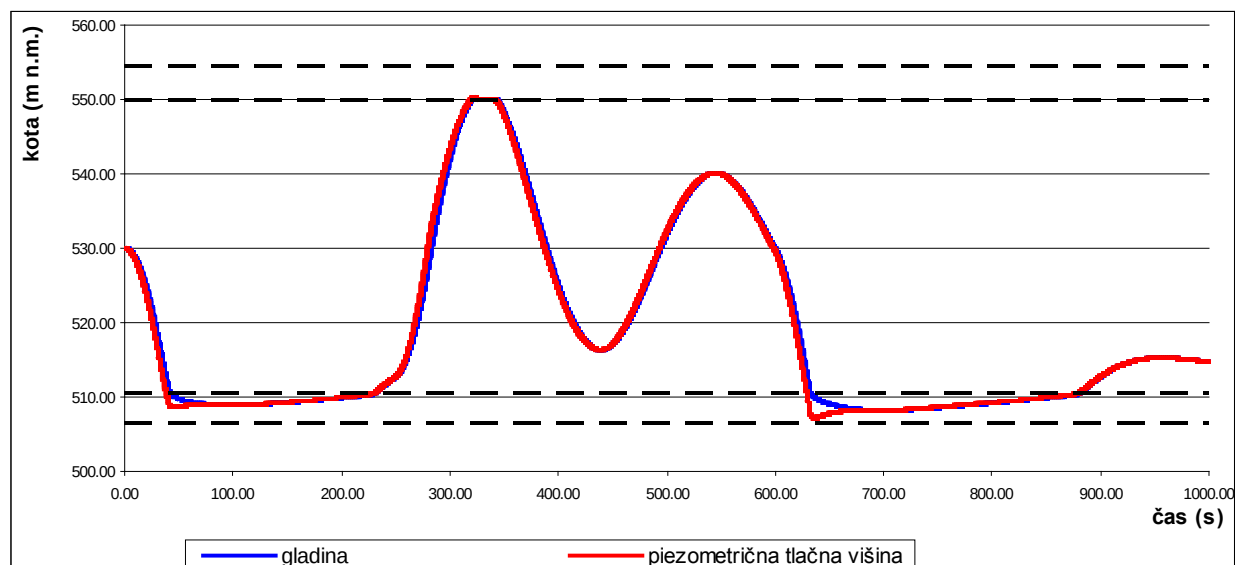
Tako nizkemu nivoju vodne gladine v vodostanu se lahko izognemo na več načinov. Lahko bi na primer povečali izgube na dušilki, vendar to ne bi bila optimalna rešitev, ker tlak pod dušilko ne bi bil več tako konstanten, kot je v tem primeru. Rešitev, ki se tako ponuja, je uvedba točno določenega čakalnega časa, pri kateremu ne pride do rizičnega padca gladine.

5.4.3 Določanje maksimalnega padca gladine ob upoštevanju čakalnega časa 250 sekund

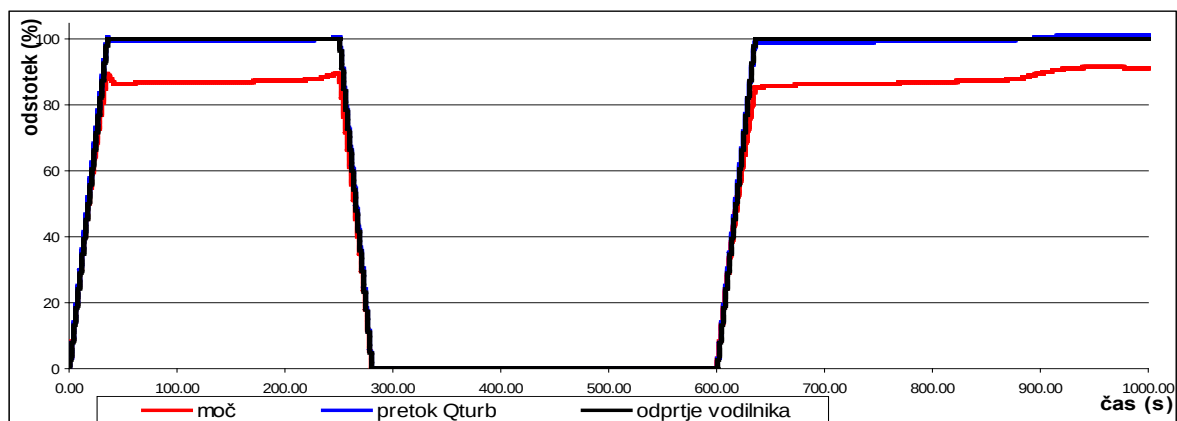
Graf 5.5 prikazuje zaporedne manevre odpiranja in zapiranja ob upoštevanju čakalnega časa. V tem primeru je bilo ugotovljeno, da je optimalni čakalni čas 250 sekund. V splošnem je potrebno čakalni čas zmanjšati na minimum, kar je bilo tudi storjeno.

Kljub nihajnemu času pade nivo gladine v drugem ciklu odpiranja na koto 508,17 m n.m., kar je 1,67 m nad dnom vodostanske komore. Verjetnost nastanka vrtinca je v tem primeru manjša.

Narejena sta bila le dva manevra odpiranja. Izkaže se, da gladina vode pade na najnižji nivo že v drugem manevru. Minimalni nivoji gladin se ne bi bistveno razlikovali tudi pri povečanju števila manevrov.

