

Ljubodrag M. Savić

**UVOD U
HIDROTEHNIČKE
GRAĐEVINE**

Ovaj materijal pripremljen je za studente Građevinskog i arhitektonskog fakulteta Osijek prema knjizi redovitog profesora dr. Ljubodraga M. Savića s Građevinskog fakulteta Sveučilišta u Beogradu (Uvod u hidrotehničke građevine, izdavač: Građevinski fakultet Univeziteta u Beogradu). Uz dozvolu profesora Savića knjiga je prevedena na latinicu i hrvatski jezik. Propisi, standardi i zakoni vezani uz srpsku regulativu u ovim su materijalima izostavljeni jer nisu relevantni za hrvatske uvjete.

Željko Šreng

I

VODNO GOSPODARSTVO

I.1 OPĆENITO O VODAMA

Zašto se čovjek u tolikoj mjeri bavi vodom? Zašto se razvilo toliko različitih zanimanja vezanih za vodu? Na odgovor upućuje veza čovjeka i vode. Od vode ima mnogo koristi, ali može biti i dosta štete. Voda se proučava da bi se *korist učinila većom, a šteta manjom*.

Koristi od vode su višestruke:

- 1) Voda za domaćinstva (piće, kuhanje, higijena).
- 2) Voda za industriju.
- 3) Voda za navodnjavanje.
- 4) Voda za proizvodnju električne energije.
- 5) Voda kao plovni put.
- 6) Voda kao prostor za rekreaciju.
- 7) Ribarstvo.

Od vode se mora često štiti:

- 1) Obrana od poplava (velikih voda).
- 2) Borba protiv erozije.
- 3) Odvodnjavanje zemljišta.
- 4) Kanaliziranje naselja.

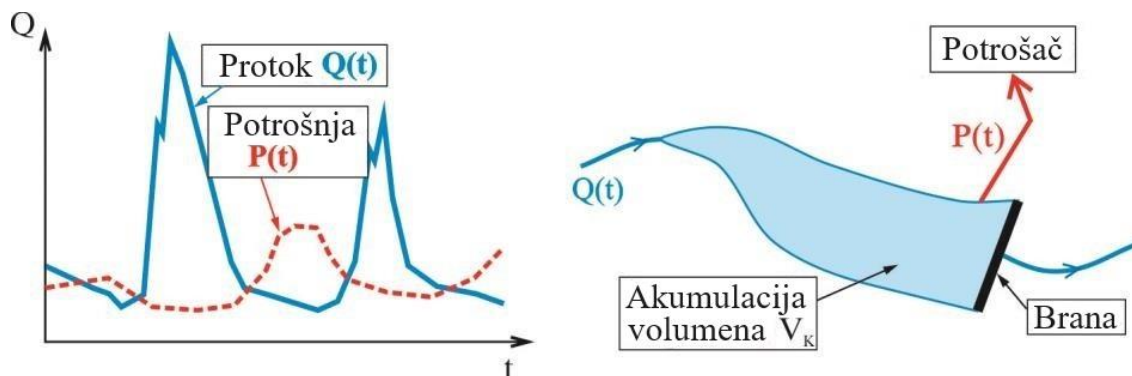
Vode se moraju štiti da ne bi postale opasne po život (biljaka, životinja i čovjeka – neposredno od korištenja same vode i posredno preko biljaka i životinja). Otud se javlja potreba za:

- 1) *Prečišćavanjem* upotrijebljenih voda.
- 2) *Oplemenjivanjem* malih voda, povećanjem protoka u sušnim periodima.

I.2 NEUSKLAĐENOST DOTOKA I POTROŠNJE

Koja je osnovna nevolja s vodom?

- 1) Često je **ima na mjestu gdje nije potrebna** (gdje može i smetati), a gotovo redovito je **nema tamo gdje je potrebna**, ili je bar nema onoliko koliko je potrebno.
- 2) Često je **ima kada nije potrebna** (ili još gore kada pravi štetu), a rijetko dotekne kada je potrebna.
- 3) Često nije zadovoljavajuće kvalitete.



Slika 1.1 Neusklađenost dotoka i potrošnje vode

Voda je potrebna u domaćinstvu, u industriji ili na njivi, obično daleko od mjesta gdje se može pronaći, pa je nužno vodu kontrolirano dovesti do korisnika.

Treba imati na umu:

- 1) Da je *dotok* (ili kako se to obično kaže, *režim dotoka*) manje – više *neravnomjeran* tijekom godine za svaki prirodni vodotok.
- 2) Da su *potrebe* za vodom većine korisnika također *neravnomjerne*.
- 3) Neravnomjernost dotoka i neravnomjernost potreba vremenski se *ne podudaraju* (neusklađene su), pa tako u periodu malih voda obično rastu potrebe za vodom, dok se u periodu velikih voda potrebe za vodom smanjuju (slika 1.1).

Prema ovome će se odrediti zadatak gospodarenja vodama:

- 1) Zadatak **opskrbe vodom** (odnosno zadatak korištenja vode) je:

Osigurati zahtijevanu količinu vode, zahtijevane kvalitete u zahtijevanom vremenu i na zahtijevanom mjestu.

- 2) Zadatak **zaštite od voda** je:

Odstraniti vodu s ugroženog mjesta i zaštititi korito vodotoka i objekte od erozijskog djelovanja vode.

- 3) Zadatak **zaštite voda** je:

Osigurati zahtijevanu količinu i kvalitetu vode u samom vodotoku.

Prostorno i vremensko preraspoređivanje dotoka složen je zadatak. Broj potrošača i mogućih opskrbljivača (izvorišta) može biti veliki čak i u okviru malog sliva. Problem se usložnjava s veličinom sliva i odnosima koji se javljaju unutar sliva (ekonomskim, prioritetom potrošača, zaštitom okoline i sl.).

I.3 VODNO GOSPODARSTVO

Vodno gospodarstvo je djelatnost koja se bavi planiranjem, razvojem, korištenjem, i zaštitom vodnih dobara (vodnih resursa). To je široka i složena djelatnost koja obuhvaća više **vodnogospodarskih grana**, od kojih svaka predstavlja jednu od djelatnosti vezanih za korištenje (ili zaštitu) voda. Najznačajnije vodno gospodarske grane su:

- 1) Sanitarna hidrotehnika.
- 2) Hidrotehničke melioracije.
- 3) Hidroenergetika.
- 4) Plovni putovi (riječni promet).
- 5) Obrana od poplava.

Vodno gospodarstvo objedinjuje i usuglašava gospodarske grane i njihove pojedinačne, često proturječne ciljeve, tako da ukupna korist od voda bude što veća i za opće dobro.

I.4 VODNO GOSPODARSKO PLANIRANJE

Planiranje služi da se na osnovu predviđenih potreba i mogućnosti odredi *optimalno raspolaganje dobrima* tijekom promatranog vremena. Optimalno raspolaganje vodama daje najveću ukupnu korist od korištenja vode, zaštite od vode i zaštite vode. Planiranje omogućava da se sagleda što se može uraditi, a što ne može (ili može uz neprihvatljivu cijenu) i da se prema tome odredi put za postizanje željenog cilja – *optimalnog korištenja vode*.

Zadatak gospodarenja vodama jednog *područja* (regije ili države) je zadovoljiti potrebe za vodom domaćinstava, industrije i poljoprivrede, potrebe za električnom energijom (ako su ostali energetske izvori manje ekonomični), potrebe riječnog prometa, da zaštiti naselja i poljoprivredno zemljište od poplava i erozije, da zaštititi vodotoke i podzemne vode od zagađenja. Da bi se pristupilo rješavanju ovog sveobuhvatnog problema, nužno je proučiti potrebe i mogućnosti područja, i to:

- 1) Društvene i ekonomske uvjete.
- 2) Svojstva raspoloživih voda (vodotoka i podzemnih voda).
- 3) Raspoloživa tehnička rješenja.

Na osnovu proučenog daju se *smjernice* za cjelovito rješenje korištenja voda, zaštite od voda i zaštite voda promatranog područja (globalna vodno gospodarska rješenja). Te smjernice koriste se kao *podloga za daljnje proučavanje* pri rješavanju svakog vodnogospodarskog zadatka u području.

I.5 HIDROTEHNIKA

Hidrotehnika je *tehnička djelatnost* za rješavanje vodno gospodarskih zadataka, koja obuhvaća:

- 1) Proučavanje režima vodnih dobara (resursa).
- 2) Ispitivanje geološke i hidrogeološke građe na mjestima akumulacija i objekata.
- 3) Projektiranje, građenje, održavanje i korištenje (upravljanje) hidrotehničkih objekata i opreme.

Hidrotehnika koristi različite *znanstvene discipline*. Najvažnije su:

- 1) Hidrologija.
- 2) Meteorologija.
- 3) Hidrotehnički sustavi.
- 4) Geologija, Hidrogeologija i Inženjerska geologija.
- 5) Mehanika tla i Mehanika stijena.
- 6) Mehanika fluida i Hidraulika.
- 7) Otpornost materijala.
- 8) Statika i Dinamika konstrukcija i strojeva.
- 9) Građevinski materijali.
- 10) Ispitivanje materijala i konstrukcija.
- 11) Elektrotehnika.
- 12) Ekonomija.
- 13) Agronomija.
- 14) Ekologija.

Mnogi odgovori koje hidrotehnika traži ne mogu se dobiti samo na osnovu iskustva i teoretskih promatranja, pa je često potrebno posegnuti za eksperimentima.

LITERATURA:

- Hajdin, G., (1983), "Osnove hidrotehnike", Naučna knjiga, BEOGRAD.
- ICOLD (1984), "Operation of Hydraulic Structures od Dams", Bulletin 49.
- Linsley, R.K., Franzini J.B., (1979), "Water-Resources Engineering", McGraw-Hill Book Company.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Petrović, P.S., (1992), "Hidrotehničke konstrukcije", I deo, NAUKA, BEOGRAD.

II

AKUMULACIJSKI BAZENI I REGULIRANJE PROTOKA

II.1 REGULIRANJE PROTOKA, ULOGA AKUMULACIJA

Kao što je rečeno u prethodnom poglavlju, jedan od zadataka vodnog gospodarstva je da u *zahtijevano vrijeme* potrošaču osigura *zahtijevanu količinu vode*. S obzirom na to da su režimi dotoka i potrošnje po pravilu neusklađeni, nužno je vodu iz “vodnog” perioda prebaciti u “sušni”¹ (slika 1.1). Prebacivanje vode iz vodnog u sušni period naziva se **reguliranje (izravnavanje) protoka**.

Voda potrebna za sušni period mora se tijekom vodnog perioda smjestiti (akumulirati) u određeni prostor, u **akumulaciju**, gdje se čuva sve dok potrošnja ne postane veća od dotoka. Akumulacija je obično dio riječne doline pregrađene branom (akumulacijsko jezero), ili rezervoar, za slučaj manjih količina vode.

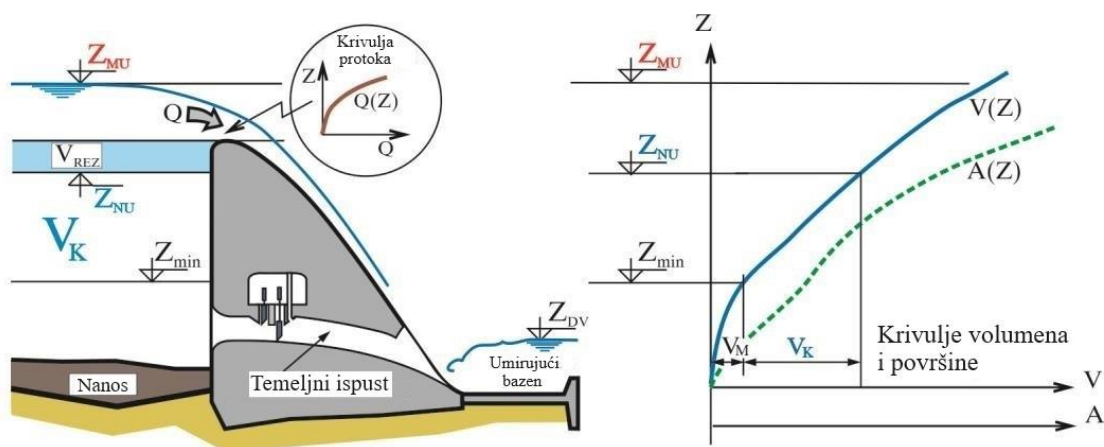
Cijeli akumulacijski prostor se ne može iskoristiti za reguliranje protoka. Jedan dio (**mrtvi** prostor) otpada na *prijem nanosa* (vidjeti II.6), a jedan dio na prihvatanje poplavnog vala pri *evakuaciji velikih voda* od kojih se *štiti sama brana* (vidjeti II.8). Dio akumulacije koji se koristi za reguliranje protoka naziva se **koristan volumen akumulacije** ili **volumen korisnog prostora**. Kao dio korisnog volumena može se smatrati i takozvani **rezervni** (*neprikosnoveni* prostor, vidjeti II.2), koji je namijenjen za prihvatanje poplavnog vala od koga se *štiti nizvodno područje*. U tom slučaju volumen potreban za regulaciju protoka obično se naziva *operativan volumen* (*volumen operativnog prostora*). Preglednosti radi, u daljnjem tekstu je termin *koristan volumen* korišten samo za dio akumulacijskog prostora koji je namijenjen *regulaciji protoka*.

¹ U *vodnom* periodu vode ima više nego što korisniku treba, a u *sušnom* je nema dovoljno. Ovi periodi mogu trajati od nekoliko sati do nekoliko mjeseci ili godina.

II.2 OSNOVNI PARAMETRI AKUMULACIJE

U najvažnije pokazatelje (parametre) akumulacije spadaju njene topografsko – morfološke karakteristike, važni volumeni, kote i protoci, krivulje protjecanja, kao i propisani režim rada akumulacije. Osnovni parametri akumulacije su (slika 2.1):

- 1) **Krivulja volumena akumulacije** $V = V(Z)$ i **krivulja površine akumulacije** $A = A(Z)$, koje predstavljaju zavisnost volumena akumulacijskog prostora, odnosno površine vodnog lica, od nivoa vode u akumulaciji. Dobivaju se s *topografske podloge*, planimetriranjem i integriranjem površina između izohipsi i uzvodnog lica brane.
- 2) **Koristan volumen** V_K (ili više korisnih volumena, ako ima više korisnika).
- 3) **Volumen mrtvog prostora** V_M , koji se *ne koristi* za reguliranje protoka, a obično je namijenjen za smještanje nanosa.
- 4) **Volumen rezervnog – neprikosnovenog prostora** V_{REZ} , namijenjen za smještanje poplavnog vala (obično vala dvadesetogodišnje ili pedesetogodišnje velike vode). Rezervni prostor se često ostvaruje kao *dinamička veličina*, koja se mijenja, zavisno od doba godine, odnosno od vjerojatnosti nailaska poplavnog vala. U periodu kada postoji opasnost od poplava, dio akumulacijskog prostora za prihvata vala je prazan i spreman primiti val (*kontrolirano prepražnjenje* se vrši kroz temeljni ispust ili preko ustava), dok se ostalo vrijeme ovaj prostor koristi za druge svrhe (vodoopskrbu, navodnjavanje, energetika i sl.).
- 5) **Kota normalnog uspora** Z_{NU} , pri kojoj je ispunjen koristan volumen akumulacije.
- 6) **Kota minimalnog radnog nivoa** Z_{min} , ispod koje se ne uzima voda za korisnike.



Slika 2.1 Osnovni parametri akumulacije

- 7) **Kota maksimalnog uspora** Z_{MU} , maksimalna kota nivoa vode u akumulaciji, sigurna za stabilnost brane.
- 8) **Srednji višegodišnji protok** na profilu brane, Q_{SR} .
- 9) **Maksimalne vrijednosti protoka poplavnih valova**.
- 10) **Hidraulički režim brane čine krivulje protoka evakuacijskih organa** (preljeva i ispusta) i **zahvata**, kojima se opisuje veza nivoa vode u akumulaciji s protokom kroz evakuacijske organe (evakuatore) i zahvate.
- 11) **Protočna krivulja donje vode** opisuje zavisnost protoka od nivoa vode u nizvodnom koritu vodotoka, Z_{DV} .
- 12) **Režim upravljanja akumulacijom** određuje pravila o načinu korištenja akumulacije u normalnim operativnim i izvanrednim uvjetima.

II.3 KORISTAN VOLUMEN AKUMULACIJE

Prvo pitanje koje se nameće pri projektiranju akumulacije je: *koliki volumen akumulacije je potreban?* **Koristan volumen akumulacije, V_K , je volumen potreban da zadovolji zadane potrebe korisnika, pri zadanom hidrogramu dotoka.**

Razmatra se period vremena u kome su poznati (zadani) hidrogram dotoka, $Q(t)$, i potrošnja korisnika (hidrogram potrošnje), $P(t)$. Dotok i potrošnja obično se predstavljaju kao diskretne vrijednosti Q_i i P_i , za svaki *vremenski korak* (interval) “i” promatranog perioda (slika 2.2a). Indeks “i” označava redni broj vremenskog koraka, kao i redni broj *vremenskog trenutka* (presjeka), slika 2.2. Vrijeme, tj. vremenski trenutak, na kraju “i”-tog koraka iznosi: $t_i = i \Delta t$. Trajanje (“dužina”) vremenskog koraka, Δt , može biti: mjesec, tjedan, dan, ili sat, zavisno od uvjeta zadatka i raspoloživih podataka.

Na kraju svakog vremenskog koraka javlja se manjak (deficit), D_i , ili višak vode, uslijed neusklađenosti dotoka i potrošnje u tekucem, kao i u prethodnim vremenskim koracima. **Najveći manjak (maksimalni deficit)** u cijelom promatranom periodu, D_{MAX} , *predstavlja volumen vode koji je nužno sačuvati* da bi se u potpunosti podmirila zadana potrošnja, a to je upravo vrijednost *korisnog volumena* V_K :

$$(2.1): \quad V_K = D_{MAX}.$$

Najveći manjak (maksimalni deficit) može se odrediti na više načina, a svi se zasnivaju na jednadžbi vodne bilance (jednadžba očuvanja mase). U daljnjem izlaganju će se prikazati nekoliko postupaka, a opširnije će se opisati najjednostavniji – **sekventni postupak** za akumulaciju “beskonačnog” volumena (Melentijević, 1971).

Sekventni postupak

Pretpostavlja se da je na raspolaganju *akumulacija (rezervoar) proizvoljno velikog volumena* V_{MAX} , kao i da je akumulacija *puna* na početku analize (početan volumen jednak je maksimalnom volumenu akumulacije, $V_0 = V_{MAX}$). U akumulaciju tijekom vremenskog koraka, “i”, dotječe protok Q_i , a istječe voda za potrošača P_i (sl. 2.2).

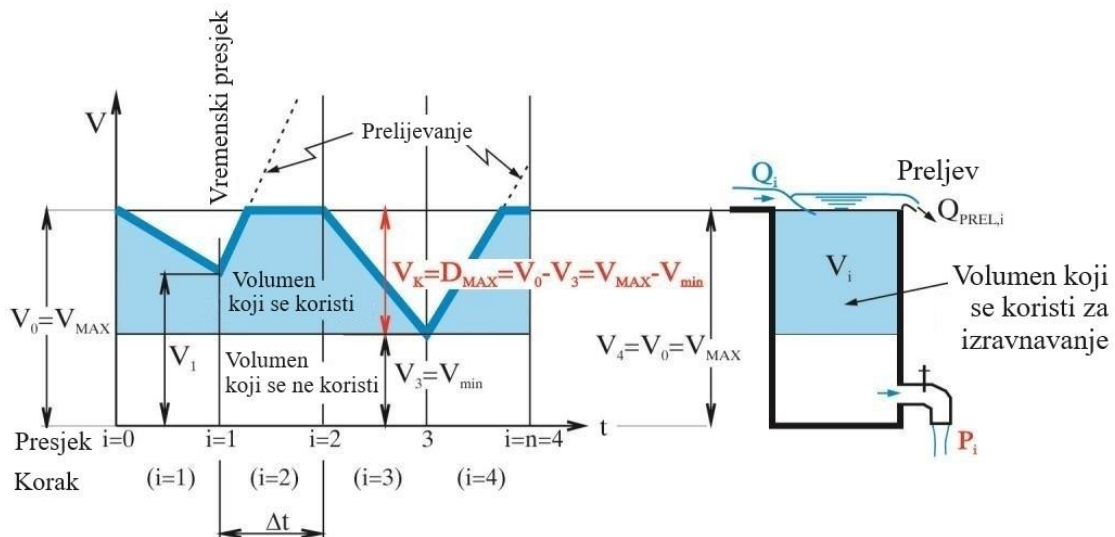
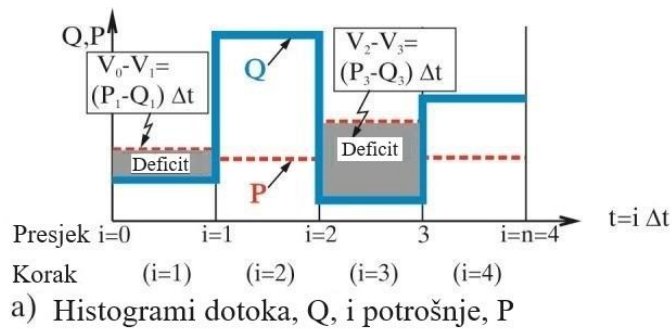
Volumen vode u akumulaciji u trenutku t_i (presjek “i”) računa se iz jednadžbe očuvanja mase:

$$(2.2): \quad V_i = V_{i-1} + (Q_i - P_i) \Delta t,$$

gdje su: V_i = volumen akumulacije u trenutku $t_i = i \Delta t$, V_{i-1} = volumen u trenutku $t_{i-1} = (i-1) \Delta t$, Q_i i P_i = dotok u akumulaciju i potrošnja u “i”-tom vremenskom koraku. Ako se preko jednadžbe (2.2) dobije da je volumen V_i veći od maksimalnog (početni volumen), dio dotekle vode se mora prelići, čime se zadovoljava fizičko ograničenje:

$$(2.2a): \quad V_i \leq V_{MAX}.^1$$

¹ Tada se bilanca “zatvara” prelijevanjem: $Q_{PRELIV, i} = V_i - V_{MAX} + (Q_i - P_i) \Delta t$.