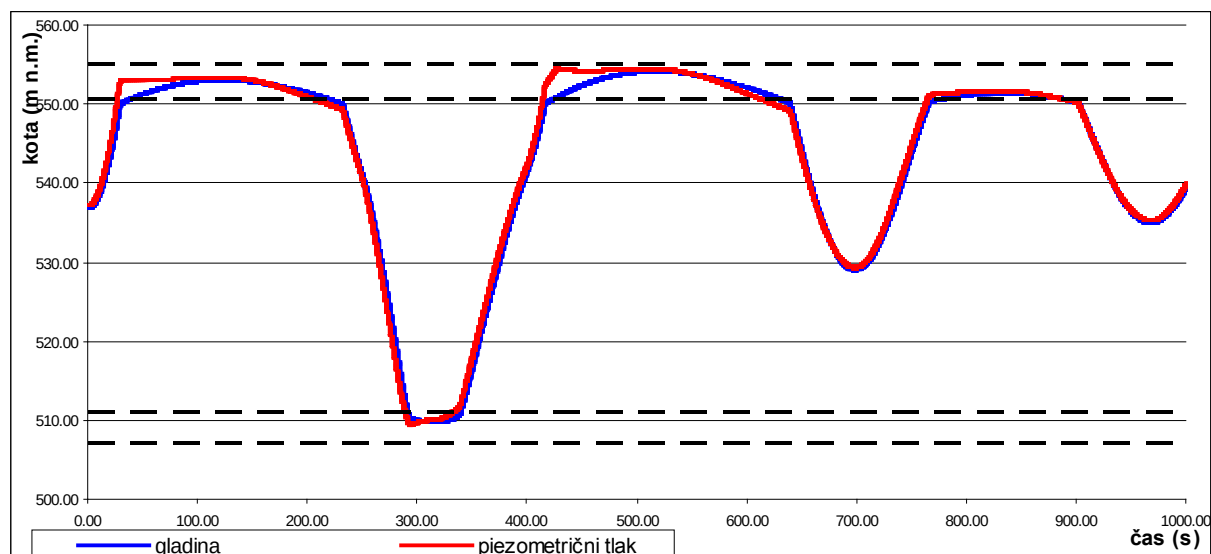


Graf 5.5: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne višine pod dušilko ob upoštevanju čakalnega časa



Graf 5.6: Časovno spreminjanje moči in pretoka skozi turbine

5.4.4 Določanje maksimalnega dviga gladine brez upoštevanju čakalnega časa

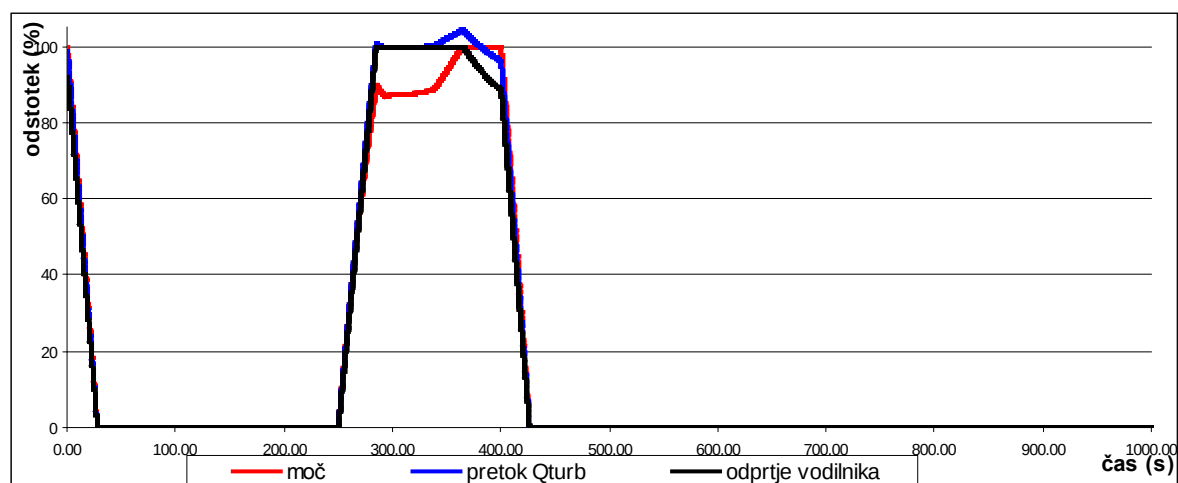


Graf 5.7: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne višine pod dušilko pri zaporednih manevrih odpiranja in zapiranja

V tem primeru se je določalo maksimalni dvig vodne gladine, zato je bila uporabljena majhna hrapavost ($n_g = 0,012 \text{ sm}^{-\frac{1}{3}}$) in gladina vode v zgornjem bazenu 545 m n.m. Vodilnik se na začetku zapre linearno, nato v 250. sekundi linearno odpre na maksimalno moč in spet v 400. sekundi linearno zapre.

Pri prvem manevru zapiranja se gladina povzpne na koto 553,02 m n.m., to je 1,48 m pod temenom zgornje vodostanske komore. V drugem manevru zapiranja zaniha nivo vode do kote 553,96 m n.m., to je 0,54 m pod temenom komore. Višina v nobenem primeru ne sme preseči kote 554,5 m n.m. ki predstavlja teme vodostanske komore.

Ker se gladina pri drugem manevru zapiranja rizično približa temenu komore, se bo pri manevrih odpiranja in zapiranja upošteval prav tako čakalni čas 250 sekund.

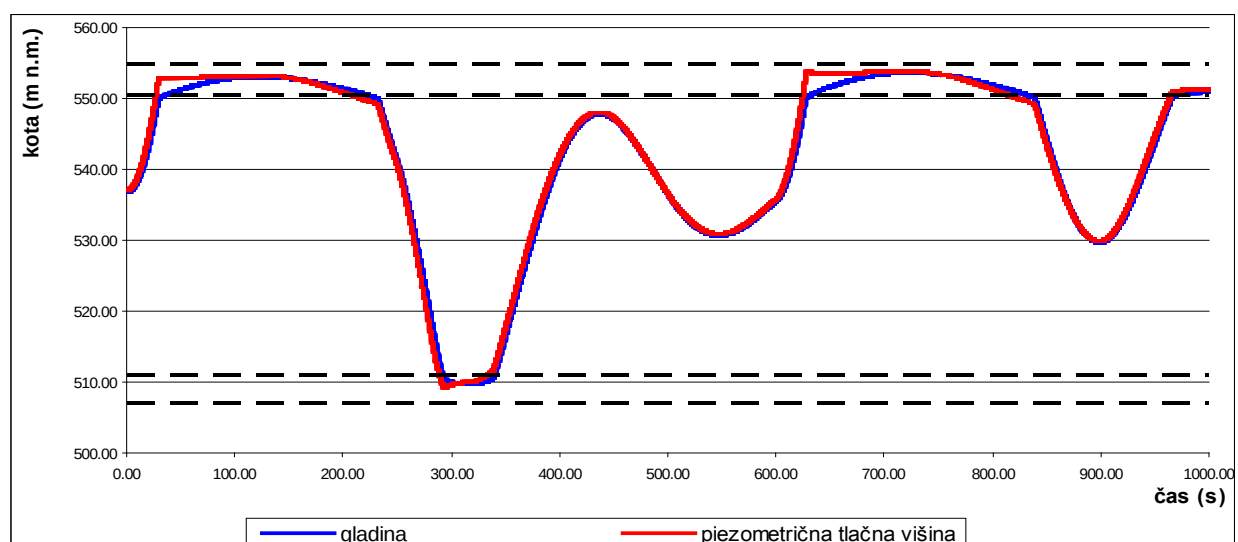


Graf 5.8: Časovno spreminjanje moči in pretoka skozi turbine

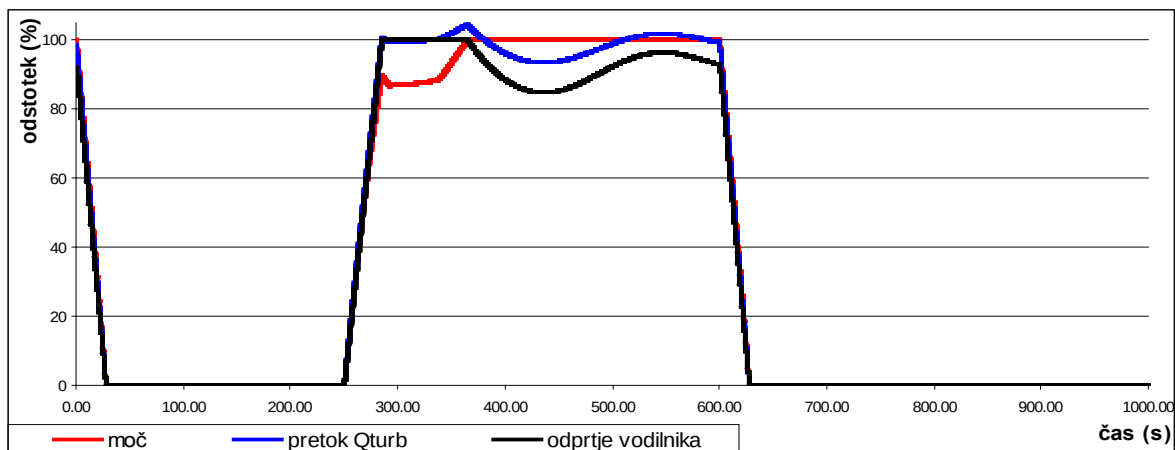
Iz grafa 5.7 je razvidno, da moč doseže maksimum. Pretok se v določenem trenutku povzpne nad instalirano vrednost. Pri povečanju tlačne višine na turbini se začne vodilnik pripirati in omejevati pretok, tako da pade ponovno pod instalirano vrednost.

5.4.5 Določanje maksimalnega dviga gladine ob upoštevanju čakalnega časa 250 sekund

Pogoji ostajajo v tem primeru, glede na primer iz prejšnjega podpoglavja, nespremenjeni. Upošteva se le čakalni čas med posameznimi manevri, ki znaša 250 sekund. V grafu nihanja gladin se spremeni le maksimalna gladina, ki znaša v tem primeru 553,43 m n.m. Maksimalni dvig vodne gladine v vodostanu se lahko omeji tudi s povečanjem izgub na dušilki. Vendar bo dušilka ostala nespremenjena, ker je to varianta vodostana predlagana s strani projektanta. To so dejanska nihanja vodnih mas za primer vodostana, ki je bil podan s strani IBE- ja (HE Učja – Idejne zasnove z elementi idejnega projekta, st pr IKUC-A700/051A, januar 2007, delovna verzija).



Graf 5.9: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne črte pod dušilko ob upoštevanju čakalnega časa



Graf 5.10: Časovno spreminjanje moči in pretoka skozi turbine

6 Hidravlični izračun vodostana HE Učja s prelivom

Vodostan s pelivom je varianta, ki smo jo zasnovali in dimenzionirali ter jo ravno tako kot v prejšnjem primeru hidravlično preračunali. Varianta s prelivom za razliko od prejšnje nima zgornje komore. Voda, ki pri nihanju doseže višje nivoje kot je nivo preliva, se prelije v povezovalni kanal, kateri povezuje preliv z potokom. Preko struge potoka preide vsa prelita voda v strugo reke Učje. V tem poglavju so bile tudi preračunane maksimalne globine v povezovalnem kanalu ter obremenitve dna in brežin kanala. Struga potoka je bila vizuelno ocenjena, da je sposobna prevajati maksimalne pretoke.

Pri tej varianti vodostana je ostala nespremenjena spodnja komora, za katero je bilo ugotovljeno, da pri odpiranju ustrezno dodaja vodno maso v tlačni cevovod, ob enem pa ne pride do prenizke gladine in s tem povezane tvorbe vrtinca. Dušilka v tem primeru ne bo ostala simetrična in bo imela različne izgube za dotok v vodostan in za iztok. Pri iztoku bodo izgube na dušilki v primerjavi s prejšnjim primerom ostale nespremenjene, povečane pa bodo pri dotoku, da gladina pri nihanju ne bo dosegla previsokega nivoja.

Nespremenjen ostaja tudi vodostanski jašek, saj je bilo v prejšnjem poglavju pokazano, da zadosti Thomovemu kriteriju stabilnosti, zato ga ne bi bilo smotrno spreminjati. Za omenjeni vodostan torej ni potrebna analiza odpiranja vodilnika in s tem doseganja največjih padcev gladine, saj je bilo vse to storjeno že v prejšnjem poglavju. Tokrat se bomo posvetili zapiranju vodilnika in sicer ob različnih kotah vodne gladine v zgornjem jezeru. Znano je, da bo elektrarna obratovala po tedenskem izravnalnem programu, kar pomeni, da se bo nivo vode v zgornjem bazenu med tednom nižal približno linearno med zgornjo in spodnjo koto. Čez vikend, ko je povpraševanje po električni energiji manjše, se bo nivo bazena višal nazaj do zgornje dopustne meje.

6.1 Opis vodostana s prelivom

Kot je bilo že omenjeno, bo ta varianta vodostana prav tako vsebovala spodnjo komoro in vodostanski jašek, ki sta enaka kot v primeru iz poglavja 5. Razlika od prejšnjega vodostana je v tem, da imamo pri predlagani varianti namesto zgornje komore neko vrsto zgornje posode dimenzij 6 x 8 m. Na koncu komore je preliv, preko katerega se voda preliva čez steno debeline 0,4 m. Krona preliva je 3,5 m nad dnom komore. Ko voda doseže krono preliva, se prične prelivati v armirano betonski kanal dolžine 2,5 m. Armirano betonski kanal ima pravokotno korito. Kanal se naprej nadaljuje v korito trapezne oblike, ki ima brežine in dno obdane s skalometom. Skalomet je zaščita proti eroziji, saj ima korito kar 12,8% naklona. Opisani kanal služi za povezavo s potokom, ki leži 73 m stran. Po potoku pride vsa prelita voda do reke Učje. Potrebno je omejiti pristop do kanala in potoka, saj so najvišje prelite vode človeku nevarne. Okrog kanala in potoka se bo postavilo ograjo oziroma zaščitne mreže.