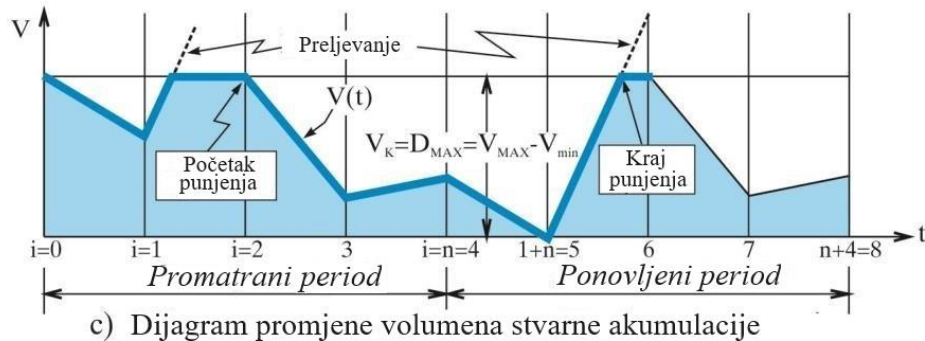
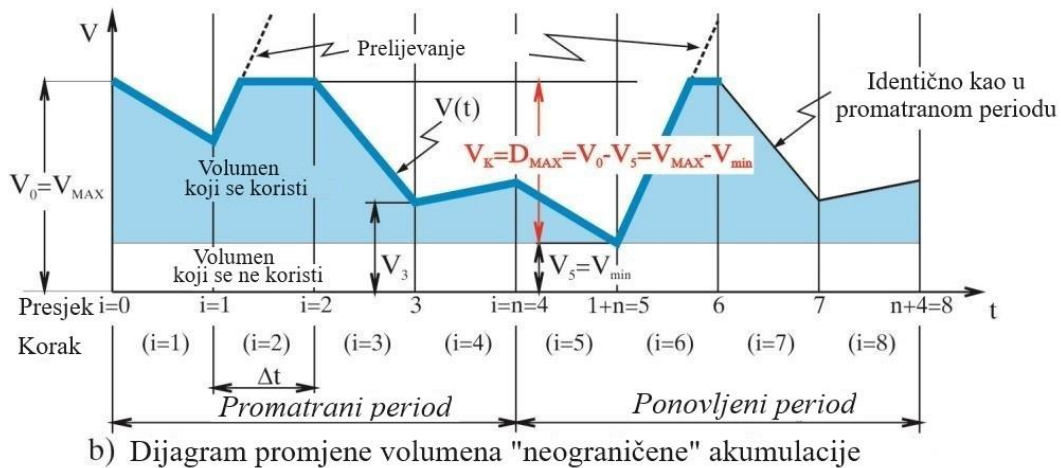
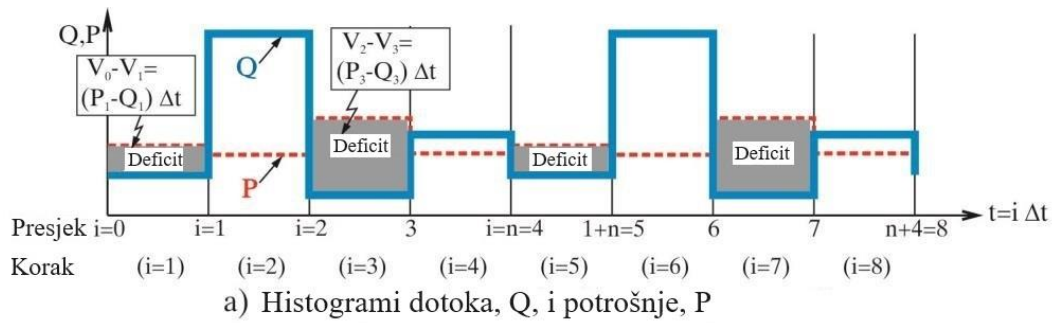
Slika 2.2 Sekventni postupak

Na slici 2.2a prikazani su histogrami dotoka i potrošnje za promatrani vremenski period (između $i = 0$ i $i = n = 4$), dok se na slici 2.2b prati promjena volumena akumulacije po vremenu, $V_i = V(t_i)$, prema jednadžbi (2.2), uz ograničenje (2.2a). Očigledno je da se dio akumulacije koji je ispod minimalnog volumena ($V_3 = V_{min}$) ne koristi, pa je vrijednost *korisnog volumena akumulacije* (odnosno, *najvećeg manjka – deficita*) jednaka **razlici maksimalnog (početnog) i minimalnog volumena akumulacije tijekom promatranog perioda**:

$$(2.3): \quad V_K = D_{MAX} = V_{MAX} - V_{min} = V_0 - V_3.$$

Treba uočiti da je u primjeru na slici 2.2 akumulacija na kraju promatranog perioda *puna* ($V_4 = V_0$), što znači da je posljednji *ciklus pražnjenja i punjenja* završen. U protivnom, moguće je da se *pražnjenje nastavi* i volumen akumulacije dodatno smanji u vremenu poslije promatranog perioda (za $i > 4$). Ovakav primjer je prikazan na slici 2.3. Na slici 2.3a histogrami dotoka i potrošnje su produženi, tako da poslije *promatranog perioda* ($i=0$ do $i=n=4$), slijedi *ponovljeni period* ($i=4$ do $i=8$), koji je identičan promatranom¹.

¹ S obzirom na to da nije poznato koji niz protjecanja slijedi iza *promatranog perioda*, razumno je “ponoviti” promatrani niz. Alternativa je niz sintetičkih (generiranih) protjecanja.



Slika 2.3 Sekventni postupak s ponovljenim periodom

U prvom vremenskom koraku (od trenutka t_0 do t_1) volumen akumulacije opada (s obzirom na to da je potrošnja veća od dotoka), a u sljedećem koraku akumulacija se puni i volumen dostiže početnu vrijednost ($V_2 = V_0 = V_{MAX}$), pa je započeti ciklus pražnjenja i punjenja završen. U trećem koraku, volumen akumulacije opada do vrijednosti V_3 , (što predstavlja do sada minimalnu vrijednost volumena), a tijekom četvrtog koraka započinje punjenje akumulacije. Međutim, u trenutku t_4 , volumen ne dostiže početnu vrijednost ($V_4 < V_0$), pa započeti ciklus pražnjenja i punjenja nije završen u promatranom periodu. U petom koraku, na početku ponovljenog perioda, akumulacija se ponovo prazni, da bi se u trenutku t_5 , ostvario volumen V_5 , koji je manji od minimalnog volumena zabilježenog u promatranom periodu ($V_5 < V_3$). U narednom trenutku, t_6 , volumen akumulacije dostiže početnu vrijednost ($V_6 = V_0$), čime je ciklus pražnjenja i punjenja, započeti u promatranom periodu, završen. Od trenutka t_6 , pa do kraja ponovljenog perioda ponavljaju se iste vrijednosti volumena kao u promatranom periodu, tako da ne postoji mogućnost da se ostvari volumen manji od V_5 . Zato je koristan volumen akumulacije, odnosno najveći manjak (maksimalni deficit) jednak:

$$V_K = D_{MAX} = D_5 = V_0 - V_5.$$

Sekventni postupak za određivanje korisnog volumena se svodi na sljedeće:

Za promatrani niz dotoka i potrošnje se preko jednadžbi vodne bilance (2.2 i 2.2a) odredi dijagram promjene volumena akumulacije po vremenu, uz pretpostavku da se raspolaže akumulacijom proizvoljno velikog volumena, koja je puna na početku promatranja. Koristan volumen akumulacije jednak je najvećoj vrijednosti manjka (deficita) u promatranom periodu, odnosno **razlici maksimalnog (početnog) i minimalnog volumena** koji se ostvari:

$$V_K = D_{MAX} = V_{MAX} - V_{min} = V_0 - V_{min}.$$

Promatrani period se ponavlja ako na kraju promatranja akumulacija nije puna pa se započeti deficit može nastaviti i povećati u narednom periodu.

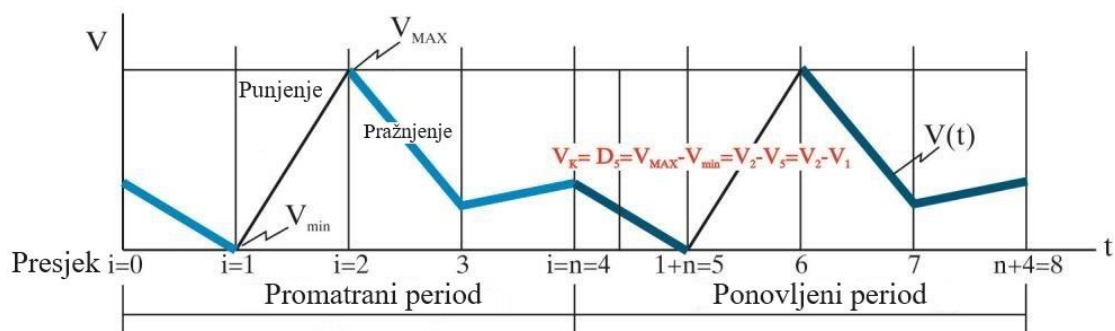
* * *

Budući da je određen koristan volumen akumulacije, više nema potrebe da pretpostavljati “proizvoljno” veliku akumulaciju, pa se dijagram promjene volumena kroz vrijeme crta za akumulaciju volumena V_K (slika 2.3c). Ako je ukupni dotok u promatranom periodu, $\Sigma(Q_i)$, veći od ukupne potrošnje, $\Sigma(P_i)$, (tj. srednji dotok Q_{SR} , veći od srednje potrošnje P_{SR}), višak vode se mora preliti iz akumulacije. U primjeru na slici 2.3 do prelijevanja dolazi tijekom drugog i šestog vremenskog koraka. Treba uočiti da je u ponovljenom periodu početan volumen na slici 2.3c jednak krajnjem volumenu ($V_4 = V_8$), što odražava pretpostavljenu cikličnost hidrograma dotoka i potrošnje (tj., pretpostavku da se promatrani niz ponavlja). Naravno, ako je ukupna potrošnja veća od ukupnog dotoka, potrebe korisnika se ne mogu u potpunosti zadovoljiti.

Potpuno iskorištenje dotoka

Na slici 2.4 prikazan je primjer u kome se ukupan dospjeli dotok iskoristi za potrošača, tj. kada su ukupna potrošnja i dotok jednaki ($\Sigma(P_i) = \Sigma(Q_i)$), pa *nema prelijevanja*. Tada je pogodno pretpostaviti da je “proizvoljno velika” akumulacija *neograničena i s gornje strane*, odnosno da *nije puna na početku promatranja* ($V_0 < V_{MAX}$), tako da se prelijevanje ne javlja u promatranom periodu, kao ni u ponovljenom. Zato će se tijekom oba ova perioda ostvarivati iste vrijednosti volumena akumulacije (npr. $V_0 = V_4$, $V_3 = V_7$), pa *nema potrebe da se promatrani period ponavlja*. Prema ranije objašnjenom, najveći manjak (deficit), odnosno koristan volumen, predstavlja *razlika između najvećeg i najmanjeg volumena* akumulacije tijekom promatranog perioda pa je, prema sl. 2.4:

$$V_K = D_{MAX} = V_{MAX} - V_{min} = V_2 - V_5 = V_2 - V_1.$$



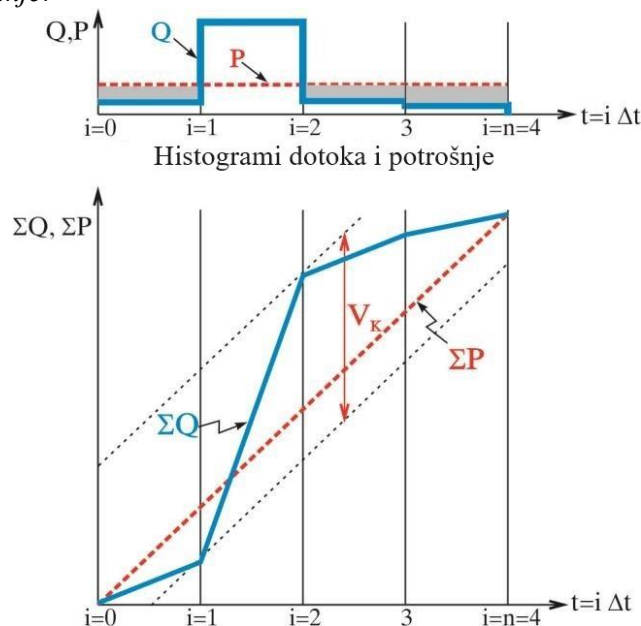
Slika 2.4 Promjena volumena akumulacije s potpunim iskorištenjem dotoka

Postupak sa sumarnom krivuljom

Drugi način za određivanje korisnog volumena je postupak sa **sumarnom krivuljom**. Postupak se zasniva na istoj jednačbi vodne bilance (2.2) koja se koristi u sekventnom postupku. Sumarne krivulje dotoka $\Sigma(Q_i \Delta t)$ i potrošnje $\Sigma(P_i \Delta t)$ za promatrani period crtaju se zajedno na istom crtežu (slika 2.5). (Razlike ordinata dvije sumarne krivulje predstavljaju volumene akumulacije iz sekventnog postupka.) Jednačba vodne bilance sada postaje:

$$(2.4): \quad V_i = \Sigma(Q_i \Delta t) - \Sigma(P_i \Delta t),$$

gdje je: $\Sigma(Q_i \Delta t)$ = ordinata *sumarne krivulje dotoka* u trenutku $t_i = i \Delta t$, a $\Sigma(P_i \Delta t)$ = ordinata *sumarne krivulje potrošnje*.



Slika 2.5 Sumarne krivulje dotoka i potrošnje

Može se uočiti da je jednačba (2.4) identična jednačbi vodne bilance (2.2) samo u slučaju kada se ova koristi bez ograničenja 2.2a.

Postupak sa sumarnom krivuljom je pogodan kada je unaprijed zadan koristan volumen, pa treba uklopiti (odrediti) istjecanje P_i za zadani dotok Q_i (ovakav postupak koristi se kod upravljanja akumulacijskim hidroelektranama). Korisno je primijetiti da je nagib sumarne linije u izabranom trenutku vremena jednak protjecanju u tom trenutku:

$$(2.5): \quad \frac{d}{dt} (\Sigma P_i dt) = P_i, \text{ odnosno } \frac{d}{dt} (\Sigma Q_i dt) = Q_i$$

Utjecaj od gubitaka na isparavanje i procjeđivanje

U dosad opisanim postupcima zanemareni su gubici na isparavanje s površine akumulacijskog jezera, kao i gubici uslijed procjeđivanja iz jezera. U dosta slučajeva ovi gubici nisu značajni, pa se mogu zanemariti, bar za početne faze projektiranja, gdje su i ostali rezultati manje pouzdani. U slučaju da gubici na isparavanje i procjeđivanje nisu zanemarivi, postupak za dimenzioniranje korisnog volumena mora se donekle izmijeniti. Jednačba vodne bilance (2.2) dopunit će se članovima koji predstavljaju isparavanje i procjeđivanje :

$$(2.2b): \quad V_i = V_{i-1} + (Q_i - P_i - E_i - F_i) \Delta t,$$

gdje su: $E_i = 1/2 (A_i + A_{i-1}) e_i$ = gubitak na isparavanje iz akumulacije tijekom “i”-tog vremenskog koraka, A_i = površina vodenog lica akumulacije u “i”-tom vremenskom presjeku (trenutku), e_i = prosječno isparavanje po jedinici površine u “i”-tom vremenskom koraku, a F_i = gubitak uslijed procjeđivanja (infiltracije) u “i”-tom koraku.

Gubitak na isparavanje je proporcionalan površini akumulacije, A_i , a gubitak uslijed procjeđivanja obično ovisi o nivou vode u akumulaciji, Z_i . Budući da površina i nivo ovise o volumenu, V_i , koju tek treba izračunati, nemoguće je unaprijed utvrditi točne vrijednosti gubitaka¹. S druge strane, ne može se izračunati volumen V_i ako se ne poznaju gubici E_i i F_i , pa se jednadžba (2.2b) rješava postepenim približavanjem – *iteracijama*.

U prvoj iteraciji se odredi koristan volumen $V_K = {}^{(0)}V_K$ opisanim sekventnim postupkom, zanemarujući gubitke ($E_i = F_i = 0$). Za ovako aproksimiran koristan volumen, izračunaju se vrijednosti volumena akumulacije, ${}^{(0)}V_i$, u svakom vremenskom trenutku “i”, a s krivulje volumena (slika 2.1) očitaju se odgovarajuće površine akumulacije, ${}^{(0)}A_i$, i nivoi, ${}^{(0)}Z_i$, da bi se odredili gubitak na isparavanje (${}^{(0)}E_i = 1/2 ({}^{(0)}A_i + {}^{(0)}A_{i-1}) e_i$) i gubitak na infiltraciju (${}^{(0)}F_i = 1/2 (f({}^{(0)}Z_i) + f({}^{(0)}Z_{i-1}))$). (Gubici E_i i F_i mogu se dalje smatrati kao dodatna “potrošnja” u jednadžbi vodne bilance.)

Koristeći jednadžbu (2.2b) ponovi se sekventni postupak za određivanje maksimalnog deficita, pa se dobije nova (popravljen) vrijednost korisnog volumena $V_K = {}^{(1)}V_K$.

Ukoliko se želi veća točnost, postupak se nastavlja uzimajući volumene i površine iz prethodne iteracije za proračun gubitaka u tekućoj iteraciji.

U praksi se gubici na isparavanje ponekad proračunavaju za neku fiksnu “reprezentativnu” vrijednost površine akumulacije, $A_{RAČ}$. Ova površina se usvoji s krivulje površine akumulacije, pošto se prethodno odredi koristan volumen zanemarujući gubitke.

Iterativna metoda povećanja volumena

Iterativni postupak se može zasnivati i na *postepenom približavanju – postepenom povećanju korisnog volumena*. Vrijednost korisnog volumena, V_K , povećava se u svakoj iteraciji za neki priraštaj ΔV_K , sve dok se ne zadovolji tražena potrošnja korisnika, odnosno dok u svakom vremenskom trenutku, t_i , volumeni izračunati preko jednadžbe (2.2) ne budu pozitivne ($V_i \geq 0$). (Priraštaj ΔV_K može se sukcesivno usitnjavati, dok se ne postigne željena točnost.)

Ovim postupkom lako je uključiti i utjecaj “osiguranja” potrošača na vrijednost korisnog volumena. Može se, na primjer, dozvoliti da korisnik ne bude opskrbljen sa zahtijevanom količinom vode u određenom broju godina ili mjeseci, već se uvode unaprijed definirane *redukcije potrošnje*.

¹ Odnos volumena akumulacije, površine akumulacije i nivoa u akumulaciji zadaje se kao podloga u vidu krivulje volumena i površine akumulacije (slika 2.1), dok se gubitak uslijed procjeđivanja iz akumulacije procjenjuje na osnovu geoloških istražnih radova, također kao funkcija volumena akumulacije.

Izbor računskog niza

Ostaje još jedno važno pitanje: *Koji niz dotoka treba koristiti pri izboru korisnog volumena akumulacije?*

U praksi se ponekad kao *mjerodavan niz* za dimenzioniranje akumulacije, umjesto cijelog promatranog niza dotoka, koristi samo *niz sušnih godina* (sušni period), jer je sušni period kritičan s gledišta pokrivanja potrošnje. Prije razvoja digitalnih računala korišteni su isključivo nizovi promatranih godina – tzv. *prirodni nizovi* (bilo da se uzimao cijeli niz ili niz sušnih godina). Sedamdesetih godina dvadesetog stoljeća se počelo s primjenom **sintetičkih nizova**, generiranih na osnovu *statističkih parametara prirodnog niza* (korištenjem metoda slučajnih procesa). Generira se veliki broj nizova (obično 50), pa se za svaki odredi odgovarajući koristan volumen. Dobiveni rezultati se statistički analiziraju, pa se koristan volumen promatra kao slučajna promjenljiva varijabla, koja obično slijedi Gumbelovu raspodjelu (Roberson et al., 1988). Iz ovakve raspodjele može se za traženu *statističku "osiguranost"* korisnika očitati odgovarajuća vrijednost korisnog volumena akumulacije. (Veća osiguranost zahtijeva veći koristan volumen.)

Na dijagramu promjene volumena akumulacije uvijek je poželjno zatvoriti (zaokružiti) bilancu, tj. završiti promatrani period s istom vrijednošću volumena akumulacije s kojom se i počelo (primjer na slici 2.3c – ponovljeni period, kao i na slici 2.4). Ako se na kraju perioda dobije manji volumen nego na početku, znači da je potrošeno više od onog s čim se krenulo, pa ako se ciklus ponovi (a pošlo se od pretpostavke da se može ponoviti identičan period ili period s istim statističkim parametrima), postoji opasnost da dođe do nepredviđenog manjka vode i odgovarajuće redukcije potrošnje. Dakle, postoji sumnja da koristan volumen nije dovoljan da zadovolji zahtjeve potrošača (ili čak da je ukupna potrošnja veća od ukupnog dotoka). U slučaju da je volumen na kraju promatranog perioda veći od početnog, ovakve opasnosti nema – višak vode će se prelitati u narednom ciklusu.

Koristan volumen kao ekonomska kategorija,

stupanj iskorištenosti vodotoka i stupanj regulacije protoka

Koristan volumen akumulacije određuje se za pretpostavljenu potrošnju. Jasno je da troškovi rastu s povećanjem potrošnje, jer se i koristan volumen, a time i brana (odnosno troškovi izgradnje brane), povećavaju s potrošnjom. Prema ovome, razumno je očekivati da će koristan volumen akumulacije biti **ekonomska kategorija**.

Obično se za nekoliko nivoa potrošnje (različite vrijednosti srednje potrošnje) ili osiguranosti korisnika, izračuna potreban koristan volumen akumulacije, zatim se na osnovu tehničkih rješenja izračunaju troškovi izgradnje, održavanja i upravljanja akumulacijom, pa se prema ekonomskim kriterijima utvrdi *optimalna* vrijednost korisnog volumena, ili *opseg optimalnih* vrijednosti korisnog volumena. Kriterij za izbor može biti *maksimalna neto dobit* od akumulacije (tj. maksimalna razlika godišnje dobiti od isporučene vode i troškova akumulacije). Može se zahtijevati *maksimalan količnik dobiti* od isporučene vode i troškova akumulacije, ili se može tražiti da suma troškova akumulacije i troškova nabave dodatne količine vode s drugog (alternativnog) mjesta bude minimalna, i drugo. Ovdje se neće detaljnije ulaziti u ekonomsku problematiku.

Koristan volumen je najveći ako se zahtijeva potpuna iskorištenost vodotoka, tj. kada srednja potrošnja dostigne srednji dotok ($P_{SR}=Q_{SR}$)¹. Odnos $\alpha = P_{SR}/Q_{SR}$ naziva se **stupanj iskorištenosti vodotoka**, i kreće se između 0 i 1 ($0 < P_{SR}/Q_{SR} \leq 1$).

¹ Ovdje se podrazumijeva da je u okviru potrošnje uračunat i *garantirani ekološki protok*.

Ponekad se kao pokazatelj regulacijske moći akumulacije koristi **stupanj regulacije protoka**, β , koji predstavlja odnos korisnog volumena i ukupnog dotoka u akumulaciju tijekom prosječne godine, $\beta = \frac{V_K}{V_{GOD}}$. Očigledno je da će zavisnost α od β biti rastuća funkcija.

Sistemi od više akumulacija

Često jedno vodno gospodarsko rješenje predviđa korištenje više akumulacija koje rade u sistemu (sprezi) na opskrbljivanju većeg broja potrošača, pa se postupak upravljanja usložnjava, s obzirom na veliki broj mogućnosti međusobnog povezivanja korisnika i potrošača. Naprimjer, voda se iz jedne akumulacije može prebacivati u drugu, ispuštanje iz uzvodne akumulacije sasvim će izmijeniti režim dotoka u nizvodnoj akumulaciji, dio vode od korisnika može se vratiti na ponovno korištenje u nizvodno područje i slično. Ovakvi sistemi se također opisuju preko jednadžbe vodne bilance (2.2b), uz veliki broj veza i ograničenja. Postoji više komercijalnih programa za modeliranje složenih sistema akumulacija, od kojih je kod nas trenutno najrasprostranjeniji (ne znači i najbolji) program *HEC-RESSIM*.

II.4 OBLICI REGULACIJE PROTOKA

Postoji nekoliko oblika regulacije protoka, zavisno od perioda za koji se voda izravnavava (bilancira), i od prirode izravnavanja:

- 1) **Višegodišnje izravnavanje**, omogućava da se višak vode *iz vodnih godina* prebacuje u *period sušnih godina*.
- 2) **Godišnje ili sezonsko izravnavanje**, omogućava da se voda *iz vodnih perioda (sezona)* tijekom jedne godine, prebacuje u *sušne periode* iste godine.
- 3) **Tjedno izravnavanje** obično uravnotežava *neravnomjernost potrošnje* korisnika tijekom tjedna.
- 4) **Dnevno izravnavanje** uravnotežava *neravnomjernost dnevne potrošnje* uslijed promjenjivih zahtjeva domaćinstava i industrije za vodom, elektroenergetskog sistema za energijom, ili poljoprivrednih kultura za navodnjavanjem.

Kao jedan od primjera dnevnog izravnavanja treba spomenuti takozvane **kompensacijske bazene**, koji služe za izravnavanje protoka nizvodno od potrošača s izrazito neravnomjernim dnevnim režimom rada – najčešće vršnih hidroelektrana (HE). *Vršna hidroelektrana* radi samo nekoliko sati dnevno, kada to nalaže potrošnja elektroenergetskog sistema. (Ostatak dana vršna HE ne radi i čuva vodu u akumulaciji za sljedeći dan, kada će ponovo raditi samo određeni broj sati.) U vrijeme kada HE ne radi, nizvodno korito bi bilo suho, što je nedopustivo s ekološkog gledišta, a često i za ostale nizvodne korisnike. Zato se nizvodno od vršne HE često gradi kompensacijski bazen – manja akumulacija s mogućnošću dnevnog izravnavanja – koja služi da prihvati vodu koju HE preradi, a zatim je ravnomjerno, tijekom cijelog dana, ispušta u nizvodno korito. Alternativa ovakvom rješenju je da se dio vode za održavanje *garantiranog ekološkog protoka* u vodotoku (biološkog minimuma) i za potrebe nizvodnih korisnika stalno ispušta, što znači da će ta voda biti izgubljena za proizvodnju energije. Najpovoljnije rješenje odredit će se optimizacijom.

* * *

Akumulacija se obično stvara pregrađivanjem riječnog toka **branom – uspornim objektom**. Kod nekih brana, koristan volumen akumulacije ne postoji ili je zanemarivo mali. Brana tada služi da uspori vodu – da podigne nivo radi kontroliranog zahvaćanja ili da stvori pad radi proizvodnje električne energije, omogući plovidbu u vodotoku i sl.)

II.5 VRSTE AKUMULACIJA

Postoji više podjela prema kojima se svrstavaju akumulacije. Najznačajnije podjele su prema *vrsti izravnavanja* (reguliranja) protoka i prema *namjeni* akumulacije. O prvoj podjeli, *prema vrsti izravnavanja* protoka već je bilo riječi, kada su objašnjene *višegodišnje, sezonske, tjedne, dnevne* akumulacije i *kompensacijski bazeni*.

Prema namjeni akumulacije mogu biti **višenamjenske** i **jednonamjenske**. Kod *jednonamjenskih* akumulacija samo je jedan korisnik (vodoopskrba, hidroenergetika, plovidba, odbrana od poplava, i sl.), dok *višenamjenske* akumulacije dijeli više korisnika, obično s različitim, često i suprotnim zahtjevima. Naprimjer, hidroenergetika traži što više nivoa tijekom većeg dijela godine da bi se osigurao što veći pad, odnosno snaga elektrane, dok s druge strane, vodoopskrba traži da se akumulacija u deficitarnom periodu prazni, da bi se isporučila potrebna količina vode. Zaštita od poplava zahtijeva što niži nivo (što prazniju akumulaciju) u periodu kada se može očekivati nailazak velikih poplavnih valova.

II.6 ZASIPANJE AKUMULACIJA

Problem nanosa jedna je od najvećih nevolja vezanih uz akumulacije. Ne samo da nanos vremenom **zauzima prostor predviđen za čuvanje vode**, nego se uslijed zasipanja **povećava nivo uzvodno od akumulacije** (uzvodno plavljenje), dok se nizvodno, uslijed nedostatka nanosa, povećava erozijska sposobnost toka i javlja pojačana **nizvodna erozija dna i obala**. Uz to, živi svijet u vodotoku nizvodno od brane ostaje bez hranljivih sastojaka vezanih za lebdeći (suspendirani) nanos koji je istaložen u akumulaciji.

Zašto nastaje problem?

Svaki vodotok ima svoj **režim pronosa nanosa** – tijekom godina i stoljeća vodotok uspostavlja *ravnotežu pronosjenja (transporta) nanosa*. Oblik i dimenzije poprečnog presjeka i uzdužni nagib dna riječnog korita omogućavaju da se, pri manje – više nepromjenljivim uvjetima ispiranja nanosa u vodotok, ostvare brzine vode kojima se nanos pronosi kroz korito bez značajnijeg nagomilavanja i erozije (gledano za duži vremenski period). Dakle, ako je vodotok “u režimu“, za svaku dionicu toka dotok nanosa bit će jednak otjecanju nanosa.

Kada se na vodotoku *podigne brana*, brzine vode će opasti u odnosu na brzine koje je imao vodotok *u prirodnom režimu*. Brzine opadaju idući od završetka uspora prema brani, proporcionalno površini poprečnog presjeka usporenog toka¹. Smanjenje brzine umanjuje i transportnu sposobnost toka, jer opadaju posmična naprezanja koja pokreću vučeni nanos, a smanjuje se i turbulencija koja održava lebdeći nanos u suspenziji. Zato se sav *vučeni nanos*, i veliki dio *suspendiranog nanosa* istaloži u akumulaciji prije nego što stigne do brane, pa u korito nizvodno od brane dolazi voda oslobođena nanosa, što joj povećava erozijsku moć, te *nastaje erozija korita* nizvodno od brane.

Treba imati na umu da problem nanosa može kompromitirati cijeli projekt – u aridnim i eroziji sklonim područjima, akumulacija može biti potpuno zasuta tijekom nekoliko godina. Stoga je nužno **procijeniti količinu nanosa** koja će **dospjeti i ostati** u akumulaciji, i po mogućnosti, **procijeniti kako će se nanos rasporediti u akumulaciji**. Nažalost, rijetko se raspolaže ovakvim podacima, pa se mora pribjeći drugim postupcima. Obično se rezultati ograničenog broja mjerenja na terenu, korelacijom vezuju s nekim sličnim ili bliskim profilom za koji postoje obimniji podaci.

¹ Ako je, npr. prosječna brzina u presjeku akumulacije prije izgradnje brane bila $V_0 = 1$ m/s, a potapanjem se površina presjeka povećala 100 puta, tada će nova brzina iznositi svega $V_1 = 0.01$ m/s.

Pronos nanosa je hidrološka podloga, i ovdje se neće opisivati postupci kojima se dolazi do podataka (vidjeti, npr. USBR, 1987).

Često se raspolaže samo koncentracijama, odnosno pronosom (protokom) suspendiranog nanosa, a vučeni nanos se obračunava kao postotak od suspendiranog:

$$(2.6): \quad Q_{VUC} = a Q_{SUS},$$

gdje su: Q_{VUC} = pronos (protjecanje) vučenog nanosa, Q_{SUS} = pronos (protjecanje) suspendiranog nanosa, i konstanta $a = 0.1 - 0.3$, mada u nekim slučajevima može biti i znatno veća. Protok suspendiranog nanosa, Q_{SUS} , jednak je umnošku koncentracije suspendiranog nanosa, C_{SUS} , i protoka vode, Q :

$$(2.7): \quad Q_{SUS} = C_{SUS} Q.$$

Ako se raspolaže samo ograničenim brojem mjerenja koncentracije suspendiranog nanosa (što je najčešće slučaj), veza između protoka (pronosa) suspendiranog nanosa i protoka vode se može aproksimirati kao (Linsley i Franzini, 1979):

$$(2.7a): \quad Q_{SUS} = k Q^n,$$

gdje su: k i n konstante koje se određuju kalibracijom ($n \approx 2 - 3$).

Poznajući protoke vodotoka, i veze (2.6 i 2.7, odnosno 2.7a) može se procijeniti *količina nanosa koja dopijeva u akumulaciju*.

* * *

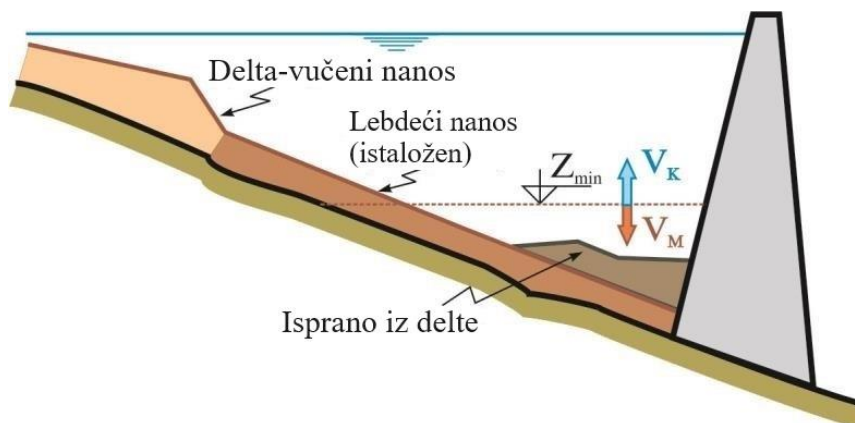
Sljedeće pitanje je *hoće li će se sav dospjeli nanos zadržati u akumulaciji?* Za precizniji odgovor potreban je složen numerički model, ali se na osnovu iskustva obično može dobiti zadovoljavajuće točna procjena, pogotovo kada se ima u vidu greška u procjeni samog dotoka nanosa. U tablici 2.1 prikazana je orijentacijska iskustvena zavisnost između *odnosa istaloženog i dospjelog nanosa*, $\delta = Q_{ISTAL}/Q_{TOTAL}$, i *stupnja regulacije protoka*, $\beta = V_K/V_{GOD}$ (Linsley i Franzini, 1979).

Tablica 2.1 Odnos istaloženog i dospjelog nanosa, zavisno od stupnja regulacije protoka

$\delta(-)$	0	0.40	0.87	0.97	1.00
$\beta(-)$	0	0.01	0.1	1.0	10.0

$$\delta = \frac{\beta^{1.15}}{0.007 + 1.024\beta^{1.14}}$$

Za istaloženi nanos se rezervira takozvani **mrtav prostor**, ispod kote minimalnog radnog nivoa akumulacije (slika 2.1). Tu bi se trebao smjestiti nanos tijekom predviđenog pogonskog perioda – *vijeka akumulacije* (obično 50 – 200 godina). Nevolja je u tome što se nanos neće taložiti tako da zauzme najniže nivoe akumulacije, neposredno ispred brane (Babić Mladenović 2018). Kako je prikazano na slici 2.6, u najuzvodnijoj zoni akumulacije, zbog usporavanja vode i slabljenja vučne sile toka, taloži se vučeni nanos i najkrupniji suspendirani nanos. Tako se stvara delta, koja zauzima koristan prostor akumulacije (osim ako se određenim mjerama nanos iz delte ne pomjeri nizvodno ka brani). Iza delte je zona gdje se taloži najveći dio suspendiranog (lebdećeg) nanosa (od krupnijeg ka sitnijem, idući ka brani). Neposredno uz branu je nešto veća debljina nanosa, kao rezultat takozvanih *mutnih struja* i/ili *ispiranja*. Raspored gore navedenih zona moguće je grubo procijeniti na bazi iskustvenih podataka (USBR, 1987), a za pouzdaniju procjenu nužan je numerički model (Spasojević and Holly, 1990).



Slika 2.6 Raspored nanosa duž akumulacije

Pri procjeni volumena koji će zauzeti istaloženi nanos, treba imati u vidu visoku *poroznost*, posebno suspendiranog nanosa, koji se tek poslije dužeg vremena “konsolidira” – zbija. Čak i tada, poroznost istaloženog nanosa rijetko pada ispod $n = 0.3$, pa specifična težina u suhom stanju rijetko prelazi $\gamma_{SUHO} = 18.5 \text{ kN/m}^3$.

Kako riješiti problem nanosa u akumulaciji?

Za sada nije pronađeno rješenje koje će problem nanosa sasvim eliminirati, ali postoje načini da se ovaj problem ublaži.

1) Najučinkovitije je **smanjiti količinu nanosa koji dopijeva u akumulaciju**, prije svega *antierozijskim radovima* u slivu – *pošumljavanjem* i *terasiranjem* zemljišta. Pogodnim izborom mjesta akumulacije izbjeći će se *pritoke koje nose veliku količinu nanosa*, a ako je takve pritoke nemoguće izbjeći, treba na njima podizati *pregrade* za zaustavljanje nanosa (mada se prostor koji stvaraju pregrade relativno brzo popuni, pa ga je potrebno čistiti, a uklonjeni nanos deponirati na za to predviđenu lokaciju).

2) Druga mogućnost je što efikasnije **ispiranje nanosa iz akumulacije preko preljeva i kroz temeljne ispuste**, naročito u doba poplavnih valova kada je tok najbogatiji nanosom. Mora se imati na umu da je (osim u slučaju niskih pragova) moguće samo djelomično ispiranje, s obzirom na to da vučeni nanos ne može ni stići do evakuatora (preljeva i ispusta). Ipak, u nekim manjim akumulacijama se tijekom prolaska poplavnih valova nivo može oboriti do minimalnog radnog nivoa, čime se u uzvodnoj zoni akumulacije (delti), gdje je istaložen krupan nanos, omogućavaju dovoljno velike brzine da se nanos pokrene i premjesti bliže brani, ka zoni mrtvog prostora (ispod minimalnog radnog nivoa, gdje je i “predviđeno” da se smjesti, slika 2.6).

3) **Mehaničko ispiranje bagerima**, se ponekad koristi kod manjih akumulacija ako se to ekonomski isplati.

* * *

Uslijed zadržavanja nanosa u akumulaciji, voda koja se ispušta u nizvodno korito je gotovo sasvim oslobođena – rasterećena nanosa, što znači da *raspolaze sa znatno većom energijom nego u prirodnom stanju* (stanju prije izgradnje brane). Razumno je očekivati da će višak energije voda koristiti za **eroziju riječnog korita nizvodno od brane**. Erozija će trajati sve dok se ne uspostave novi ravnotežni uvjeti, pri kojima će se na dionici riječnog toka nizvodno od brane, pronos nanosa ponovo ustaliti. Dubine erozije i dužina toka na kojoj će se erozija javiti, može se procijeniti približnim proračunom (Jovanović 2002), dok bi za precizniju analizu trebalo koristiti numerički model. Ovu eroziju ne treba poistovjećivati s *lokalnom erozijom*, koja može nastati uslijed neodgovarajućeg umirenja prelivene vode (poglavlje VIII).

II.7 OSTALI PROBLEMI AKUMULACIJA

Nanos nije jedini problem akumulacija. Ostali, često prisutni, problemi su:

1) **Slaba vodonepropusnost**, odnosno procjeđivanje iz akumulacije, zbog čega je jedan broj akumulacija, u manjoj ili većoj mjeri, ostao bez vode. Ako je površinski sloj stijene ispucao i porozan, a unutrašnjost kompaktna i vododrživa, to je samo dobitak za akumulaciju, jer se osigurava dodatan koristan volumen u porama. Ako, međutim, postoje pukotine kojima se voda može gubiti iz akumulacije, onda treba ili pronaći ekonomski opravdan način da se iste zatvore (injektiranje, pregrada), ili akumulaciju treba graditi na drugom mjestu, ili usvojiti akumulaciju s nižom kotom uspora, tako da voda ne dopire do pukotina.

2) **Isparavanje** također može dovesti do značajnog gubitka vode iz akumulacije, naročito u suptropskim i tropskim predjelima.

3) **Očuvanje kvaliteta akumulirane vode** često predstavlja problem kod velikih akumulacija. Problemi mogu nastati u samom jezeru (npr. eutrofikacija), kao i od vanjskih zagađivača, zbog čega se zakonom predviđa stvaranje *zone(a) sanitarne zaštite* oko akumulacije.

4) Stvaranje akumulacije ponekad može imati **negativan utjecaj na klimu, ekologiju, i kulturno nasljeđe**.

5) Stvaranjem akumulacije **plave se dobra**, od kojih se neka moraju *izmjestiti* (ceste, pruge, naselja), a druga *nadoknaditi* (obrađivo zemljište, šume i sl.).

6) **Sukobi interesa različitih korisnika** oko podjele korisnog volumena akumulacije, a posebno oko podjele troškova izgradnje.

7) Punjenje i pražnjenje dubokih akumulacija može izazvati, tzv. **inducirane zemljotrese**, uslijed velike promjene pritiska na stijensku masu.

8) **Potpuno ili djelomično rušenje brane** može izazvati katastrofalne posljedice, s ljudskim žrtvama i velikom materijalnom štetom u području nizvodno od mjesta brane.

9) Naglo pražnjenje akumulacije može izazvati **klizišta**, čije obrušavanje u akumulaciju može izazvati nizvodnu katastrofu ili u najboljem slučaju gubitak akumulacijskog prostora.