Plato pri zgornji posodi ostaja na istem mestu in na koti 550 m n.m. Spremeni se le oblika platoja. Obe cesti ostajata nespremenjeni. Situacija vodostana je prikazana na prilogi P.6, na pilogi P.7 pa je prikazan vzdolžni prerez vodostana.

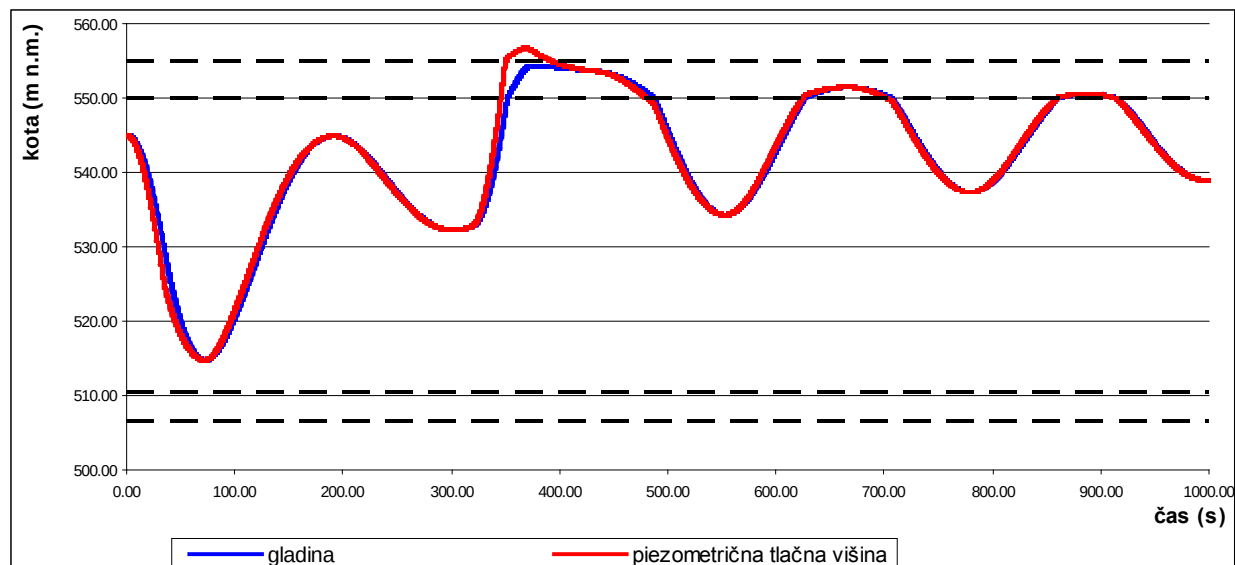
6.2 Analiza masnega nihanja v vodostanu

Program za izračun masnega nihanja ostaja podoben kot pri primeru z zgornjo komoro, le da je v tem primeru zgornja posoda manjših dimenzij in ko pride voda zaradi nihanja v vodostanu do krone preliva, prične program računati s spremenjeno kontinuitetno enačbo (enačba 24). Zato smo koeficientom izgub pri vtekanju v vodostan povečali na 1,90, pri odtekanju iz vodostana pa je koeficient izgub na dušilki ostal enak kot pri prejšnjemu primeru, torej 1,02.

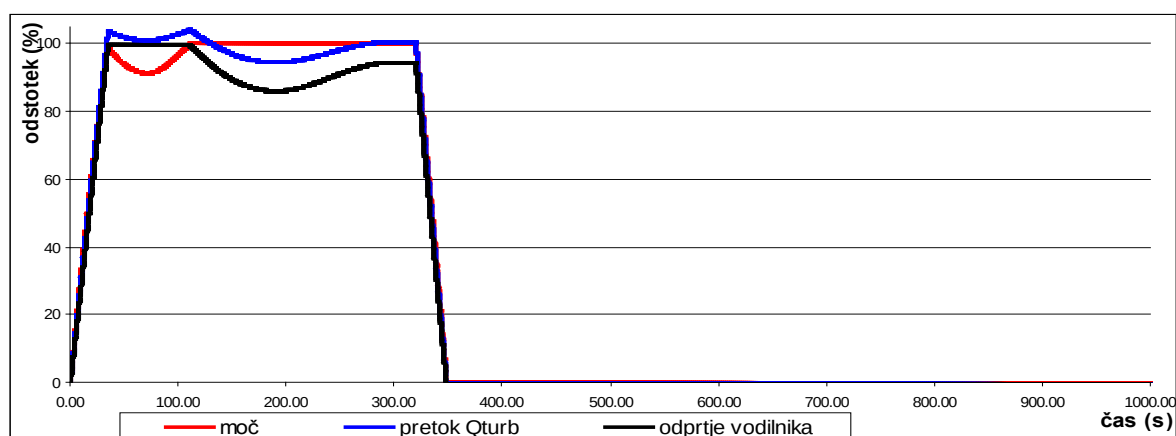
Kot je bilo omenjeno, bo HE Učja obratovala po tedenskem izravnalnem planu. Nivo vode v zgornjem jezeru bo med tednom postopoma padal. V naslednjih podpoglavjih bo analiziran

primer zaprtja vodilnika pri maksimalni možni zgornji gladini ter pri nivoju zgornje vode v ponedeljek in petek.

6.2.1 Zapiranje pri najvišji koti zgornje vode



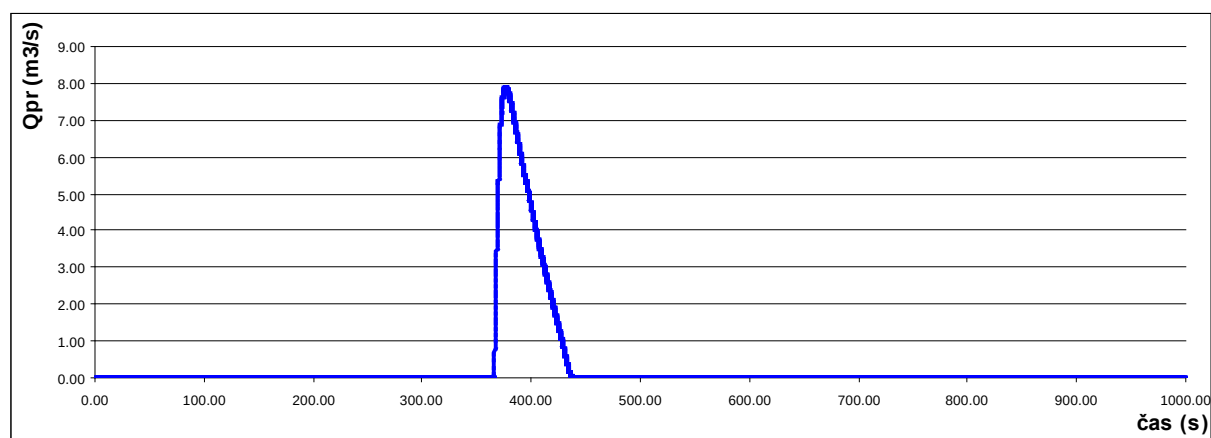
Graf 6.1: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne višine pod dušilko pri koti zgornje vode 545 m n.m.