II.8 TRANSFORMACIJA POPLAVNOG VALA U AKUMULACIJI

Kada se gradi brana radi stvaranja akumulacije za osnovnog (primarnog) korisnika (navodnjavanje, hidroenergetiku, vodoopskrbu), pogodno je iskoristiti priliku da se smanje štete od poplava u nizvodnom području (neke brane se isključivo zato i grade). Zato se dio akumulacijskog prostora, tzv. **neprikosnoveni (rezervni) prostor** (slika 2.1) ostavlja za prihvaćanje vode poplavnog vala 20–godišnje, ili 50–godišnje velike vode, zavisno od važnosti i ugroženosti nizvodnog područja. (U periodu u kome se ne očekuje nailazak poplavnog vala rezervni prostor se ponegdje koristi i kao dio korisnog volumena). Kada se javi poplavni val čiji je volumen veći od kapaciteta rezervnog prostora, višak vode se mora ispustiti – prelići iz akumulacije. Za kontrolirano ispuštanje viška vode služe *evakuacijski organi* (EO). Ovdje će se govoriti o utjecaju raspoloživog *volumena akumulacijskog bazena* i *propusne sposobnosti evakuacijskih organa* (EO) na **smanjenje maksimalne vrijednosti protjecanja poplavnog vala** nizvodno od brane (na ublažavanje vrha vala).

Dio volumena **ulaznog vala** (vala dotoka) puni akumulaciju, gdje se voda *privremeno zadržava*, čime se umanjuje (“siječe”) vrh **izlaznog vala** (vala koji se ispušta preko evakuacijskih organa)¹. Ova pojava se naziva **transformacija**, odnosno, **ublažavanje poplavnog vala** ili **retencija vala**. Stupanj ublažavanja vala, koji se može mjeriti odnosom maksimalnog protoka izlaznog i ulaznog vala, $Q_{IZ}^{MAX}/Q_{UL}^{MAX}$, zavisi od *propusne sposobnosti evakuacijskih organa* (EO) i od *raspoloživog volumena akumulacije*:

a) *Veća propusna sposobnost* (kapacitet) EO daje *veći izlazni protok*, pa je *ublažavanje izlaznog vala manje*.

b) *Veći volumen akumulacije* omogućava više prostora za prihvatanje ulaznog vala, što daje *veće ublažavanje*, odnosno, manji vrh izlaznog vala.

Na slici 2.7 prikazana je transformacija poplavnog vala u akumulaciji, sa svim bitnim veličinama i njihovim vezama. Volumen za prihvaćanje i ublažavanje poplavnog vala određen je *krivuljom volumena akumulacije* (slika 2.1 i slika 2.7):

$$(2.8): \quad V = V(Z).$$

Propusna sposobnost (kapacitet) evakuacijskih organa predstavlja zavisnost protoka EO od nivoa vode u akumulaciji, a prikazuje se *krivuljom protoka* (slika 2.7):

$$(2.9): \quad Q = Q(Z).$$

Krivulja protoka (jed. 2.9) može biti zadana tablično, ili kao funkcija, a u slučaju EO s ustavama zadaje se parametarski, s otvorom ustave kao parametrom.

Prvo će se promatrati slučaj *slobodnog preljeva* (preljeva bez ustava).

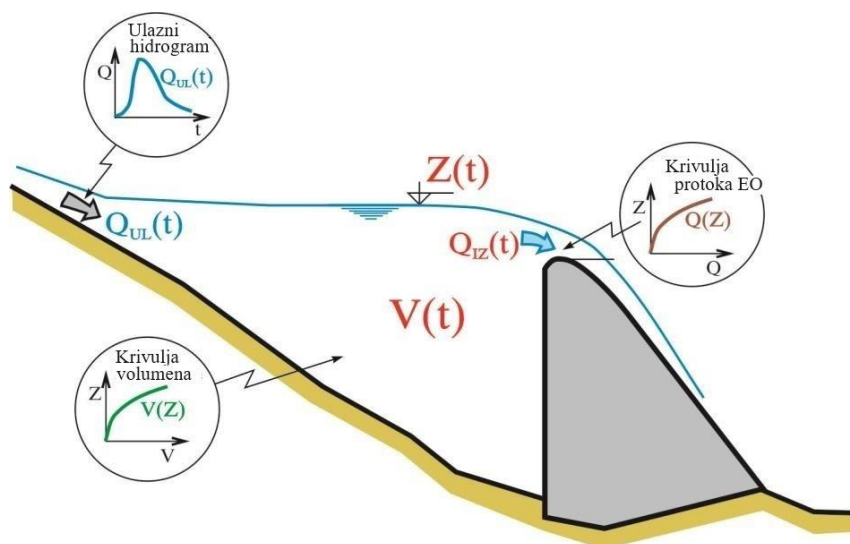
Najčešći zadatak pri promatranju transformacije poplavnog vala je da se za *ulazni val*, određen hidrogramom protoka:

$$(2.10): \quad Q_{UL} = Q_{UL}(t),$$

i odabran tip, dimenzije i kote evakuacijskog organa (čime je određena i njegova propusna sposobnost), odredi hidrogram *izlaznog vala* (odnosno, vrh izlaznog vala) i *nivogram* u akumulaciji:

$$(2.11): \quad Q_{IZ} = Q_{IZ}(t), \text{ i } Z = Z(t).$$

¹ Zato se evakuacijski organi obično dimenzioniraju na vrh izlaznog, a ne ulaznog vala.



Slika 2.7 Transformacija vala u akumulaciji

Zadatak se može riješiti primjenom Saint - Venantovih jednadžbi na dionici između profila gdje je zadan ulazni val i profila evakuatora (EO), što zahtijeva obilan posao oko modeliranja, a ne doprinosi značajno točnosti rješenja (u odnosu na jednostavnije metode), pa se najčešće ne primjenjuje za ovaj tip problema.

Obično se u praksi primjenjuje, tzv. “kvazi - stacionarna” metoda, zasnovana na jednadžbi održanja mase (jednadžbi kontinuiteta, vodne bilance) u akumulaciji. Pretpostavlja se da je *nivo vode u jezeru horizontalan*, čime se zanemaruju dinamički efekti duž toka. Dinamički utjecaji ograničavaju se na nizvodni kraj akumulacije (nizvodni granični uvjet), gdje je zadana krivulja protoka evakuacijskog organa (jed. 2.9). (Krivulja protoka predstavlja nizvodni granični uvjet i kod “dinamički postavljenog problema”, tj. kod rješavanja Saint - Venantovih jednadžbi, Cunge et al. 1980).

Također se *zanemaruje i vrijeme prostiranja poremećaja* kroz akumulaciju (vrijeme putovanja vala); pretpostavlja se da se dotok ulaznog vala, $Q_{UL}(t)$, rasporedi po cijelom volumenu akumulacije tijekom jednog računskog koraka. S obzirom na to da je kod dubokih akumulacija brzina prostiranja poremećaja velika (za dubinu od $h = 40$ m, brzina prostiranja elementarnih valova je $\sqrt{gh} \approx 70$ km/h), vrijeme putovanja vala se u većini slučajeva može zanemariti bez značajnih grešaka. Ukoliko se radi o plitkoj akumulaciji velike dužine, vrijeme prostiranja poremećaja može postati značajno, pa je potrebno primijeniti pun dinamički model sa Saint - Venantovim jednadžbama.

Jednadžba održanja mase (jednadžba vodne bilance, jednadžba kontinuiteta) za volumen akumulacije $V = V(Z(t)) = V(t)$ može se napisati kao:

$$(2.12): \quad \frac{dV(t)}{dt} = Q_{UL}(t) - Q_{IZ}(t),$$

gdje su: $Q_{UL}(t)$ = protok ulaznog vala (dotok) u trenutku t , $Q_{IZ}(Z(t)) = Q_{IZ}(t)$ = protok izlaznog vala, kao funkcija nivoa u akumulaciji, $Z(t)$ (preko krivulje protoka 2.9), odnosno funkcija vremena t .

Diskretizacijom diferencijalne jednadžbe (2.12) za izabrani vremenski korak Δt , dobiva se jednadžba diferencija (jednadžba konačnih razlika):

$$(2.13): \quad \frac{V(t+\Delta t) - V(t)}{\Delta t} = \frac{1}{2} [(Q_{UL}(t + \Delta t) + Q_{UL}(t)) - (Q_{IZ}(t + \Delta t) + Q_{IZ}(t))].$$

Ovdje je s vremenom, t , označen trenutak na početku vremenskog koraka – “*prethodni*” trenutak, a s $t + \Delta t$ obilježen je “*tekući*” trenutak (tekući vremenski presjek). U proračunu se uvijek polazi od

prethodnog vremenskog presjeka, t , u kome su poznate sve promatrane veličine (ulazni i izlazni protok, nivo i volumen akumulacije), a traže se vrijednosti u *tekućem* vremenskom presjeku, $t + \Delta t$ (osim ulaznog hidrograma $Q_{UL}(t + \Delta t)$, koji je poznat). Zato se jednačba (2.13) piše kao funkcija nepoznatih veličina:

$$(2.14): \quad V(t + \Delta t) = C - \frac{\Delta t}{2} Q_{IZ}(t + \Delta t), \text{ gdje je:}$$

$$C = V(t) + \frac{\Delta t}{2} [Q_{UL}(t + \Delta t) + Q_{UL}(t) - Q_{IZ}(t)].$$

Preglednosti radi, veličine u prethodnom vremenskom presjeku, t , označit će se indeksom "1" ($t \equiv t_1$, $Q_{UL1} \equiv Q_{UL}(t)$, $Q_{IZ1} \equiv Q_{IZ}(t)$, ...), a u tekućem vremenskom presjeku, $t + \Delta t$, indeksom "2" ($t + \Delta t \equiv t_2$, $Q_{UL2} \equiv Q_{UL}(t + \Delta t)$, $Q_{IZ2} \equiv Q_{IZ}(t + \Delta t)$, ...):

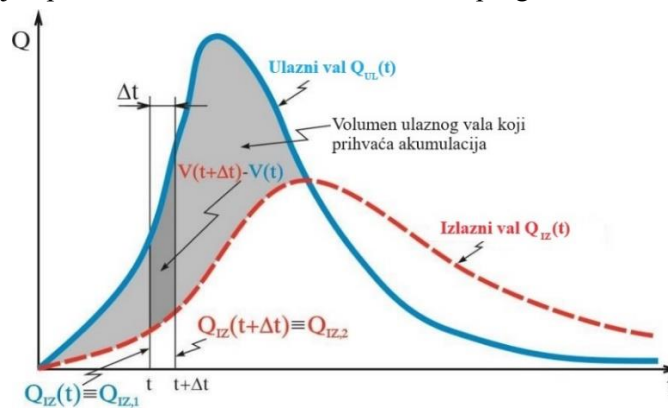
$$(2.15): \quad V_2 = C - \frac{\Delta t}{2} Q_{IZ2}, \text{ gdje je: } C = V_1 + \frac{\Delta t}{2} (Q_{UL2} + Q_{UL1} - Q_{IZ1})$$

Krivulje volumena (jed. 2.8) i protoka (jed. 2.9) također se mogu izraziti kao:

$$(2.16): \quad V_2 = V(Z_2), \text{ i}$$

$$(2.17): \quad Q_{IZ2} = Q(Z_2).$$

Za određivanje *tri nepoznate veličine* iz trenutka t_2 : izlaznog protoka, Q_{IZ2} , volumena akumulacije, V_2 , i nivoa, Z_2 , na raspolaganju su *tri jednačbe* (2.15, 2.16 i 2.17). S obzirom na to da je sistem jednačbi *nelinearan*, primjenjuje se neka od *numeričkih metoda*. Metoda *postepenog približavanja* (jednostavnih iteracija) sasvim zadovoljava za rješavanje ovakvog sustava jednačba, i po brzini konvergencije i po stabilnosti, a može se lako i brzo programirati.



Slika 2.8 Ulazni i izlazni hidrogram

Metoda postepenog približavanja (iterativni postupak)

Prvo se pretpostavi početna vrijednost *izlaznog protoka* ("početna iteracija"), $^{(0)}Q_{IZ2}$. (Indeks u zagradi s lijeve strane označava redni broj iteracije.) Obično se uzima da je izlazni protok u početnoj (nultoj) iteraciji jednak izlaznom protoku iz prethodnog trenutka, t_1 : $^{(0)}Q_{IZ2} = Q_{IZ1}$.

S ovako izabranim izlaznim protokom, računa se *volumen* $^{(1)}V_2$ u prvoj iteraciji preko jednačbe održanja mase (2.15):

$$(2.18): \quad ^{(1)}V_2 = C - \frac{\Delta t}{2} ^{(0)}Q_{IZ2},$$

pa se *kota nivoa* očita (izračuna) preko krivulje volumena (jed. 2.16):

$$(2.19): \quad {}^{(1)}Z_2 = Z({}^{(1)}V_2).$$

Na kraju iteracije se *izlazni protok* (tj. popravljena vrijednost izlaznog protoka) dobiva iz krivulje protoka (jed. 2.17):

$$(2.20): \quad {}^{(1)}Q_{IZ2} = Q({}^{(1)}Z_2).$$

Ciklus iterativnog rješavanja jednadžbi (2.18, 2.19 i 2.20) se zatim nastavlja kroz drugu, treću, i m -tu iteraciju:

$$(2.21): \quad {}^{(m)}V_2 = C - \frac{\Delta t}{2} {}^{(m-1)}Q_{IZ2},$$

$$(2.22): \quad {}^{(m)}Z_2 = Z({}^{(m)}V_2), \text{ i}$$

$$(2.23): \quad {}^{(m)}Q_{IZ2} = Q({}^{(m)}Z_2), \text{ i}$$

sve dok apsolutna vrijednost razlike protoka (ili nivoa) između dvije uzastopne iteracije ne postane manja od željene točnosti:

$$(2.24): \quad \left| {}^{(m)}Q_{IZ2} - {}^{(m-1)}Q_{IZ2} \right| \leq \varepsilon.$$

Postupak s pomoćnom funkcijom

Ovo je jednostavan grafički postupak koji je razvijen i korišten u vrijeme prije masovne upotrebe računala. U jednadžbi održanja mase (2.13, odnosno 2.15), nepoznate veličine napisat će se na lijevoj, a poznate na desnoj strani:

$$(2.25): \quad \frac{2V_2}{\Delta t} + Q_{IZ2} = \frac{2V_1}{\Delta t} + Q_{UL2} + Q_{UL1} - Q_{IZ1} = C_2$$

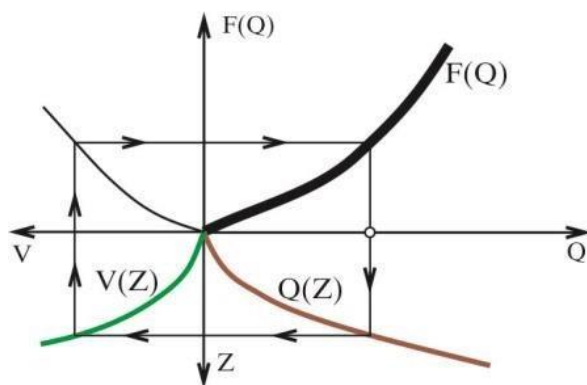
S obzirom na to da je *nivo vode funkcija izlaznog protoka*, $Z_2 = Z(Q_{IZ2})$, a *volumen funkcija nivoa*, $V_2 = V(Z_2)$, zaključuje se da je i *volumen funkcija izlaznog protoka*:

$$(2.26): \quad V_2 = V(Z(Q_{IZ2})) = V(Q_{IZ2}),$$

pa se cijela lijeva strana jednadžbe 2.25 može napisati kao funkcija izlaznog protoka $F(Q_{IZ2})$:

$$(2.27): \quad F(Q_{IZ2}) = \frac{2V(Q_{IZ2})}{\Delta t} + Q_{IZ2} = C_2$$

Pomoćna funkcija $F(Q)$ obično se predstavlja tablično, ili grafički (slika 2.9). Za izabrane vrijednosti protoka, Q , dobivaju se preko krivulje protoka (jed. 2.9) odgovarajuće kote nivoa, $Z(Q)$, za koje se sa krivulje volumena (jed. 2.8) očitaju odgovarajući volumeni u akumulaciji, $V(Z)$, pa se pomoćna funkcija računa kao $F(Q) = \frac{2V[Z(Q)]}{\Delta t} + Q$.



Slika 2.9 Konstrukcija pomoćne funkcije

Pošto je određena funkcija $F(Q)$, rješava se jednačba održanja mase (2.27). Za svaki tekući vremenski presjek “2” ($t=t_2$) izračuna se vrijednost pomoćne funkcije, odnosno izračuna se konstanta C_2 , polazeći od vrijednosti iz prethodnog vremenskog presjeka “1” ($t=t_1$), i zadanog hidrograma ulaznog protoka:

$$C_2 = \frac{2V_1}{\Delta t} + Q_{UL\ 2} + Q_{UL\ 1} - Q_{IZ\ 1} = F(Q_{IZ\ 1}) + Q_{UL\ 2} + Q_{UL\ 1} - 2Q_{IZ\ 1}.$$

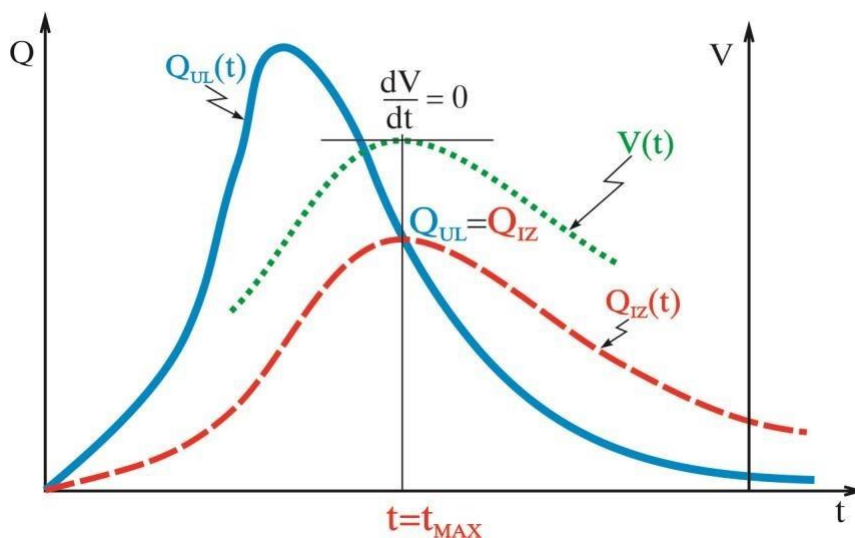
Zatim se sa slike 2.9 očita (ili iz tablice interpolira) vrijednost izlaznog protoka, Q_{IZ2} . Kota nivoa u akumulaciji, Z_2 , se dobije s krivulje protoka (jed. 2.9), a volumen, V_2 , s krivulje volumena (jed. 2.8).

* * *

Zanimljivo je uočiti, a korisno je za kontrolu proračuna, da *ulazni val presijeca vrh izlaznog vala* (slika 2.10). U istom trenutku ($t=t_{MAX}$) javlja se i maksimalni nivo u akumulaciji:

$$Q^{MAX} \equiv Q_{IZ}(t_{MAX}) = Q_{UL}(t_{MAX}),$$

$$Z_{MAX} = Z(t_{MAX}).$$



Slika 2.10 Ulazni val presijeca vrh izlaznog vala

Naime, u trenutku $t = t_{MAX}$, kada se javlja najveći nivo, najveći je i volumen u akumulaciji (prema krivulji volumena), a prema krivulji protoka, najveći je i protok preko preljeva, to jest izlazni protok. Maksimalan volumen se, prema jednačbi kontinuiteta (2.12), javlja kada je izvod dV/dt jednak nuli, tj. kada je ulazni protok jednak izlaznom:

$$\frac{dV}{dt} = Q_{UL}(t_{MAX}) - Q_{IZ}(t_{MAX}) = 0$$

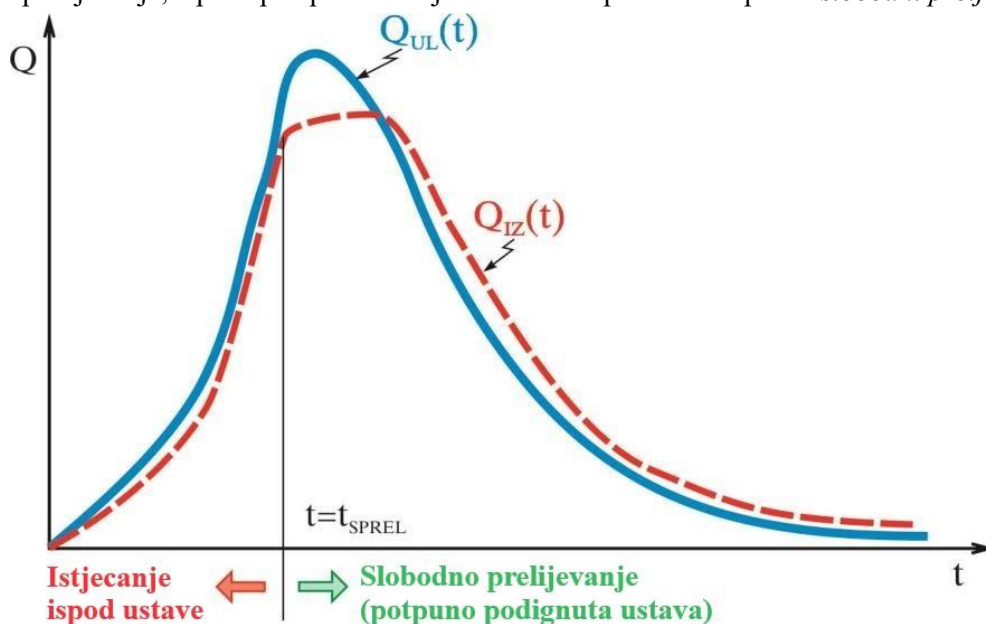
odnosno, kada je: $Q_{UL}(t_{MAX}) = Q_{IZ}(t_{MAX})$.

* * *

Preljev s ustavama

Kod *preljeva s ustavama* se često unaprijed zada željeni izlazni val, $Q_{IZ}(t)$, a traži se *način upravljanja ustavama*, koji će omogućiti ispuštanje takvog vala. Primjenjuje se ista jednačba održanja mase (2.13), samo više nema potrebe za iteracijama, s obzirom na to da se volumen akumulacije, V , računa direktno iz jednačbe 2.13, pa se kota nivoa očitava s krivulje volumena (jed. 2.8). Na kraju se, za poznat nivo i izlazni protok, s krivulje protoka odredi (očita) odgovarajući otvor ustave.

Pri propuštanju *računskog vala* (vala prema kome se određuje kapacitet evakuacijskog organa, odnosno kota maksimalnog uspora), ustave se potpuno podižu u trenutku kada se vrijednost protoka izlaznog vala približi kapacitetu slobodnog preljeva ($t = t_{SPREL}$, na slici 2.11). Nadalje se uspostavlja slobodno prelijevanje, a postupak proračuna je isti kao i za prethodno opisani *slobodni preljev*.



Slika 2.11 Rad preljeva sa ustavom

Upute i primjeri za upravljanje ustavama pri evakuaciji velikih voda detaljno su prikazani u literaturi (ICOLD 1984).

* * *

Proračun pretpražnjenja neprikosnovenog akumulacijskog prostora (kao i proračun pražnjenja akumulacije) ne razlikuje se bitno od prethodno opisanih postupaka.

LITERATURA:

- ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice-No.54, (1974), "Sedimentation Engineering", Vanoni, V.A.V, Editor.
- Babić Mladenović M., (2018), "Uređenje vodotoka", Institut za vodoprivredu Jaroslav Černi, Beograd.
- Bruk, S, et al., (1995), "Methods of Computing Sedimentation in Lakes and Reservoirs", UNESCO, PARIS.
- Cunge, J.A., Holly, F. M. Jr, Verwey, A., (1980), "Practical Aspects of Computational River Hydraulics", Pitman.
- Đorđević, B., (1984), "Korišćenje vodnih snaga", Naučna knjiga, BEOGRAD.
- Hajdin G., (1983), "Osnove hidrotehnike", Naučne knjiga, BEOGRAD.
- ICOLD (1984) "Operation of Hydraulic Structures od Dams", Bulletin 49.
- Jovanović, M., B., (2002), "Regulacija reka – Rečna hidraulika i morfologija", Građevinski fakultet –Beograd.
- Linsley, R.K., Franzini J.B., (1979), "Water-Resources Engineering", McGraw-Hill Book Company.
- Melentijević, M., (1971), "Regulisanje oticanja rečnih proticaja", autorizovana skripta, Beograd.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Petrović, P.S., (1992), "Hidrotehničke konstrukcije", I deo, NAUKA, BEOGRAD.
- Pećinar, M., (1960), "Hidrotehničke konstrukcije – brane", Izdanje udruženja studenata Građevinskog fakulteta, BEOGRAD.
- Roberson, J. A. et al. (1988), "Hydraulic Engineering", Houghton Mifflin Company.
- Spasojević, M. and Holly, F.M.Jr, (1990), "MOBED2 – Numerical Simulation of Two-Dimensional Mobile-Bed Processes", Iowa Institute of Hydraulic Research Report No. 344
- USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Of Small Dams", A Water Resources Technical Publication

III

HIDROTEHNIČKE GRAĐEVINE

III.1 KARAKTERISTIKE HIDROTEHNIČKIH GRAĐEVINA

Hidrotehničke građevine (objekti, građevine) omogućuju *upravljanje (gospodarenje) vodama* - čuvanje, distribuciju (transport) i korištenje vode te sprječavaju njezino razorno djelovanje. Hidrotehničke građevine su *stalno* ili *povremeno u kontaktu s vodom*. Voda je često jedno od najutjecajnijih opterećenja kod hidrotehničkih građevina. Osim statičke i dinamičke stabilnosti, potrebno je osigurati vodonepropusnost građevine ili dijelova građevine. Hidrotehničke građevine moraju biti funkcionalne, jednostavne za izgradnju, korištenje i održavanje. Također, njihov utjecaj ne smije biti nepovoljan za okoliš u kojem se grade.

Glavne karakteristike hidrotehničkih građevina su:

- 1) **Djelovanje vode** na objekt i na sredinu oko (ispod) objekta. Djelovanje vode može biti *fizičko i kemijsko*.
 - a) **Fizičko djelovanje** (koje je najčešće mehaničko) predstavljaju:
 1. *Hidrostatski pritisak i uzgon* (pritisak vode u porama i pukotinama objekta i/ili sredine).
 2. *Hidrodinamičke sile* (inercijske sile, pulsacije tlaka, sile od valova, sila od zemljotresa koja djeluje na masu vode uz konstrukciju i sl.).
 3. *Sila od leda* (statički i dinamički utjecaj).
 4. *Unutarnja erozija* – ispiranje (sufozija) i podizanje (izdizanje, fluidizacija).
 5. *Vanjska erozija* (npr. uslijed prelijevanja preko nasipa).
 6. *Kavitacija*, odnosno *kavitacijska erozija*.
 - b) **Kemijsko djelovanje** često je praćeno ispiranjem (sufozijom), bilo unutar same građevine, bilo na dodiru (kontakta) građevine sa sredinom. Voda kemijski djeluje na stijenu, tlo, cement ili na agregat u betonu, što može dovesti do djelomičnog ili potpunog razaranja konstrukcije.
- 2) **Ispitivanje izgrađenog hidrotehničkog objekta moguće je samo u punom pogonu**, tj. **nema probnih opterećenja** (*probno punjenje akumulacije* ne bi trebalo smatrati probnim opterećenjem u pravom smislu riječi). Posljedice rušenja mogu biti katastrofalne pa se zahtijeva velika sigurnost objekata.
- 3) **Složeno projektiranje**: nužne su specijalističke studije, fizički i matematički modeli, kao i opsežni i skupi istražni radovi. Većina hidrotehničkih objekata se *ne može tipski projektirati*.
- 4) **Izgradnja je znatno složenija** nego kod objekata koji nisu na vodi. Ovo podrazumijeva veliki opseg radova, često i rad pod vodom, rad u uvjetima tekuće vode, pronosa leda i nanosa, zabačene krajeve i teške klimatske uvjete.
- 5) Koriste se materijali visoke vodonepropusnosti, otpornosti na mraz, habanje i sl., čime se omogućava **postojanost objekta** tijekom izgradnje i korištenja (eksploatacije).
- 6) **Vrijednost radova je velika**. Po pravilu, gradnja hidrotehničkih objekata je skupa, dok je eksploatacija obično jeftina.
- 7) Veliki hidrotehnički objekti, kao visoke brane i hidroelektrane, mogu značajno utjecati na **ekološke i ekonomske** uvjete okolnog područja.

III.2 PODJELA HIDROTEHNIČKIH GRAĐEVINA

Postoji više podjela hidrotehničkih građevina (Novak 1996, Petrović 1992). Navest će se samo značajnije:

- 1) Prema **djelovanju na tok i režim vode**, hidrotehničke građevine se dijele na:
 - a) Građevine koje mijenjaju tok i režim vodotoka (brane, nasipi, pera i sl.).
 - b) Građevine za *distribuciju* (transport) vode (kanali, tuneli, cjevovodi i objekti na njima).
- 2) Prema **trajnosti korištenja**, hidrotehničke građevine mogu biti:
 - a) *Stalne*.
 - b) *Privremene* (služe u periodu izgradnje ili popravke stalne građevine).
- 3) Prema **namjeni** hidrotehničke građevine dijele se na:
 - a) *Građevine opće namjene*: brane, nasipi, preljevi, umirujući bazeni, zahvati, kanali, tuneli, cjevovodi, propusti, kaskade, sifoni itd.
 - b) *Građevine posebne namjene*: građevine za *korištenje vodnih snaga* (hidroelektrane, vodostani, vodne komore), za *navodnjavanje i vodoopskrbu* (rezervoari, bazeni, pumpne stanice, taložnice, pročištači), za *riječni pomet i reguliranje korita* (prevodnice, pristaništa, pera, obaloutvrde). Ova knjiga obrađuje *samo* građevine **opće namjene**.

III.3 PODLOGE ZA PROJEKTIRANJE

Najvažnije **podloge** koje su potrebne za projektiranje hidrotehničkih građevina su:

- 1) **Potrebe za vodom** (količinski i kvalitativno), odnosno, kod korištenja vodnih snaga, **potrebe za energijom**.
- 2) **Hidrološke i hidrometeorološke podloge**:
 - a) Opće geografske i hidrografske karakteristike sliva, vegetacija, oborine, temperatura, vlažnost, isparavanje, vjetar, itd.
 - b) *Niz srednjih mjesečnih (tjednih, dnevnih) protoka* za period od najmanje 20 – 40 godina.
 - c) *Hidrogrami poplavnih valova* velikih voda raznih vjerojatnosti pojave (prekoračenja): 20%, 5%, 2%, 1%, 0.1%, 0.01% i PMF (najveća velika voda, eng. *Probable Maximum Flood*).
 - d) *Male vode* raznih vjerojatnosti pojave (prekoračenja): mjesečni i dnevni ekstremi protoka.
 - e) Podaci o *nanosu* (suspendiranom i vučenom): koncentracije, pronos, granulometrijski i mineraloški sastav.
 - f) *Protočna krivulja* riječnog korita – krivulja (protoka) donje vode.
 - g) *Fizičke i kemijske karakteristike* voda (površinskih i podzemnih).
- 3) **Topografske podloge** obuhvaćaju:
 - a) *Pregledne situacije i karte* akumulacijskog bazena sitnijeg mjerila ($R = 1 : 200\,000 - 1 : 5000$, zavisno od značaja objekta i nivoa projekta).
 - b) *Detaljne karte* krupnijeg mjerila i planove ($R = 1 : 2000$ do $1 : 50$) za mjesto brane i zahvata, evakuacijskih organa i ostalih objekata, kao i za dokaznicu mjera.
- 4) **Geološke, seizmološke, hidrogeološke i geomehaničke podloge**. Ove podloge trebaju omogućiti što bolju procjenu:
 - a) *Osobina sredine u kojoj se objekt temelji*, kao što su: položaj rasjeda i pukotina, čvrstoće na

tlak i na posmik, koeficijent trenja (kamen o kamen i kamen o beton), deformabilnost (moduli deformacije i elastičnosti, Poissonov koeficijent bočne kontrakcije) kod stjenovitih sredina, kut unutarnjeg trenja, zbijenost i granulometrijski sastav kod nekoherentnog (nevezanog) tla, stišljivost i čvrstoća na posmik koherentnog (vezanog) tla i slično.

b) *Vodonepropusnost akumulacije*, a posebno *profila brane* (ispucanost i vododrživost stijene, pojava krških oblika, nivo podzemne vode i sl.).

c) *Stabilnosti bokova doline*.

d) *Raspoloživost i osobina potencijalnog građevinskog materijala*.

Koriste se postojeće geološke karte i istražni radovi (bušotine, galerije i rovovi, geofizička istraživanja i dr.) (Novak 1996, Petrović 1992, USBR 1987, Creager 1961). Treba imati na umu da je rijeka usjekla svoj put tamo gdje je bilo najlakše, tj. tamo gdje su karakteristike sredine najlošije, pa zato i projektant treba uvijek biti oprezan.

5) **Vodoprivredne, Ekonomske i Energetske podloge.**

6) **Pedološke i Bujične podloge.**

7) **Ekološke podloge.**

8) **Strojarske i Elektrotehničke podloge.**

9) **Prometne podloge.**

10) **Prethodna tehnička dokumentacija i dr.**

Podloge se skupljaju kroz *istražne radove* (npr. geološke, hidrološke, geodetske) pribavljanjem postojećih podataka od odgovarajućih poduzeća (hidrometeorološkog zavoda, kartografskog zavoda i sl.). Pored podloga, za projektiranje je neophodno pribaviti sve potrebne uvjete, mišljenja, dozvole i suglasnosti od nadležnih institucija.

III.4 MATERIJALI I GRAĐENJE

Hidrotehnički objekti grade se od materijala koji su postojani na djelovanje vode (kako pri izgradnji, tako i pri korištenju). Primjenjuju se *klasični građevinski materijali* za betonske i nasute konstrukcije, prije svega *beton* (nearmirani i armirani), *glinoviti materijali*, nekoherentno tlo (*pijesak* i *šljunak*), *kamen* (lomljen, drobljen, mljeven), *asfalt* i *bitumen*, kao i *čelik*, *drvo*, *guma*, *geotekstili*, *geomembrane* i drugi prirodni i sintetički materijali. Detaljan opis građevinskih materijala koji se koriste kod hidrotehničkih objekata može se naći u literaturi (Petrović 1992).

III.4.1 Hidrotehnički beton

Veliki broj hidrotehničkih konstrukcija radi se od tzv. *hidrotehničkog betona*. U odnosu na standardni beton (koji se koristi u visokogradnji), hidrotehnički beton mora zadovoljiti posebne uvjete u pogledu *vodonepropusnosti*, niske *topline hidratacije*, male *volumenske deformacije* uslijed skupljanja i temperature, otpornosti na *smrzavanje* i *habanje*, a često i u pogledu otpornosti na *agresivno djelovanje vode i temeljne sredine*.

Hidrotehnički beton se može podijeliti na četiri načina, i to:

1) Prema **položaju u odnosu na nivo vode** na:

a) **Podvodni**, ako je stalno pod vodom.

b) **U zoni promjenjivog nivoa vode**, ako se nalazi u rasponu između maksimalnog i minimalnog nivoa vode.

- c) *Iznad nivoa vode.*
- 2) Prema **dimenzijama konstrukcije** (odnosno razmatranog dijela konstrukcije) na:
 - a) **Masivni**, ako je *najmanja dimenzija* veća od 1 m, a *ukupan volumen* veći od 10 m³.
 - b) **Nemasivni**, ako je jedna od dimenzija manja od 1 m, ili je volumen manji od 10 m³.
- 3) Prema **tlaku vode** na:
 - a) **Pod tlakom**, ako je maksimalni tlak vode veći od 10 m v.s. (tj. 1 bar=0.1 MPa).
 - b) **Bez tlaka**, ako je maksimalni tlak vode manji od 10 m v.s.
- 4) Prema **agresivnosti vode** na:
 - a) Beton koji **nije ugrožen** agresivnim djelovanjem vode.
 - b) Beton koji je **ugrožen** agresivnim djelovanjem vode.

Uvjeti kvalitete betona i sastavnih dijelova betona

Uvjeti kvalitete definiraju se postojećim standardima, koji se ovdje neće detaljno navoditi. Kod hidrotehničkog betona propisuju se i ispituju sljedeća svojstva:

- 1) *Razred tlačne čvrstoće*
- 2) *Vodonepropusnost*
- 3) *Otpornost na zamrzavanje i odmrzavanje*
- 4) *Čvrstoća na vlak*

Ponekad se na ovo dodaju posebni zahtjevi u pogledu otpornosti betona na *abraziju, agresivnu sredinu* i uvjeti u pogledu *skupljanja i bubrenja, termičkih svojstava* i drugo.

Komponente betona: *cement, agregat i voda* (kao i armatura za armirani beton) trebaju ispunjavati opće uvjete, regulirane odgovarajućim pravilnicima i standardima. Za masivni hidrotehnički beton treba koristiti cement s niskom toplinom hidratacije.

III.4.2 Planiranje i faze izvođenja radova

Pri izgradnji velikih i složenih hidrotehničkih građevina, kao što su brane s pratećim objektima i opremom, neophodno je detaljno isplanirati svaku fazu izgradnje i sve pomoćne i pripremne radove i aktivnosti. Ovdje će se ukratko navesti najvažnije faze, a za detalje se čitatelj upućuje na literaturu (Thomas 1976, Creager 1960).

- 1) Izgradnji prethodi *projektiranje s istražnim radovima i nabavkom potrebnih uvjeta, mišljenja, suglasnosti i dozvola.*
- 2) U prvoj fazi izgradnje obavljaju se *pripremni radovi*. Potrebno je uraditi *pristupne ceste*, otvoriti *odlagalište materijala* i pripremiti *gradilište*.
- 3) U drugoj fazi obavljaju se radovi na *skretanju rijeke*, a paralelno se započinju radovi na objektima i dijelovima objekata koji su iznad nivoa vode u rijeci (na primjer, dijelovi zahvatne građevine, dijelovi evakuacijskih organa, upravna zgrada i sl.). Obavljaju se antierozijski radovi na slivu akumulacije.
- 4) Pošto je rijeka skrenuta u privremeno korito (obilazni tunel, galerija, kanal, i sl.), *osigurava se temeljna jama i pripremaju se temelji.*
- 5) Slijedi *betoniranje, odnosno nasipavanje brane* i betoniranje ostalih objekata (preljeva, umirujućeg bazena, ispusta, zahvata i sl.), izrada injekcijske zavjese, kao i ostali *glavni građevinski radovi*. Pred početak punjenja, korito buduće akumulacije *čisti se od vegetacije*, kako bi se izbjegla

eutrofikacija jezera. Osigurava se *sanitarna zaštita* akumulacije.

6) U posljednjoj fazi obavljaju se zanatski radovi, završava se *montaža opreme*, postavlja se *sustav za alarmiranje* i vrši se *probno punjenje akumulacije*, obično u tri etape. (U prvoj etapi se akumulacija puni do nivoa koji odgovara jednoj trećini visine brane. Zatim se, ukoliko se objekti i oprema u pogonu ponašaju prema projektu, u drugoj etapi nivo vode podiže za još jednu trećinu visine brane, da bi se u posljednjoj etapi nivo podigao na kotu normalnog uspora.)

7) Za sve vrijeme radova i probnog punjenja, kao i tijekom probnog rada, vrše se *promatranja* ili *monitoring* (geodetska, instrumentalna i vizualna) objekata, opreme i okolnog terena, prema projektu tehničkog promatranja (dio izvedbenog projekta).

8) Na temelju uvida u stanje i funkcioniranje objekata i opreme prilikom probnog rada, izdaje se potvrda o tehničkom pregledu objekta i uporabna dozvola, poslije čega se objekt pušta u rad.

LITERATURA:

Creager, W.P et al.,(1961), "Engineering For Dams", John Wiley and Sons.

JUS, (1987), "Hidrotehnički beton. Uvjeti za izradu i upotrebu.", JUS U.E3.010.

Linsley, R.K., Franzini J.B., (1979), "Water-Resources Engineering", McGraw-Hill Book Company.

Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.

Petrović, P.S., (1992), "Hidrotehničke konstrukcije", I deo, NAUKA, BEOGRAD.

Pećinar, M., (1960), "Hidrotehničke konstrukcije – brane", Izdanje udruženja studenata Građevinskog fakulteta, BEOGRAD.

USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.

IV

BRANE

IV.1 SVRHA BRANA

U poglavlju II o *akumulacijskim bazenima*, rečeno je da se prostor za izravnanje protoka ostvaruje pregrađivanjem riječne doline *branom* (slika 4.1). Pored toga, brana stvara uspor za *kontrolirano zahvaćanje* vode iz vodotoka. Brane omogućavaju *koncentraciju pada* kod pribranskih hidroelektrana, a pad stvoren branom može se iskoristiti i za gravitacijsku *vodoopskrbu* naselja, industrije i drugih korisnika, kao i za održavanje nivoa potrebnog za *plovidbu* ili *rekreaciju*. Uz to, brana osiguravanjem *nepriksnovenog prostora* za prihvaćanje poplavnog vala, omogućava ublažavanje šteta od poplava u nizvodnom području¹.

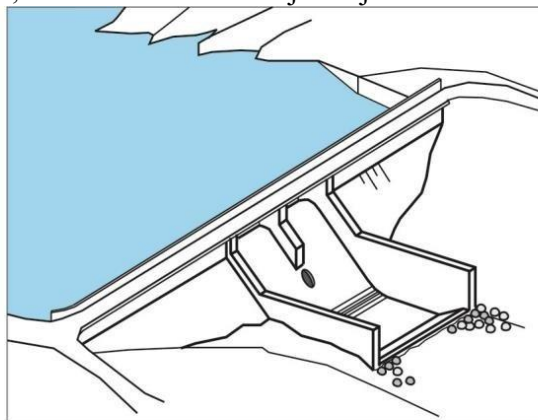
Brane spadaju među najstarije hidrotehničke građevine i među najstarije građevine uopće. Pojava brana proteže se unazad do prvih vjekova civilizacije. Tehnologija projektiranja i izgradnje brana i dalje napreduje, premda se može reći da je doživjela vrhunac u prvoj polovini 20-og stoljeća. Smatra se da trenutno u svijetu postoji oko 300 000 brana, od kojih je preko 30 000 takozvanih *visokih brana*.