Graf 6.2: Časovno spreminjanje moči in pretoka skozi turbine

Najprej se vodilnik odpre in elektrarna doseže maksimalno moč. Nato se v 320. sekundi zapre in vodna gladina zaniha do kote 554,28 m n.m. (graf 6.1). Glede na to, da je krona preliva na koti 553,50 m n.m., se določena masa vode prelije preko krone v povezovalni kanal. Na grafu 6.3 je prikazan časovni potek spreminjanja pretoka preko preliva. Ploščina tega grafa predstavlja izgube volumna vode. Ta izgubljeni volumen pomeni tudi izgubo električne energije, saj prelita voda ne gre skozi turbino in ne proizvede željenega električnega toka.

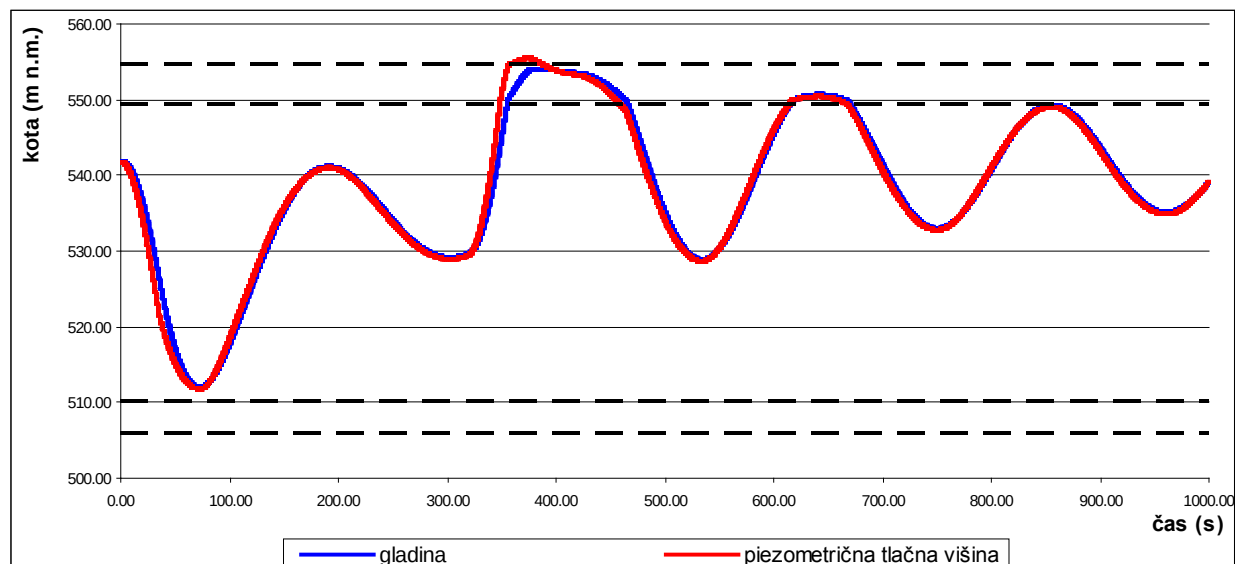
Tlačna višina pod dušilko pri zapiranju narase nekoliko nad vrednost višine vode pri nihanju v vodostanu. To je posledica večjih izgub na dušilki oziroma večjega koeficienta izgub pri vtekanju vode v vodostan. Večji koeficient pri vtoku je bil izbran zato, da gladina ne zaniha previsoko. Tako je izbira večjega koeficienta pri vtekanju upravičena.



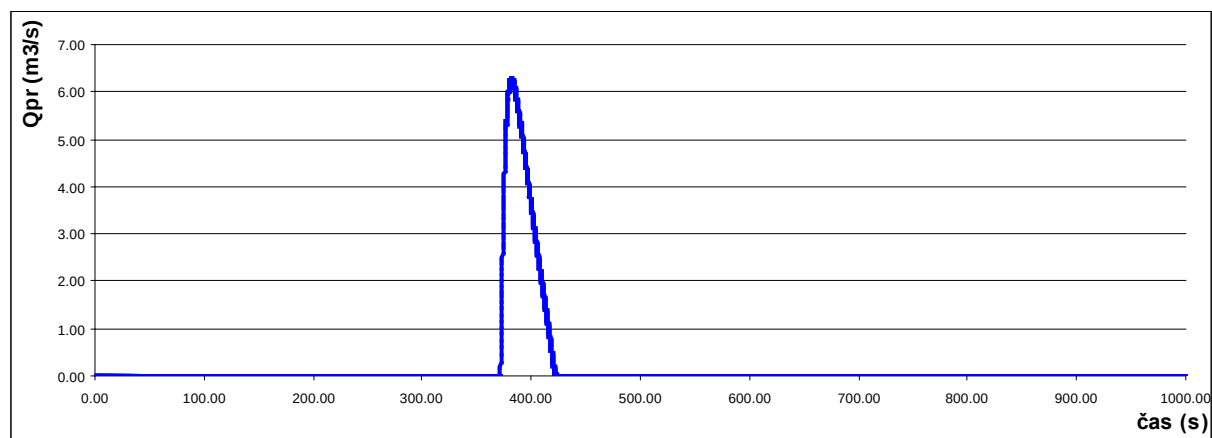
Graf 6.3: Časovno spreminjanje pretoka preko preliva

6.2.2 Zapiranje pri koti zgornje vode 542,00 m n.m.

V tem primeru je bil analiziran primer zapiranja pri koti zgornje vode 542 m n.m. Ta nivo predstavlja nivo vode po obratovanju elektrarne v ponedeljek. Grafa nihanja vodne gladine in tlačne višine pod dušilko se le malenkostno razlikujeta od grafa nihanja pri maksimalni koti zgornje vode. Razlika je razvidna pri maksimalnem pretoku, ki znaša v tem primeru $6,28 \text{ m}^3/\text{s}$.

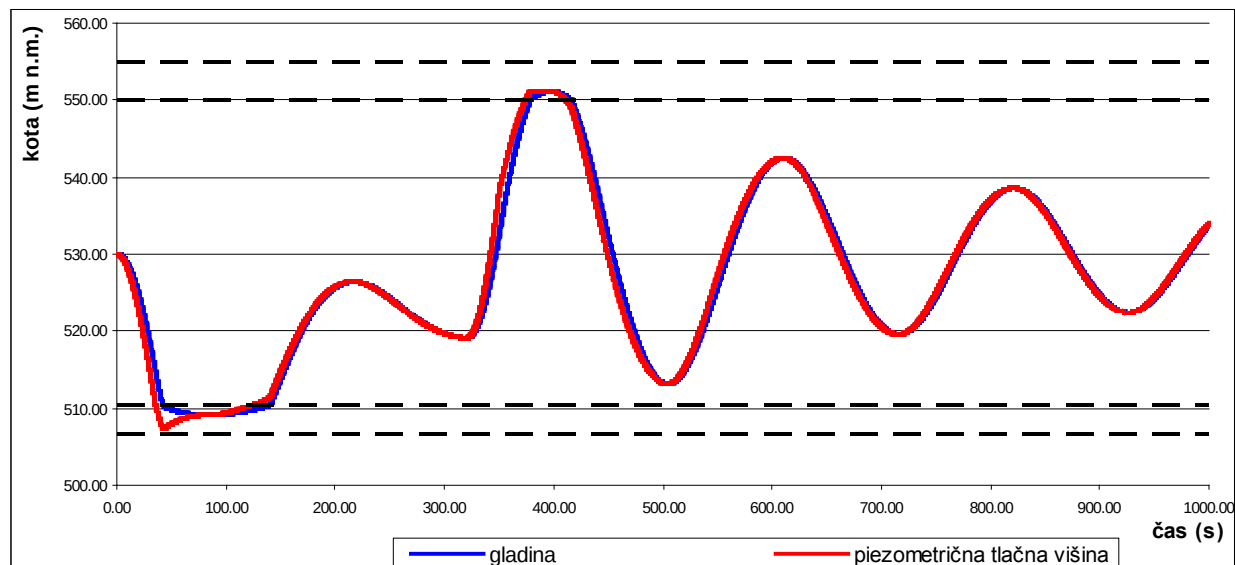


Graf 6.4: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne višine pod dušilko pri koti zgornje vode 542 m n.m.

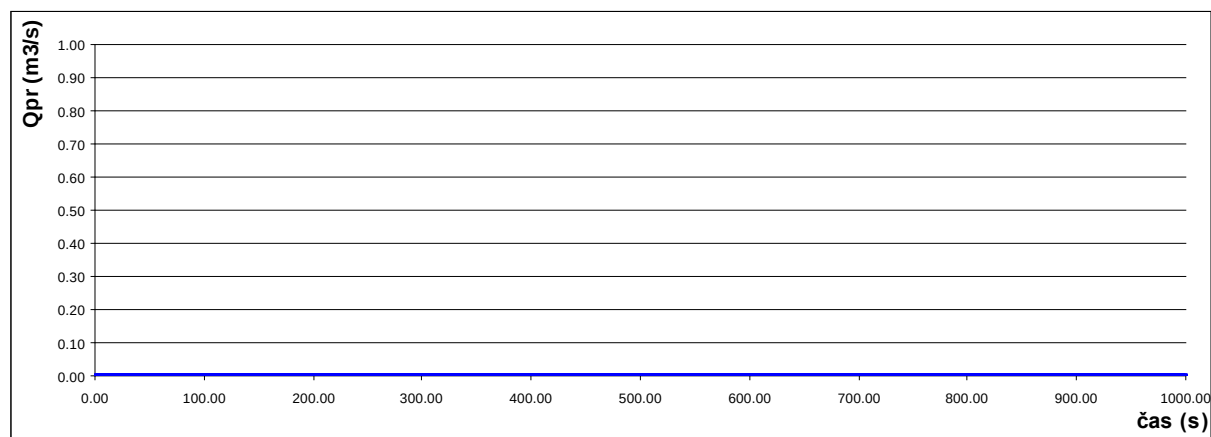


Graf 6.5: Časovno spreminjanje pretoka preko preliva

6.2.3 Zapiranje pri koti zgornje vode na 530 m n.m.



Graf 6.6: Masno nihanje v vodostanu in nihanje tlačne višine pod dušilko pri koti zgornje vode 530 m n.m.



Graf 6.7: Časovno spreminjanje pretoka preko preliva

Do zapiranja pride v 320. sekundi. V tem primeru voda pri nihanju ne doseže tako visokega nivoja kot v prejšnem primeru. Gladina vode zaniha na koto 551,12 m n.m., kar pomeni, da ne

doseže krone preliva, voda se ne prelije preko preliva v povezovalni kanal. To je razvidno tudi iz grafa 6.7, saj je pretok preko preliva konstantno nič.

6.2.4 Preliti volumni vode pri različnih kotah zgornje vode

Pri kasnejših ekonomskih pesojah, glede smotrnosti posameznega vodostana bomo uporabili preglednico 6.1, prelitih količin vode.

Preglednica 6.1: Maksimalna kota gladine, prelití maksimalni pretok in volumen prelite vode pri različnih nivojih zgornje vode in pri zapiranju vodilnika

Kota vodne gladine v zgornjem bazenu (m n.m.)	Čas prelivanja (s)	Maksimalna dosežena gladina vode v vodostanu (m n.m.)	Maksimalni pretok pri prelivanju (m^3/s)	Celoten prelití volumen (m^3)
545	73.1	554.29	7.89	287.76
542	52.5	554.17	6.28	175.56
539	36.9	554.01	4.37	90.46
537.5	29.1	553.9	3.11	52.1
536	19	553.71	1.41	15.21
533	0	552.48	0	0
530	0	551.12	0	0

Posamezne vrednosti v preglednici so bile izračunane s pomočjo prej omenjenega programa. Kote gladine zgornje vode pa so gladine vode po posameznih delovnih dneh v tednu. Kote gladin po končanem dnevnem obratovanju elektrarne torej, saj je bilo že omenjeno, da ima elektrarna tedenski režim dela in s tem vsak dan v tednu različne nivoje zgornje vode. Kota 545 m n.m. pa predstavlja zapiranje vodilnika pri izpadu generatorja iz omrežja pri tej koti.