Brane se ovdje proučavaju, ne samo zbog svog značaja i zastupljenosti, već i da bi se na njihovom primjeru analizirali problemi, opterećenja i moguća rješenja u projektiranju i izgradnji ostalih hidrotehničkih objekata. Tako su nasute brane slične nasipima, a na primjeru betonske gravitacijske brane mogu se pogledati mnoge zajedničke karakteristike betonskih hidrotehničkih konstrukcija.

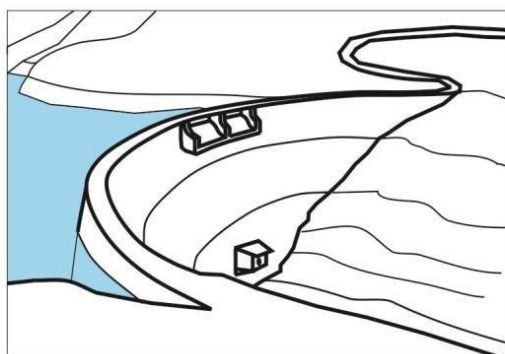
¹ Pored brana koje se koriste za zadržavanje vode, postoje i takozvane *jalovišne brane*, kojima se ograničava akumulacijski prostor za odlaganje različitih vrsta otpadnog materijala. Zbog specifičnosti namjene, jalovišne brane nisu razmatrane u ovoj knjizi (kao što je rečeno u poglavlju III, ovdje su promatrane samo hidrotehničke konstrukcije opće namjene). Također, nisu promatrane ni bujične pregrade za zadržavanje nanosa.

IV.2 PODJELE I TIPOVI BRANA

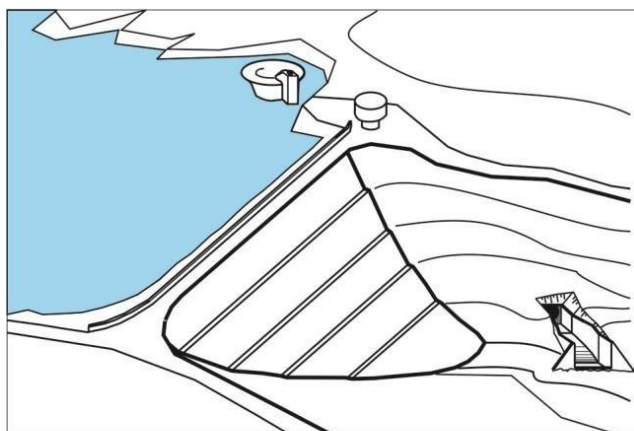
Postoji više podjela brana, a navest će se samo najvažnije:



a) Betonska gravitacijska



b) Lučna



c) Nasuta

Slika 4.1 Tipovi brana

a) Prema **načinu prenošenja opterećenja**, brane se dijele na (slika 4.2):

1) **Gravitacijske**, koje se suprotstavljaju opterećenju *vlastitom težinom*, koju zajedno s ostalim opterećenjima prenose u sredinu preko temeljne spojnice.

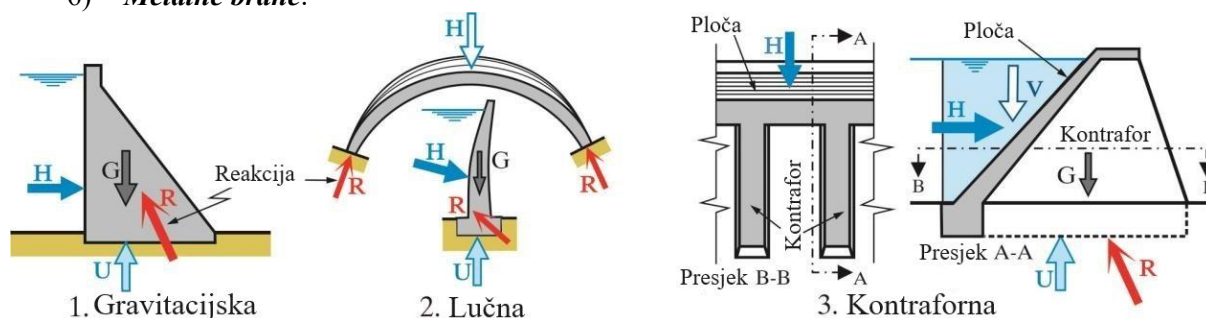
2) **Lučne**, koje prihvaćaju opterećenje kombiniranim djelovanjem *lukova i konzola*, prenoseći ga u bokove i dno doline.

3) **Kontraforne**, koje prihvaćaju opterećenje preko “ploča” na uzvodnom licu i provode ga na zidove – kontrafore, koji ga prenose u temeljnu sredinu. (Ploče mogu biti armirano – betonska platna, zatvarači – ustave, ili svodovi – “lukovi”.)

4) **Kombinirane**, najčešće: **Olakšane** i **Lučno-gravitacijske**.

b) Prema **materijalu** od kojeg se grade, brane mogu biti:

- 1) **Betonske** (od klasičnog hidrotehničkog betona ili od “valjanog” betona).
- 2) **Nasute zemljane** brane.
- 3) **Nasute kamene brane** – (od kamenog nabačaja ili “valjanog” kamena).
- 4) **Zidane brane** (od kamena, vezanog cementnim malterom).
- 5) **Drvene brane**.
- 6) **Metalne brane**.



Slika 4.2 Prenošenje opterećenja kod brana

Od prethodno nabrojanih tipova, najzastupljenije su *nasute brane* (zemljane i od kamenog nabačaja), *betonske gravitacijske* i *betonske lučne brane* (slika 4.1), pa će se one proučavati u daljnjem izlaganju. Statistika pokazuje (Novak, 1996) da je oko 90 % brana u svijetu nasutih, bilo od zemlje ili kamenog nabačaja. Ovo je posljedica dobrih osobina nasutih brana, počevši od malih zahtjeva za nosivošću temelja, do obično lako dostupnog prirodnog materijala za nasip, koji se efikasno ugrađuje mehanizacijom velikog učinka.

c) Prema konvenciji *Međunarodnog udruženja za visoke brane ICOLD* (eng. *International Commission on Large Dams*), brane se po **visini (veličini)** mogu svrstati u:

- 1) **Visoke** brane.
- 2) **Niske** brane.

Pod *visokim* (velikim) smatraju se brane čija građevinska visina (od najniže kote temelja do krune) prelazi 15 m. Visoke brane mogu biti i niže (do 10 m), ako im je dužina u kruni veća od 500 m, ili stvaraju akumulaciju veću od 1 000 000 m³, ili im je ukupan kapacitet evakuacijskih organa veći od 1000 m³/s.

d) Prema **načinu evakuacije velikih voda** brane mogu biti:

- 1) **Preljevne**, kod kojih je preliv postavljen po cijeloj dužini brane.
- 2) **Nepreljevne**, koje nisu predviđene za prelijevanje (nasute brane), pa se za evakuaciju velikih voda koristi zaseban objekt (npr. prelivna betonska brana).
- 3) **Preljevno – nepreljevne**, kod kojih je dio brane prelijevan, dok ostatak konstrukcije, iako istog tipa kao prelivni (isti materijal i sličan oblik presjeka), nije predviđen za prelijevanje (npr. betonske brane kombinirane iz prelivnog i nepreljivnog dijela).

IV.3. OSNOVNI ELEMENTI BRANE

U užem smislu riječi, brana je građevina kojom se pregrađuje riječna dolina. U širem smislu, pod branom se, pored građevine za pregrađivanje, podrazumijevaju i građevine za *evakuaciju velikih voda*, za *zahvaćanje i ispuštanje* vode i druge, tzv. *prateće građevine*. Nezavisno od tipa, veličine i namjene, većina brana ima određene “obavezne” elemente, koji su prikazani na slici 4.3:

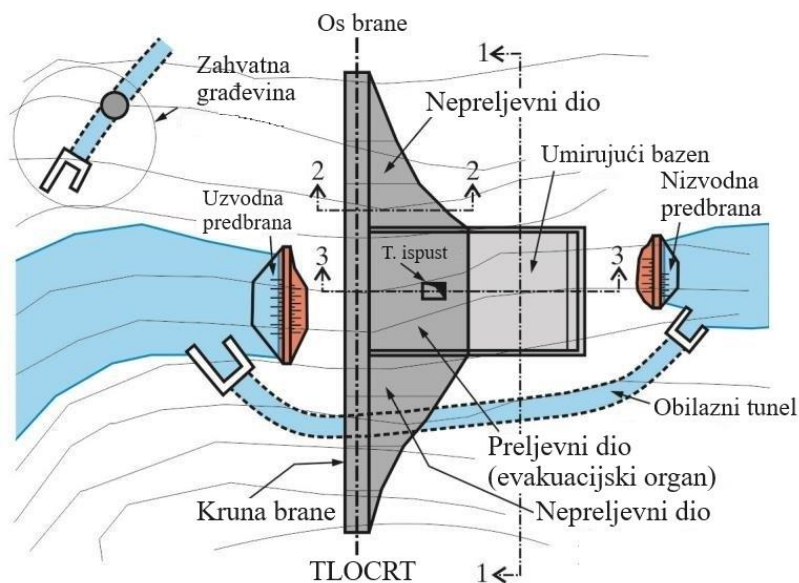
- 1) **Nepreljevni dio** brane je nepreljevna pregrada za stvaranje akumulacije.
- 2) **Evakuacijski organ (evakuacijski objekt, EO)** je objekt koji omogućava kontroliranu evakuaciju velikih voda. Može biti u sklopu tijela brane (kao njen preljevni dio) ili nezavisan objekt.
- 3) **Umirivač energije** (umirujući bazen, ili ski odskok) je sastavni dio evakuacijskog organa, koji služi za “umirenje” energije preljevne vode, da ne bi došlo do potkopavanja temelja i rušenja brane.
- 4) **Temeljni ispust** omogućava pražnjenje akumulacije i ispiranje nanosa.
- 5) **Zahvat** omogućava kontrolirano zahvaćanje vode za korisnike iz akumulacije.
- 6) **Uzvodno lice brane** je uzvodna kontura brane (preljevnog i nepreljevnog dijela), okrenuta prema akumulaciji. Kod nasutih brana uobičajen je naziv **uzvodna kosina**.
- 7) **Nizvodno lice brane** (tj. **nizvodna kosina** za nasute brane) je nizvodna kontura brane.
- 8) **Temelj** čini *sredina* (stijena ili tlo) ispod i oko objekta, koja je uslijed opterećenja i prisustva vode, kao i uslijed geotehničkih radova (injektiranja, dreniranja), promijenila fizičko stanje i stanje naprezanja. **Temeljna spojnica (linija temelja)** je dodirna površina konstrukcije i sredine temelja.
- 9) **Kruna brane** je horizontalna “traka” na vrhu brane, kojom je omogućen promet duž brane (s jedne na drugu obalu). Kruna brane visinski je određena **Kotom krune brane** (*KKB*, ili Z_{KB} na slici 4.3).
- 10) **Kota krune preljeva** (*KKR*, ili Z_{KR}) je kota najviše točke konture preljeva.
- 11) **Drenažni sustav** omogućava smanjenje uzgona u brani i temelju, i kontrolirano odvođenje procijedne vode (iz brane i temelja). Sastoji se od drenažnih *bušotina* i *galerija* s pumpama i ostalom potrebnom opremom, ili od *slojeva tucanika* zaštićenog filterom, zavisno od tipa brane i sredine temelja.
- 12) **Injekcijska zavjesa** smanjuje efektivnu površinu procjeđivanja (filtracije), čime se smanjuje uzgon na branu, kao i filtracija kroz branu i temelj. (Kod objekata temeljenih na aluviju, umjesto injekcijske zavjese, obično se radi vodonepropusni **zastor**, koji produžuje put procijednoj vodi (VII.6.2).

Pored nabrojanih elemenata same brane treba spomenuti i:

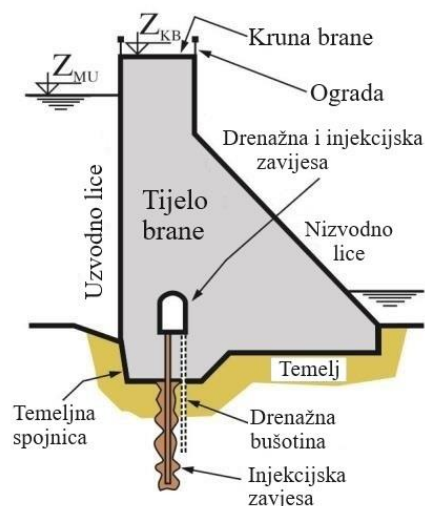
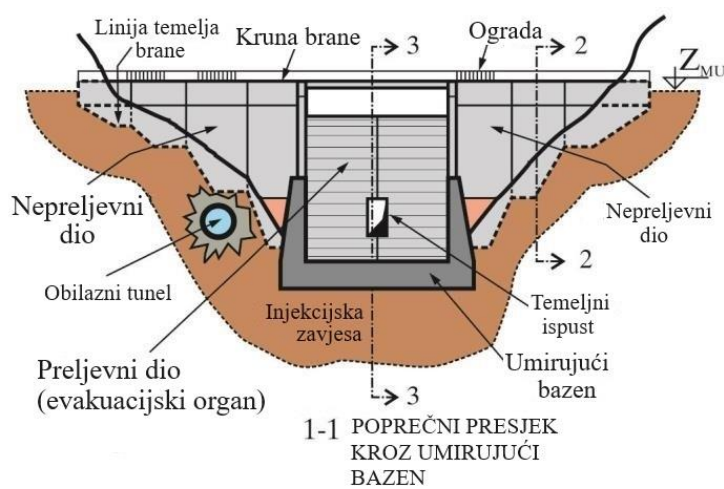
- 13) **Akumulacijski bazen** zbog koga se brana gradi (sa svojim parametrima, slika 2.1).
- 14) **Objekte za skretanje rijeke** tijekom građenja, koji omogućavaju da se voda kontrolirano skrene iz korita u kome se nalazi temeljna jama.
- 15) **Upravljačku zgradu** za upravljanje branom i pratećim objektima (preglednosti radi, nije prikazana na slici 4.3).
- 16) **Nanos** koji se, kako je naprijed objašnjeno, ne može izbjeći, i na koji uvijek treba računati.

Korisno je još definirati i:

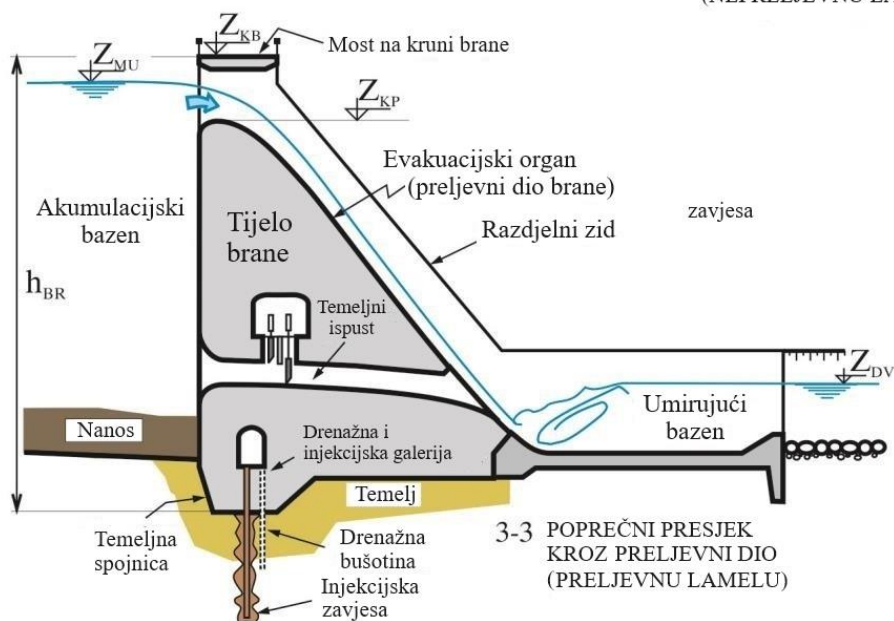
- 17) **Os** brane, kao zamišljenu ravninu duž krune brane.
- 18) **Građevinsku visinu brane**, h_{BR} , kao visinsku razliku između kote krune brane i najniže kote u temelju.
- 19) **Hidrauličku visinu brane**, kao visinsku razliku između kote maksimalnog uspora i kote dna rijeke u profilu brane prije izgradnje.
- 20) **Dužinu brane u kruni**, kao udaljenost između obala, mjereno duž krune brane.



Aksonometrijski prikaz



2-2 POPREČNI PRESJEK KROZ NEPRELJEVNU LAMELU



Slika 4.3 Osnovni elementi brane

IV.4 IZBOR PREGRADNOG PROFILA

Izbor **pregradnog profila** (mjesto brane) je prvi i ujedno jedan od najvažnijih zadataka pri projektiranju svake brane. Položaj brane određuje mogući *volumen akumulacije*, *volumen tijela brane* i zahvaćenu *površinu sliva* (od koje zavisi hidrološki potencijal raspoloživ za moguću potrošnju), dok geološke i geomehaničke karakteristike sredine bitno utječu na *uvjete temeljenja* i na *vodonepropusnost* pregradnog profila i akumulacije.

Potrebno je da *volumen akumulacije bude što veći*, sa *što manjim volumenom brane*, kako bi se iskoristila *što veća slivna površina*, a da se pri tome osigura statička *stabilnost objekta*, *vodonepropusnost pregradnog profila* i *akumulacije*, kao i laka dostupnost *građevinskih materijala*. Ekonomskim vrednovanjem svih izglednih profila, a na osnovu napravljenih tehničkih rješenja, dolazi se do optimalnog pregradnog profila. Rezultat ekonomske analize nije uvijek mjerodavan za izbor profila. Često odlučuje utjecaj objekta na životnu sredinu, kao i društveno – politički uvjeti.

Prema navedenom, najvažniji čimbenici pri izboru pregradnog profila su:

1) Raspoložive **količine vode na profilu – dotoci**, koji uz odgovarajuće izravnanje, trebaju zadovoljiti zahtjeve korisnika. Radi toga su neophodni *pouzdati hidrološki podaci*, kojima se dokazuje postojanje očekivanih protoka – niz srednjih mjesečnih (tjednih) protoka za period od najmanje 20 godina (poželjno je 40 i više godina). Pored količine bitna je i **kvaliteta vode**, pa se odgovarajućim analizama mora utvrditi je li voda *dobra za korištenje* i je li *agresivna za konstrukciju*.

2) **Topografija terena**, koja određuje:

a) *Volumen akumulacije, V* , zavisno od visine brane h_{BR} , preko krivulje volumena akumulacije (što veći odnos V/h_{BR} , to bolje).

b) *Širinu i oblik pregradnog profila* (dužinu brane), od čega ovisi volumen i cijena, a često i tip brane.

c) *Dispoziciju* (raspored) i tip evakuacijskih organa, zahvata i ostalih objekata.

Pošto je određena makro lokacija, brana se najčešće projektira nešto uzvodnije od najužeg presjeka doline. Ovim se omogućava bolje upiranje bokova konstrukcije o padine doline.

3) **Geološki i Geomehanički uvjeti** određuju:

a) Osobine sredine *temelja* brane i pratećih objekata: *tlačne i posmične čvrstoće* (koji uvjetuju *dozvoljena naprezanja*), *deformabilnost* i *vododrživost*. (Pored velikog utjecaja pri izboru mikro lokacije pregradnog profila, ove osobine su često ključne i pri izboru najpovoljnijeg *tipa brane*.)

b) *Vodonepropusnost akumulacije* može potpuno kompromitirati lokaciju brane, a također se mora voditi računa i o *stabilnosti bokova akumulacije* (treba imati na umu akumulaciju *Vajont*, gdje je cijelo brdo skliznulo u akumulaciju i izazvalo katastrofalni poplavni val).

4) **Dostupnost građevinskih materijala**, odgovarajuće količine i kvaliteta. Laka dostupnost određenog materijala utječe na cijenu i može imati presudan utjecaj na izbor pregradnog profila i tipa brane.

5) **Troškovi eksproprijacije zemljišta** i premještanja naselja, kulturno–povijesnih spomenika, industrije i prometnica.

6) **Ekološki, kulturni i politički** čimbenici.

IV.5 IZBOR TIPA BRANE

Izbor **tipa brane** usko je povezan s izborom pregradnog profila. Za određeni profil (sa svojim hidrološkim, topografskim, geološkim i geomehaničkim osobinama) traži se tehnički i ekonomski najpovoljniji tip brane. (I ovdje ponekad utječu društveno - politički ili ekološki čimbenici, što može izmijeniti ekonomsku odluku.) Treba uvijek nastojati da se objekt prilagodi pregradnom profilu, a ne obrnuto – po svaku cijenu prilagođavati profil određenom “nametnutom” tipu brane.

Da bi se moglo govoriti o *izboru* tipa brane, neophodno je kratko upoznavanje s *prednostima* i *nedostacima* najzastupljenijih tipova brana (betonske: lučne i gravitacijske i nasute: zemljane i od kamena). O osobinama pojedinih tipova brana, bit će više riječi u narednim poglavljima.

Prednosti nasutih brana su:

- a) *Minimalni zahtjevi za uvjete temeljenja* (naročito kod zemljanih brana), kako s gledišta nosivosti, tako i s gledišta slijeganja. *Prilagodljivost gotovo svim vrstama terena*, kako *geološkim* tako i *topografskim* (od stijene do aluvija, od široke ravničarske doline do klisure).
- b) *Mogućnost korištenja raznovrsnog i heterogenog materijala za nasip*, često raspoloživog u neposrednoj blizini pregradnog profila.
- c) *Jeftino i brzo ugrađivanje* mehanizacijom velikog učinka, što zajedno s prethodnim, omogućava malo koštanje po jedinici volumena brane.