6.3 Kontrola pretočnosti in stabilnosti povezovalnega kanala

Povezovalni kanal je kanal, ki povezuje vodostan oziroma preliv s potokom. Kanal je trapezne oblike. Brežine so izkopane v naklonu 2:1 ter obložene s skalometom. Ravno tako je s skalometom obloženo dno kanala, ki je 6,0 m široko (priloga P.6). Skalomet služi kot zaščita proti eroziji pri maksimalnem možnem pretoku, ki nastopi pri zapiranju vodilnika pri koti zgornje vode 545 m n.m. Iz preglednice 6.1 je razvidno, da znaša maksimalni pretok 7,89 m³/s. Za maksimalni pretok je potrebno preveriti pretočnost celotnega kanala.

Iz situacije in vzdolžnega prereza (prilogi P.6 in P.7) lahko razberemo, da nastopi kritični prerez pri stacionaži 16,12 m. Na tem mestu je višina desnega brega le 0,96 m. Potrebno je preveriti višino vodne gladine na tem mestu.

Najprej je potrebno določiti približen koeficient hrapavosti za dano korito. V literaturi je podan n_g za grobi gramoz, ki znaša 0,028 sm^{-1/3}. Glede na to, da se bo korito s časom zaraslo z vegetacijo, je potrebno prišteti n_g 0,025 kot posledico vegetacije. Stopnja hrapavosti omočenega oboda je srednja, zato prištejemo še 0,010. Skupni Manningov koeficient je tako 0,058.

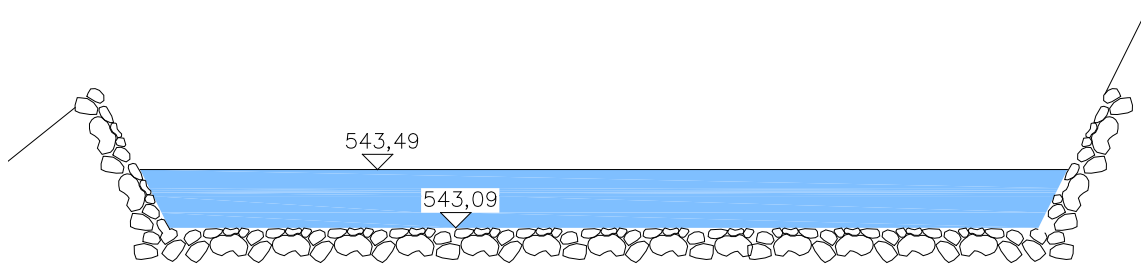
$$Q = \frac{1}{n_g} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I_o^{\frac{1}{2}} \quad \text{.....36}$$

Višino vodne gladine v kanalu smo preračunali z Manningovo enačbo (enačba 36). Gladina vode v kritičnem preseku doseže nivo 40 cm nad dnom, kar je 56 cm manj kot je višina desnega brega. Torej ni nevarnosti prelitja vode preko desnega brega.

$$\theta_{brežine} = \frac{0,77h_{\max} I}{1,65D_{zrna}} \quad \text{.....37}$$

$$\theta_{dna} = \frac{0,98h_{\max} I}{1,65D_{zrna}} \quad \text{.....38}$$

Povezovalni kanal je z 12,8 % padcem zelo strm, zato je nevarnost poškodbe skalometa velika. Froude-ovo število za podani profil kanala je 1,58, kar pomeni, da nastopi deroči tok. Po enačbi 37 in 38 smo preračunali še brezdimenzijsko strižno silo θ in jo primerjali s θ_{cr} . Izkaže se, da je primeren premer skal, ki se bodo vgrajevale v dno 70 cm, v brežino pa 50 cm.



Slika 6.1: Kritični prerez povezovalnega kanala pri maksimalnem prelivanju vodostana

7 Stroškovna analiza obeh variant vodostanov

Glede na to, da sta bili hidravlično analizirani dve varianti vodostanov, se sedaj postavlja vprašanje, katera je glede na stroške izgradnje in proizvedene električne energije optimalnejša. Stroškovna analiza je bila narejena le glede na stroške izgradnje zgornje komore in posode. Kot je bilo že v prejšnjih poglavjih opredeljeno, ostajata pri obeh vodostanih spodnja komora ter vodostanski jašek povsem enaka. Tako se ni določala cena izgradnje celotnega vodostana, temveč le dela, ki sta pri posameznem primeru različna. Pri vodostanu s prelivom je potrebno vključiti v analizo tudi izgradnjo povezovalnega kanala ter izgube pri proizvodnji električne energije zaradi prelite vode.

V prilogi P.9 so prikazani stroški posameznih gradbenih del za izgradnjo zgornje vodostanske komore pri varianti vodostana, ki jo je predlagal projektant. Cene posameznih del na komori smo povzeli iz ponudbe izvajalca za izgradnjo vodostana pri ČHE Avče. Celotna izgradnja vodostanske komore je izvrednotena na 83.651 EUR. To je cena skupaj s čiščenjem terena, izkopi, betoniranjem in zasipavanjem.

Cena gradbenih del za izgradnjo zgornje posode pri vodostanu s prelivom je 17.914,41 EUR (priloga P.10), za izgradnjo povezovalnega kanala pa 15.295 EUR (priloga P.11). Celotna investicija v zgornji del vodostana s prelivom bi bila torej 33.210 EUR. Torej je izgradnja vodostana s prelivom kar za 50.441 EUR cenejša od vodostana z zgornjo komoro. Vendar je potrebno upoštevati pri vodostanu s prelivom še izgube vode in s tem povezane izgube pri proizvodnji električne energije, kar vsekakor vpliva na ekonomsko presojo.

Za približen izračun izgub volumna vode se predvideva, da bo imela elektrarna med tednom približno dve konici dnevno, med vikendom pa le eno. Za izgube med tednom se sešteje prelite volumne pri višinah zgornje vode 542, 539, 536, 533 in 530 m n.m. (tabela 6.1). Dobljeno vsoto množimo z dve , ker nastopata med tednom dve konici dnevno in dobimo prelit volumen med tednom, ki znaša 562,46 m³. Za vikend pa nastopa le ena konica dnevno in prelit volumen je

227,66 m³. Vsota obeh volumnov znaša 790,12 m³ in predstavlja volumen prelite vode v enem tednu obratovanja elektrarne. Delovna doba elektrarne je 50 let, zato nas zanima volumen prelite vode v tem obdobju. Če tedenski volumen pomnožimo z 2607,14 tednov, dobimo volumen 2,06 mio m³, ki predstavlja volumen prelite vode v 50 letih. Instalirani pretok je 15 m³/s, torej bi prelitni volumen potreboval 38,15 ur za prehod skozi turbino. Maksimalna moč elektrarne je 25,5 MW, kar pomeni, da bi z izgubljenim volumenom preko preliva pridelali 972,78 MWh. HE Učja bo delovala le v vršnih konicah, kar pomeni, da je takrat najdražja cena električne energije in stane MWh povprečno 100 EUR. V življenjski dobi elektrarne se s prelito vodo pridela 97.279 EUR denarne izgube.

Kljub temu, da je izgradnja vodostana s prelivom bistveno cenejša, se v končni fazi izkaže, da so izgube glede na življenjsko dobo elektrarne drage in se glede ekonomskega vidika bolj izplača varianta vodostana z zgornjo komoro.

8 Zaključek

V diplomski nalogi smo naredili hidravlično analizo dveh variant vodostana za HE Učja in sicer vodostana z zgornjo komoro in vodostana s prelivom. Za oba tipa vodostanov smo preračunali masna nihanja vodne gladine med zapiranjem in odpiranjem vodilnika pri različnih nivojih zgornje vode. Oba vodostana imata popolnoma enako spodnjo komoro, pri kateri se je pokazalo, da pri odpiranju vodilnikovih lopatic zadovoljivo dodaja vodno maso v tlačni cevovod. Pod dušilko se ne tvorijo podtlaki in s tem tudi ne prihaja do podtlačne obremenitve cevovoda. Pri iztekanju ima dušilka v obeh primerih enake iztočne izgube. Najnižja dosežena gladina v spodnji komori je varno nad dnom spodnje vodostanske komore in ne povzroča nevarnosti tvorbe vrtinca in s tem povezanim vsrkavanjem zraka v tlačni cevovod. Pri vtekanju v cevovod deluje dušilka v primeru s prelivom nesimetrično, kar pomeni, da ima nekoliko večje izgube na vtekanju vode v vodostan. Dušilko bi bilo potrebno še analizirati na fizičnem modelu, da se ugotovi, katera oblika dušilke ima take izgube, kot so nastopale pri preračunu masnega nihanja. Na fizičnem modelu se lahko tudi dokaže, da ne pride do tvorbe vrtinca, kajti v nasprotnem primeru je potrebno uvesti določene ukrepe. Tak ukrep so lahko tudi pasovne stene, narejene tik pred dušilko, ki preprečijo rotacijo vodnega toka.

Pri zapiranju vodilnika je bilo ugotovljeno, da je pri varianti z zgornjo komoro najvišja gladina pri nihanju še vedno varno pod temenom zgornje vodostanske komore. Pri vodostanu s prelivom pa zaradi nihanja najvišje kote gladine presežejo koto preliva, kot posledica tega pa pride do izgube določenega volumna vode. Preliti volumen smo upoštevali pri ekonomski presoji obeh variant, saj to pomeni izgubo pri proizvodnji električne energije in s tem povezanega denarnega prihodka od prodaje elektrike. Te izgube prelite vode so za naš primer elektrarne prevelike in izkaže se, da izbira vodostana s prelivom ne bi bila ekonomična. Problem je namreč v tem, da se akumulacijske hidroelektrarne, kot je načrtovana HE Učja uporablja le za obratovanje v konicah. Električna energija proizvedena v konicah, pa je seveda cenovno že danes draga in bo v prihodnosti verjetno še bolj, tako da si nemoremo privoščiti prevelikih izgub vode.

V diplomski nalogi smo obravnavali delovanje derivacijskega sistema hidroelektrarne in ugotovil sem, da ne deluje vsak objekt hidroelektrarne zase, temveč delujejo kot celota. Glavno vlogo pri vsem skupaj odigra vodostan, ki po potrebi dodaja ali sprejema vodno maso, pri tem pa gladina vode v vodostanu niha. S tem uravnava tlake in podtlake v dovodnem rovu in tlačnem cevovodu. Masnim nihanjem se prilagaja poseben avtomatski regulator, ki pripira ali odpira predturbinske vodilnikove lopatice, da čim bolj optimalno dosežemo maksimalno moč agregata. Pretok skozi turbine je v fazi nihanja gladine v vodostanu nestalen, ker se prilagaja spremenljivi tlačni višini na turbini. Pri prihodnjem delu bi bilo za povečanje natančnosti izračunov potrebno istočasno obravnavati masna nihanja v vodostanu in pojav vodnega udara v dovodnem rovu. To bi bilo še posebej pomembno pri obravnavi diferencialnih vodostanov, kjer sta dvig tlaka pod dušilko in dvig gladine v jašku razmeroma hitra.

VIRI

Steinman, F. 1999. Hidravlika. Učbenik. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 281 str.

Rajar, R. 1980. Hidravlika nestalnega toka. Učbenik. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 279 str.

Hidravlična presoja vodostana HE Plave II. 2000. Poročilo. Ljubljana, Inštitut za hidravlične raziskave: 26 str.

Hidravlična modelna raziskava vodostanov HE Plave II in HE Doblar II. 2001. Poročilo. Ljubljana, Inštitut za hidravlične raziskave: 52 str.

Ivetić, M.V. 1996. Računska hidraulika: Tečenje u cevima, Učbenik. Beograd, GF Beograd: 305 str.

Ponudbeni predračun (Zvezek VIII): Lot A2 - Glavna gradbana dela. 2005. Nova Gorica, Primorje: 287 str.

Idejne zasnove z elementi idejnega projekta: St pr IKUC-A700/051A. 2007 - Delovna verzija. Ljubljana, IBE: 35 str.

Preračun posledic porušitve pregrade HE Učja. 1990: ARHIV LMTe: d-390, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 57 str.

Peroša, B. 1974. Modelna in računska študija šolskega vodostana ter preveritev nekaterih metod za hitro dimenzioniranje vodostanov. Diplomaska naloga, Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG

Zadnik B. 1997. Tehnični slovar za pregrade: Slovensko-angleško-francosko-nemško-špansko-italijansko-portugalski slovar. Ljubljana

Mikoš M. 2000. Urejanje vodotokov. Skripta. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 181 str.

Steinman F. 2004. Hidrotehnika: Vodne zgrade I. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG

PRILOGE