Mane nasutih brana su:

- a) *Velika osjetljivost na prelijevanje* (vanjsku eroziju).
- b) *Velika osjetljivost na nekontrolirano procjeđivanje i ispiranje materijala* (unutarnju eroziju).
- c) Kao posljedica prve dvije mane, slijedi da su *za evakuaciju velikih voda*, kao i *za temeljni ispušt* i *zahvat* potrebni *posebni betonski objekti izvan tijela nasipa*, pri čemu se *evakuacijski organ* mora dimenzionirati na veći protok (protok manje vjerojatnosti pojave) nego kod betonskih brana.
- d) *Veliki opseg radova* uslijed blagih kosina uzvodnog i nizvodnog lica, što se često nadoknađuje niskom jediničnom cijenom.
- e) *Kratka sezona radova na ugradnji gline*, kod brana s glinovitim materijalima.

Prednosti betonskih brana su:

- a) *Značajna otpornost* (“izdržljivost”) na *prelijevanje*, što omogućava da se evakuacijski organi i zahvati grade u sklopu same brane, kao i da se evakuacijski organi dimenzioniraju na manji protok nego kod nasutih brana (što smanjuje koštanje).
- b) *Utrošak manje količine materijala* u odnosu na nasute brane, s obzirom na daleko strmiji nagib “kosina” (odnosno uzvodnog i nizvodnog lica brane), posebno kod lučne brane.

Mane betonskih brana su:

- a) *Visoki zahtjevi za uvjete temeljenja* (potrebna je velika čvrstoća – nosivost i mala deformabilnost sredine u kojoj se brana temelji).
- b) *Visoka jedinična cijena*, s obzirom na potrebu nabavke i dopremanja cementa, a ponekad i agregata, kao i na *relativno dugotrajan proces* ugrađivanja pri klasičnom betoniranju u blokovima, koji zahtijeva i znatno brojniju radnu snagu, nego u slučaju nasutih brana. (Ako se radi o brani od

valjanog – RCC betona, otpada drugi dio konstatacije.)

c) Kod lučnih brana se, pored *stabilnosti i visoke nosivosti bokova i dna doline*, zahtijeva još i odgovarajući *odnos visine brane i širine doline* (jer je zbog načina prenošenja opterećenja lučna brana pogodna samo za relativno uske doline).

Prema gore navedenom može se zaključiti da će za određivanje tipa brane od velikog utjecaja biti:

1) **Mehaničke karakteristike sredine** u kojoj se brana temelji (čvrstoća, deformabilnost i sl.), na osnovu kojih se određuju dozvoljena *naprezanja* i dozvoljene *deformacije* temelja. Jasno je da se povećanjem visine brane povećavaju naprezanja i deformacije u temelju, što za slabije nosive sredine daje prednost nasutim (prije svega, zemljanim) branama. S visinom brane raste *hidraulički gradijent procijedne vode*, a time i opasnost od *ispiranja tla iz temelja* brane. Ovo također ide u prilog nasutim branama, s obzirom na to da je kod njih hidraulički gradijent u temelju manji nego kod betonskih, jer je širina temeljne stope, a time i dužina filtracijskog puta znatno veća.

2) **Debljina naslaga aluvija ili drobine** u riječnom koritu može se razmatrati nadovezano na prethodnu tačku. Da bi se betonska brana temeljila na stijeni, potrebno je ukloniti naslage, a to se često ne isplati (pogotovu za debljine aluvija od preko 5 – 6 m), pa prednost opet ima nasuta brana.

3) Blizina i dostupnost potrebnih količina odgovarajućih **građevinskih materijala**.

4) **Topografija terena**. Tako na primjer, uske doline (od zdrave stijene dobre nosivosti) često daju prednost lučnoj brani, zbog malog utroška materijala.

5) Uvjeti za **evakuaciju velikih voda** favoriziraju betonske brane, posebno u uskim dolinama, u kojima je ograničen prostor za razvijanje preljevnog ruba evakuacijskih organa nasute brane.

6) **Klimatski čimbenici**. Niske temperature i veliki broj kišnih dana tijekom godine daju prednost branama od kamena (u odnosu na zemljane i betonske brane).

7) **Raspoloživost i cijena radne snage**, kao i **iskustvo potencijalnog izvođača**.

Detaljnija diskusija o izboru tipa brane može se naći kod Novaka (1996).

IV.6 UZROCI RUŠENJA BRANA

Brane se mogu srušiti, i rušenja su se, nažalost, događala u daljnjoj i bližoj prošlosti. Najčešći uzroci rušenja brana su:

1) **Preljevanje preko nepreljevnog dijela brane**. Do prelijevanja brane obično dolazi uslijed:

- a) *Kvara na ustavama.*
- b) *Blokiranja preljevnih polja.*
- c) *Grešaka pri upravljanju ustavama.*
- d) *Nedovoljnog kapaciteta evakuacijskih organa.*
- e) *Nepredviđenog slijeganja nasipa brane.*
- f) *Poplavnog vala uslijed rušenja uzvodne brane.*

Betonske brane se u tom slučaju mogu *odlomiti* i *prevrnuti*, ili *smaknuti* i *otklizati*, a nasute brane stradaju od *progresivne erozije nasipa*. Da bi se izbjeglo prelijevanje nepreljevnog dijela brane neophodno je:

- a) *Osigurati pouzdane hidrološke podloge* i odabrati odgovarajući *računski protok*.
- b) *Ispravno odrediti tip i kapacitet (propusnu sposobnost) evakuacijskih organa*, i takav kapacitet *postići, pravilnim izvođenjem i održavanjem objekta*.

c) Ako se za evakuaciju velikih voda koriste preljevi s ustavama, obavezno je predvidjeti *više pogonskih mehanizama* i osigurati im siguran prilaz, predvidjeti *rezervna preljevna polja* (za slučaj da neka od ustava otkáže, ili ako preljevno polje bude blokirano), kao i odgovarajući *način upravljanja ustavama*.

2) **Unutrašnja erozija materijala tijela (nasipa) brane ili temelja.** Nedovoljno *poznavanje osobina sredine* u kojoj se brana temelji, ili materijala od kojeg je brana izgrađena, kao i *neodgovarajući tretman temelja i tijela brane* tijekom izgradnje i pogona, može dovesti do *nekontroliranog procjeđivanja* vode kroz temelje ili tijelo brane, što izaziva ispiranje (unutrašnju eroziju) materijala, i konačno rušenje objekta. Često se javi “privilegiran“ put vode pored cijevi temeljnih ispusta, zahvata ili drugih “stranih“ tijela u nasipu brane. Zato je neophodno:

a) Što potpunije *poznavanje karakteristika sredine u kojoj se brana temelji*, kao i *materijala od koga se brana gradi*.

b) *Izbjegavati rješenja koja bi mogla izazvati nekontrolirano procjeđivanje* (npr. cijevi u tijelu nasipa brane).

c) *Ispravno izvođenje*, kao i *redovito promatranje i održavanje* objekta, a posebno osjetljivih mjesta, gdje bi mogao nastati “privilegiran“ put procijedne vode (ako je već “bilo neophodno“ da se projektira rješenje koje omogućava ovakva potencijalna “žarišta“).

3) **Klizanje kosina nasipa brane.** Do klizanja kosina nasute brane može doći uslijed *jakih zemljotresa, naglog obaranja nivoa vode u akumulaciji, ispiranja materijala iz nasipa*, kao i *grešaka pri projektiranju, građenju i održavanju* nasipa.

4) **Neispravan statički proračun prilikom projektiranja brane.** Najčešće su u pitanju zanemarivanje ili podcjenjivanje nekih od sila koje narušavaju stabilnost brane – *sile uzgona* u prvom redu, kao i precjenjivanje nosivosti sredine temelja i materijala od koga se gradi brana.

* * *

Na svim visokim branama ugrađuju se uređaji preko kojih se *promatra ponašanje* brane, opreme, temelja, kao i obala akumulacije u tijeku *građenja* i za vrijeme *pogona* – eksploatacije (uređaji za oskultaciju). Pored *instrumentalnog*, nezamjenjivo je i *vizualno* promatranje. Prate se, bilježe i analiziraju *pomicanja*, prije svega slijeganja brane, *deformacije*, nastanak i širenje *pukotina* u brani i temelju, *procjeđivanje*, *nivoi i tlak* podzemne vode, *nivoi vode u akumulaciji*, *dotok u akumulaciju*, protok preko *evakuacijskih organa i zahvata*, temperatura zraka, vode i betona i druge veličine od interesa. Glavnim projektom visoke brane mora biti obuhvaćen i *projekt tehničkog promatranja brane*, u kome se, pored ostalog, definiraju veličine koje se promatraju, određuje instrumentacija, način vizualnog promatranja i učestalost promatranja.

Praćenje i analiza promotrenih veličina omogućava da se na vrijeme *uoče* i po mogućnosti otklone *uzroci oštećenja* ili rušenja brane. Također, usporedbom stvarnog ponašanja brane i temelja s rezultatima proračuna iz projekta, stječe se dragocjeno *iskustvo za buduće objekte*.

Da bi se ublažile posljedice eventualnog rušenja, prema propisima mnogih država (uključujući i našu), za svaku visoku branu **obavezno** je predvidjeti (fizičkim ili matematičkim modelom) *prostiranje poplavnog vala koji bi nastao uslijed rušenja brane*, (procijeniti brzinu prostiranja vala i nivoa plavljenja ugroženog nizvodnog područja). Na osnovu ove procjene, na terenu je potrebno *obilježiti granicu ugroženog područja* i postaviti i održavati *sustav obavješćavanja i uzbunjivanja*, kako bi se stanovništvo moglo pravovremeno evakuirati u slučaju opasnosti od rušenja. Ova problematika se obrađuje u posebnom elaboratu, koji čini sastavni dio glavnog projekta svake visoke brane.

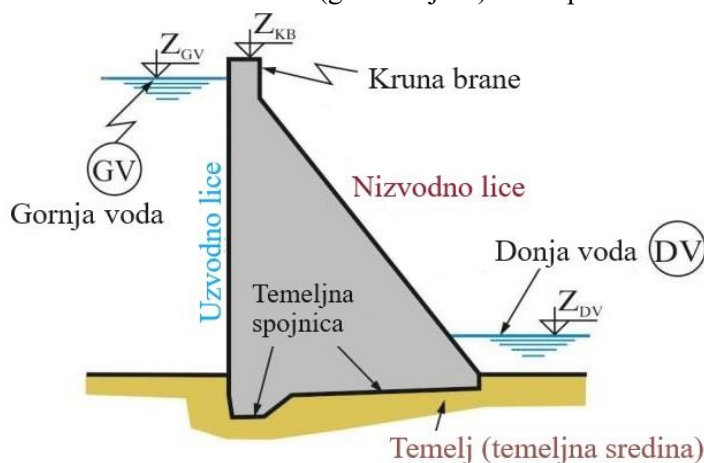
LITERATURA:

- Creager, W.P et al.,(1961), "Engineering For Dams", John Wiley and Sons.
Linsley, R.K., Franzini J.B., (1979), "Water-Resources Engineering", McGraw-Hill Book Company.
Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
Petrović, P.S., (1992), "Hidrotehničke konstrukcije", I deo, NAUKA, BEOGRAD.
Pećinar, M., (1960), "Hidrotehničke konstrukcije – brane", Izdanje udruženja studenata Građevinskog fakulteta, BEOGRAD.
USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.
Hajdin G., (1983), "Osnove hidrotehnike", Naučne knjige, BEOGRAD.

V

GRAVITACIJSKE BETONSKE BRANE

Gravitacijska betonska brana suprotstavlja se vanjskim opterećenjima vlastitom težinom. Opterećenja (uključujući i težinu brane) se prenose u sredinu temelja preko **temeljne spojnice**. I nasute brane spadaju u tip gravitacijskih brana, jer se opterećenju suprotstavljaju težinom, ali je uobičajeno da se naziv *gravitacijske brane* odnosi na betonske (gravitacijske) brane pa će se tako i ovdje postupiti.



Slika 5.1 Poprečni presjek nepreljevnog dijela betonske gravitacijske brane

Poprečni presjek gravitacijske brane ima oblik *približno pravokutnog trokuta*, s dužom katetom kao uzvodnim licem (slika 5.1). Ovakav oblik proizlazi iz uvjeta stabilnosti, o čemu će biti riječi kasnije. Brana je obično *ukliještena* u sredinu temelja, čime se postiže *konzolni učinak* i dodatni otpor destabilizirajućim silama i momentima (u odnosu na branu koja bi bila jednostavno položena na podlogu).

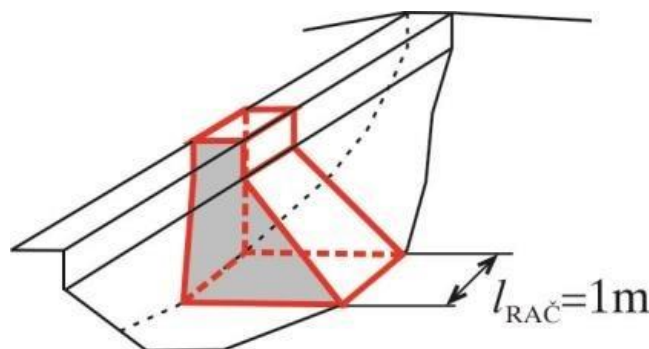
Po pravilu, gravitacijske brane su *preljevno–nepreljevne*, što znači da se jedan dio brane (preljevni dio – evakuacijski organ) oblikuje tako da se preko njega voda može kontrolirano prelijevati u nizvodno korito (slika 5.4). Štoviše, gravitacijske betonske brane se često koriste kao *evakuacijski organi nasutih brana*, s obzirom na to da su, zbog stabilnosti i mogućnosti povoljnog hidrauličkog oblikovanja, vrlo pogodne za kontrolirano prelijevanje.

Pored dobrih uvjeta prelijevanja, masivna konstrukcija gravitacijske brane omogućava postavljanje temeljnih ispusta, zahvata i drugih objekata i opreme u tijelo brane, čime se postiže kompaktna i jednostavna dispozicija objekta.

Najveća slabost gravitacijskih brana je veliko opterećenje koje temelj mora primiti preko relativno male površine temeljne spojnice. Nedovoljna nosivost temeljne sredine (prije svega tlačna čvrstoća) je čimbenik koji često onemogućava podizanje gravitacijske brane na nekom profilu (ili ograničava njenu visinu). Visoki troškovi betoniranja, koji su ranije predstavljali bitan nedostatak gravitacijskih betonskih brana, znatno su smanjeni uvođenjem tehnologije *valjanog betona* (RCC) krajem 20-og stoljeća.

Uslijed *toplinskih naprezanja* i *naprezanja uslijed nejednake deformacije temelja* duž temeljne spojnice, mogu nastati pukotine u konstrukciji. Radi rasterećenja ovih naprezanja, gravitacijske brane se grade kao niz *vertikalnih konzolnih nosača* – **lamela**, međusobno odvojenih **razdjelnicama** (slika 5.2 i 5.42c). Svaka lamela brane je nezavisna i mora biti za sebe stabilna. S obzirom na relativno malu dužinu

lamela (obično 6 – 16 m) može se smatrati da je zadatak *ravninski* pa se opterećenja i stabilnost računaju za 1 metar dužni brane ($l_{RAČ} = 1$ m). Obično se statički proračun radi za presjek s najvećom visinom, a po potrebi se analiziraju i drugi potencijalno osjetljivi presjeci (u bokovima ili na mjestu promjene uvjeta temeljenja). Posebno se računaju preljevne, a posebno nepreljevne lamele, s obzirom na razlike u obliku presjeka i u opterećenju.



Slika 5.2 Računski segment brane jedinične dužine

U okviru ovog poglavlja prvo će se proučiti *opterećenja* koja djeluju na gravitacijsku betonsku branu, a zatim će se analizirati *stabilnost* brane kao krutog tijela. Slijedi kratak opis *dimenzioniranja* brane i drugih bitnih postupaka pri *projektiranju* brane, da bi se na kraju posvetila pažnja *izvođenju* brane, u skladu s pretpostavkama i zahtjevima koji su postavljeni prilikom projektiranja.

V.1 OPTEREĆENJA KOJA DJELUJU NA GRAVITACIJSKU BRANU

Prvi zadatak u statičkom proračunu je uočiti i odrediti (izračunati ili procijeniti) *opterećenja* koja djeluju na konstrukciju, što se radi u okviru **analize opterećenja**. Najvažnija opterećenja kod betonskih brana su:

- 1) **Hidrostatski tlak** (vanjski tlak vode) na uzvodnom i nizvodnom licu brane.
- 2) **Uzgon** (porni – unutarnji tlak vode).
- 3) **Dinamički tlak** vode uslijed vjetra i valova.
- 4) **Tlak leda**
- 5) **Tlak nanosa.**
- 6) **Opterećenje uslijed zemljotresa (seizmičko opterećenje).**
- 7) **Težina brane, opreme** (i dijela temelja).

Obično se opterećenja **klasificiraju**. Za hidrotehničke konstrukcije Petrović (1992) daje podjelu opterećenja na:

- 1) **Osnovna** (sva navedena opterećenja pri normalnim pogonskim uvjetima, osim seizmičkih).
- 2) **Dopunska** (utjecaji temperature, bubrenja i skupljanja betona, deformacije temelja i sl.).
- 3) **Iznimna** (opterećenja koja spadaju u *osnovna*, ali *izuzetne snage*) i *seizmičko* opterećenje.
- 4) **Tijekom građenja.**
- 5) **Tijekom pregleda i popravaka.**

Kod gravitacijske betonske brane ne javljaju se dodatna opterećenja za vrijeme građenja i remonta,

pa ostaju samo *osnovna*, *dopunska* i *iznimna*. Slično Petroviću, Novak (1996) opterećenja dijeli na: a) *osnovna*, b) *sekundarna* i c) *iznimna*.

Preglednosti radi, uobičajeno je da se svaka od promatranih sila razloži na *horizontalnu* i *vertikalnu* komponentu, odakle se dobiva horizontalna i vertikalna komponenta **rezultante svih sila**. Pri analizi opterećenja pogodno je “oblike” kojima se predstavljaju tlakovi, težine, ili uzgon izdijeliti na jednostavne geometrijske oblike (trokut, pravokutnik, dio kruga i sl.).

V.1.1 Hidrostatski tlak

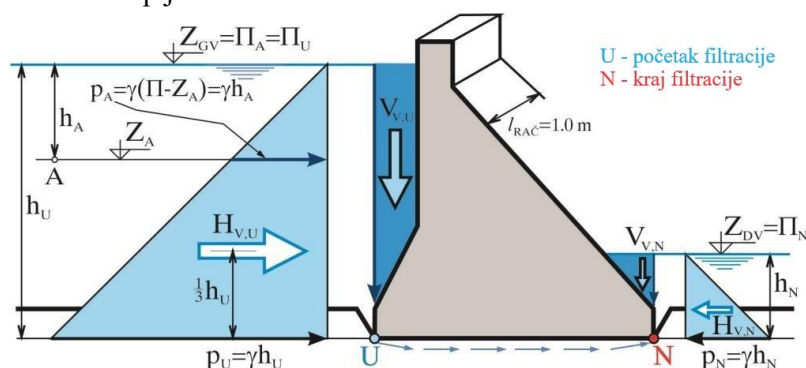
Hidrostatski tlak je najznačajnije opterećenje koje djeluje na gravitacijsku betonsku branu. Ovo je takozvani **vanjski tlak** vode (*unutrašnji tlak* vode je *uzgon – porni tlak*).

Prema osnovnoj jednadžbi hidrostike, *hidrostatski tlak u nekoj točki jednak je visinskoj razlici pijezometarske kote i položajne kote promatrane točke, pomnožene sa specifičnom težinom vode*, $\gamma_V \equiv \gamma$ (slika 5.3). Kada je voda u dodiru s atmosferom, kao na slici 5.3, pijezometarska kota je ujedno i kota slobodne površine ($\Pi = Z_{GV}$), pa je *hidrostatski tlak jednak dubini vode u točki, pomnoženo sa specifičnom težinom* ($p = \gamma h$). Hidrostatski tlak uvijek djeluje *okomito na promatranu* (“opterećenu”) *površinu*.

Treba imati na umu da se ovdje promatra, tzv. *relativni tlak*, kod koga se izostavlja utjecaj atmosferskog tlaka (tlaka sloja zraka iz atmosfere), za razliku od *apsolutnog tlaka*, gdje se uključuje i atmosferski tlak ($p^{ABS} = p + p^{ATM}$). U praksi se najčešće radi s relativnim tlakom, s obzirom na to da praktično isti atmosferski tlak djeluje u svim točkama konstrukcije.

Tlak integriran po površini na koju djeluje – *opterećenu površinu*, daje *silu hidrostatskog tlaka – hidrostatsku silu*, P_V (indeks “V” označava da je u pitanju *voda*). Hidrostatska sila je jednaka umnošku površine i tlaka koji vlada u težištu površine. Ova sila djeluje *okomito na opterećenu površinu* (kao i hidrostatski tlak), ali je za proračun pogodno da se podijeli na horizontalnu i vertikalnu komponentu H_V i V_V .

Hidrostatska sila, odnosno njene komponente, računaju se po načelima hidrostike (Hajdin 2002). **Horizontalna komponenta**, H_V , hidrostatske sile na opterećenu površinu jednaka je *hidrostatskoj sili* (koja bi djelovala) na vertikalnu projekciju te površine (preciznije, na projekciju okomitu na pravac djelovanja tražene horizontalne komponente). **Vertikalna komponenta**, V_V , hidrostatske sile na opterećenu površinu jednaka je težini tekućine u volumenu između promatrane površine i horizontalne projekcije površine u ravnini pijezometarske kote.



Slika 5.3 Hidrostatsko opterećenje na nepreljevni dio brane

S obzirom na to da se radi o *ravninskom zadatku* (jer je opterećenje isto u svim vertikalnim ravninama okomitim na opterećene površine uzvodnog i nizvodnog lica brane), dovoljno je odrediti silu koja djeluje na *jedan dužni metar* površine. Tako je horizontalna komponenta hidrostatske sile po jedinici dužine na *uzvodnom licu* brane, $H_{V,U}$ (ponekad se koristi i indeks „GV“, kao „sila gornje vode“, $H_{V,GV}$), (slika 5.3), jednaka površini trokuta koji predstavlja raspored tlaka po dubini:

$$(5.1): \quad H_{V,U} = \gamma \cdot h_U \frac{h_U}{2} = \gamma \frac{h_U^2}{2}$$

gdje dubina vode, h_U , predstavlja visinsku razliku *od nivoa vode* ispred brane do točke “U”, od koje **počinje filtracija** u temeljnoj spojnici (točka “U” je početak – *uzvodni rub filtracije*). Na slikama 5.3 i 5.8 pretpostavljeno je da filtracija počinje u najnižoj točki temeljne spojnice uzvodnog lica brane, tako da hidrostatska sila djeluje po cijeloj površini uzvodnog lica, pa se ne javlja *horizontalna komponenta sile uzgona*. S druge strane, u primjerima na slikama 5.9 i 5.10 pretpostavljeno je da filtracija počinje u točki koja je na nivou dna akumulacije neposredno ispred brane, tako da nizvodno (ispod) točke “U” djeluje *horizontalna komponenta uzgona*, H_U , a ne hidrostatska sila (vidjeti dio V.1.2).

Sila $H_{V,U}$ djeluje u *težištu površine dijagrama opterećenja* koje sila predstavlja – zamjenjuje, tj. djeluje na udaljenosti od $1/3 h_U$ od kote na kojoj počinje filtracija.

Horizontalna komponenta hidrostatske sile na *nizvodnom licu*, $H_{V,N}$, je:

$$(5.2): \quad H_{V,N} = \gamma \frac{h_N^2}{2}$$

a djeluje na udaljenosti od $1/3 h_N$ iznad kote temeljne spojnice na kojoj se **filtracija završava** (točka “N” – *nizvodni rub filtracije*, na slici 5.3).

Vertikalna komponenta hidrostatske sile (po jedinici dužine) na *uzvodnom licu* brane je:

$$(5.3): \quad V_{V,U} = \gamma F_{V,U}$$

i djeluje u težištu “volumena” – odnosno, površine, $F_{V,U}$, (u težištu trapeza na slici 5.3), a *vertikalna sila* na *nizvodnom licu* je:

$$(5.4): \quad V_{V,N} = \gamma F_{V,N}$$

i djeluje u težištu trokuta (površine $F_{V,N}$) iznad nizvodnog lica.

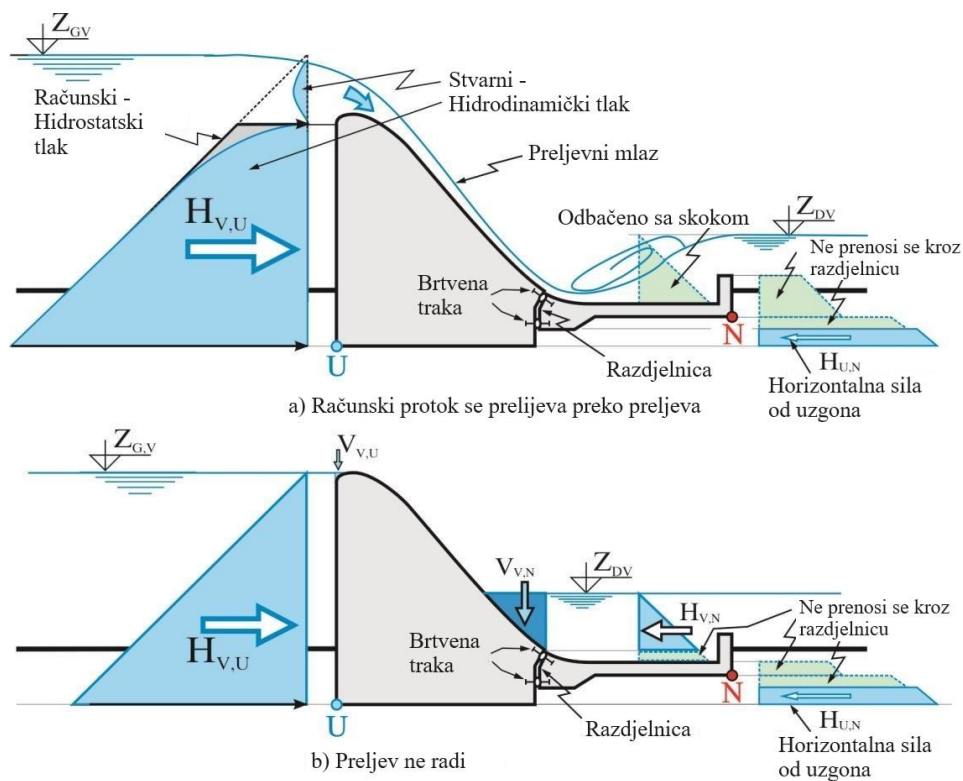
Hidrostatske sile na **preljevni** dio brane (slika 5.4) računaju se nešto drugačije nego kod **nepreljevnog** dijela. Uz to, različito se računaju sile u slučaju kada *preljev radi s računskim* protokom (ili protokom bliskim računskom), od slučaja kada *nema prelijevanja*, ili je preljevni protok mali (znatno manji od računskog).

Pri prelijevanju *računskog protoka* preko zakrivljenog dijela *preljeva praktičnog profila*, tlak na donjem (kao i gornjem) rubu preljevnog mlaza je atmosferski (relativni tlak je jednak nuli), pa mlaz *ne naliježe* na zakrivljeni dio konture – ne tlači branu. U proračunu se obično usvaja da preljevni mlaz *ne djeluje* na branu *po cijeloj dužini* nizvodnog lica. Ovo je na strani sigurnosti, jer je stvarni tlak na pravolinijskom dijelu konture preljeva (na “brzotoku”) pozitivan, što doprinosi stabilnosti brane. Na strani sigurnosti je i pretpostavka o hidrostatskom rasporedu tlaka na *uzvodnom licu* brane, pri proračunu horizontalne komponente hidrostatske sile, jer je stvarni – *hidrodinamički* tlak manji, s obzirom na to da voda teče, pa se dio energije tlaka pretvara u kinetičku energiju (slika 5.4a).

Na *nizvodnom licu* se pretpostavlja da nema hidrostatske sile na branu od vode u *umirujućem bazenu*, jer će burni mlaz ispred hidrauličkog skoka odbaciti vodu iz uzvodnog dijela bazena (dok je tlak u samom

mlazu zanemariv, uslijed male debljine). Također, pretpostavlja se da nema ni sile *na kontaktu brane i ploče bazena* (što je, također, na strani sigurnosti), s obrazloženjem da se sila ne može prenijeti preko razdjelnice između ploče i brane, a da brtvene trake onemogućavaju prodiranje vode (koja bi sa sobom “donijela” i hidrostatski tlak) u prostor unutar same razdjelnice. Treba uočiti da se na najnižem dijelu nizvodnog lica brane javlja *horizontalna sila od uzgona*, $H_{U,N}$ (vidjeti dio V.1.2), čiji donji dio (puna linija na slici) djeluje neposredno na nizvodno lice brane (ne prenosi se preko razdjelnice), pa se stoga ne može izostaviti.

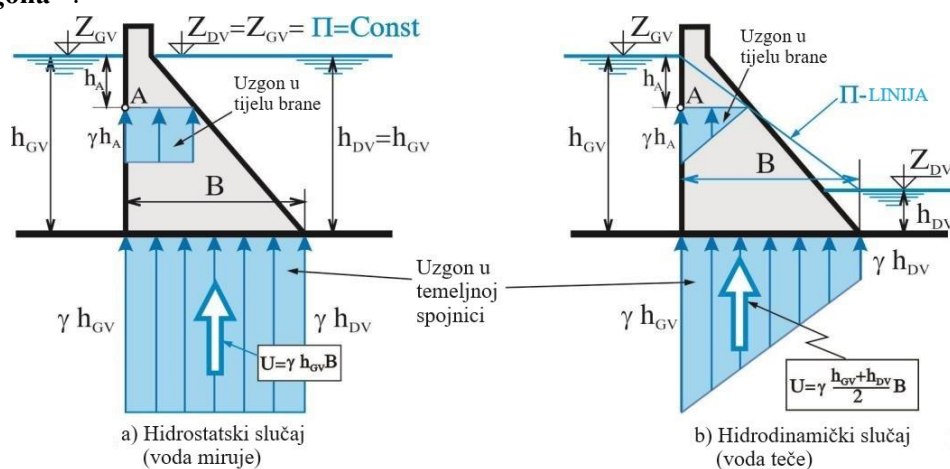
Kada preljev *ne radi* (slika 5.4b), voda na uzvodnom licu djeluje isto kao i kod nepreljevne lamele. Jedina razlika na nizvodnom licu je što kod preljevne lamele izostaje dio sile duž razdjelnice između brane i ploče bazena, s istim obrazloženjem kao i u slučaju kada preljev radi. Naravno, sada se javlja hidrostatska sila od vode u bazenu (iznad razdjelnice), jer nema hidrauličkog skoka u kome bi burni mlaz odbacio vodu nizvodno od konture brane.



Slika 5.4 Hidrostatsko opterećenje na preljevni dio brane

V.1.2 Uzgon

Sredina u kojoj se brana temelji (stjenovita ili nestjenovita), kao i beton od koga se brana gradi, su manje ili više porozni, prožeti mnoštvom povezanih mikro i makro šupljina (pore, pukotine) u koje se voda zavlači i kroz koje struji (procjeđuje, filtrira). **Uzgon – porni (unutarnji) tlak vode je hidromehaničko opterećenje kojim voda u šupljinama temeljne sredine i betona pritišće konstrukciju (ili dio konstrukcije).** Pod silom uzgona se, pored *vertikalne sile* potiskivanja (prema kojoj opterećenje nosi ime), može podrazumijevati i odgovarajuća *horizontalna komponenta*, koja može biti značajno opterećenje (slika 5.9). Ipak, uobičajeno je da se naziv “sila uzgona” koristi za *vertikalnu komponentu* sile pornog tlaka, pa će se tako i ovdje postupiti, dok će se *horizontalna komponenta* nazivati “**horizontalna sila od uzgona**”¹.



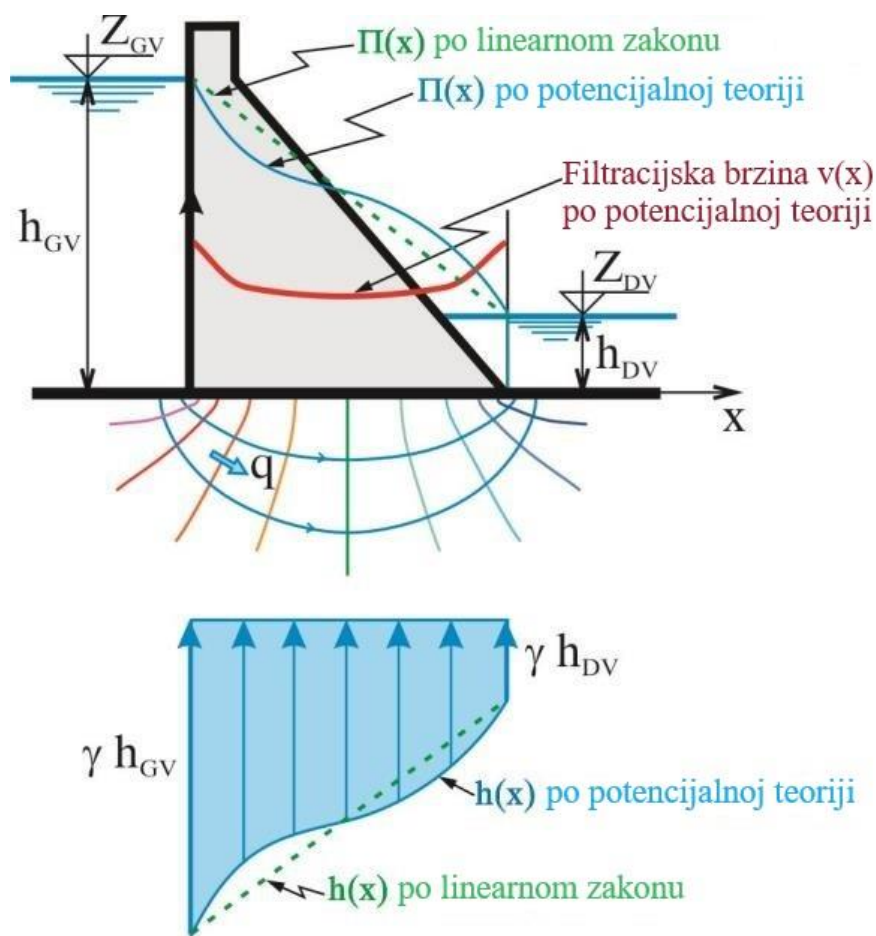
Slika 5.5 Uzgon

Uzgon djeluje i pri **hidrostatskom** stanju (kada voda u šupljinama miruje), i pri **hidrodinamičkom** (kada se kreće). Pri hidrostatskim uvjetima sila uzgona je (kao svaka vertikalna hidrostatska sila) jednaka težini vode između površine na koju djeluje (npr. kontakt brane i sredine na slici 5.5a) i horizontalne projekcije razmatrane površine u ravnini pijeziometarske kote. Za ravninski zadatak, težina po jedinici dužine je jednaka *površini između linije “dodira”, duž koje djeluje uzgon, i pijeziometarske linije*, pomnožene sa specifičnom težinom vode. Uobičajeno je da se ta površina, odnosno dijagram opterećenja, crta ispod linije dodira (kontakta) i u smjeru djelovanja opterećenja, kao što je prikazano na slici 5.5.

Pri **hidrodinamičkim uvjetima** (kada se voda kreće – procjeđuje, struji, filtrira) uzgon se računa na isti način – nema razloga da bude drugačije. Jedina razlika je u tome što sada pijeziometarska linija više nije horizontalna, već opada u smjeru toka, jer se energija troši pri strujanju – proviranju vode (slika 5.5b).

¹ Često se u analizi opterećenja, *horizontalnoj komponenti hidrostatske sile*, H_V , pridružuje i *horizontalna komponenta sile uzgona*, H_U (jer djeluju u istom smjeru), pa se dobiva, tzv. ukupna “*horizontalna sila od vode*”. S druge strane, *vertikalni uzgon*, U , pogodnije je odvojiti od *vertikalne komponente hidrostatske sile*, V_V , (koja se uzima kao “*vertikalna sila od vode*”), jer obično djeluje suprotno od uzgona. Također, treba imati na umu da su ovo samo “*statičke*” sile od vode, a da se *dinamičke* sile (valovi, seizmičke sile i dr.) promatraju posebno.

U filtracijski “homogenoj i izotropnoj” sredini, brzina procjeđivanja duž dodirne linije brane i temelja je približno konstantna (osim u području promjene pravca strujanja, kao što je u blizini uzvodnog i nizvodnog ruba na slici 5.6). Zato se u približnim proračunima često usvaja da tlak, odnosno pijeziometarska linija, opada **linearno**. Pri procjeni stabilnosti *tijela brane*, ova pretpostavka je obično na strani sigurnosti, jer sila uzgona računata po “**linearnom** zakonu”, U_{LIN} , daje veći moment prevrtanja oko nizvodnog ruba, od sile računate po teoriji **potencijalnog** strujanja, U_{POT} (jer je krak momenta prevrtanja “linearnog uzgona“, r_{LIN} , veći od odgovarajućeg kraka “potencijalnog uzgona“, r_{POT} , slika 5.7). Međutim, primjenom linearne pretpostavke, podcijenit će se djelovanje uzgona na dio konstrukcije na nizvodnom kraju filtracijskog puta, kao što je ploča umirujućeg bazena na slici 5.13 (ili na samo tijelo brane, ako se radi uzvodni horizontalni zastor, slika 5.12).



Slika 5.6 Usporedba potencijalne teorije s linearnim zakonom

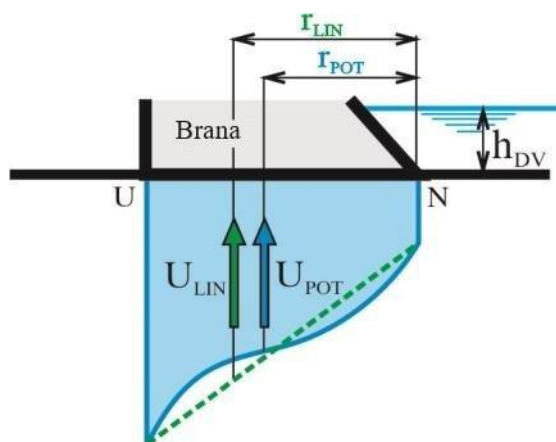
Treba primijetiti da za proračun filtracije u *stjenovitoj* sredini nije (sasvim) prikladna S primjena potencijalne teorije, s obzirom na to da voda teče kroz sistem pukotina, a ne kroz kvazi–kontinuiranu sredinu, kao što se pretpostavlja u teoriji potencijalnog strujanja¹.

¹ Ako se pri procjeni *filtracijske stabilnosti tla* u temelju *nestjenovitih* sredina (aluvij, glina), pretpostavi linearni nagib pijeziometarske linije, treba voditi računa da su filtracijske brzine u blizini uzvodnog i nizvodnog ruba brane (slika 5.6) značajno veće od prosječne brzine (koja se pretpostavlja pri linearnom nagibu Π -linije).

Ako se prihvati *pretpostavka o linearnoj promjeni pijeziometarske kote* duž svake manje-više homogene i izotropne dionice filtracijskog puta, sila uzgona, U , se može predstaviti kao površina mnogokuta pomnožena specifičnom težinom vode. Za slučaj sa slike 5.8, mnogokut je trapez, pa je:

$$(5.5): \quad U = \gamma B \frac{h_U + h_N}{2}$$

Sila djeluje u težištu površine koja predstavlja opterećenje.



Slika 5.7 Moment prevrtanja kod "linearnog" i "potencijalnog" uzgona

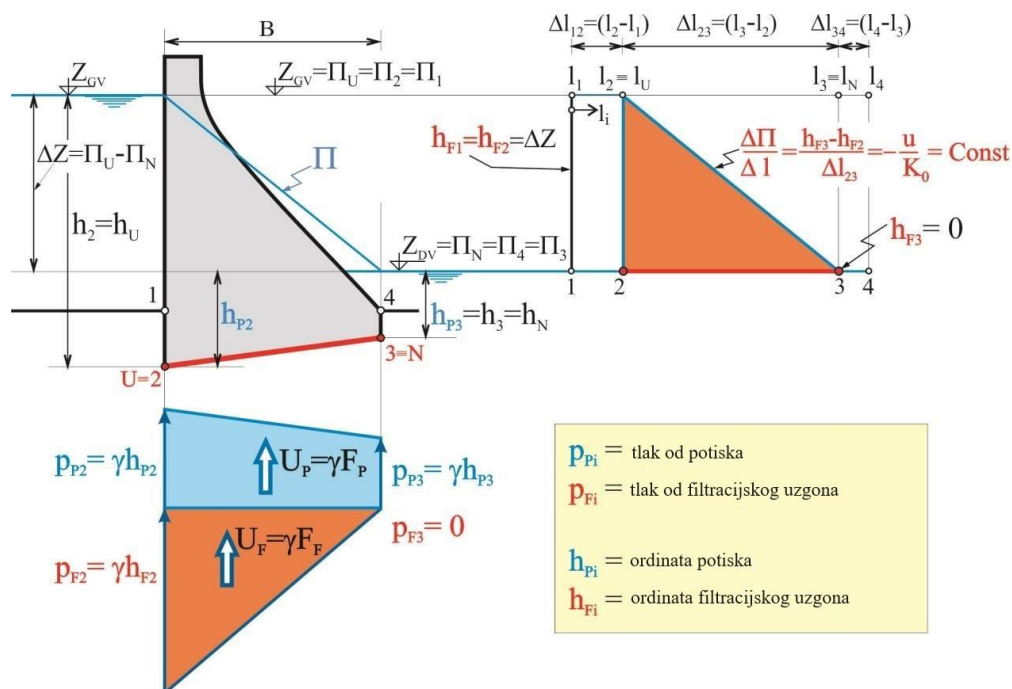
Sila uzgona se obično "razdvaja" na dva dijela (slika 5.8):

$$(5.5a): \quad U = U_P + U_F = \gamma F_P + \gamma F_F$$

gdje je:

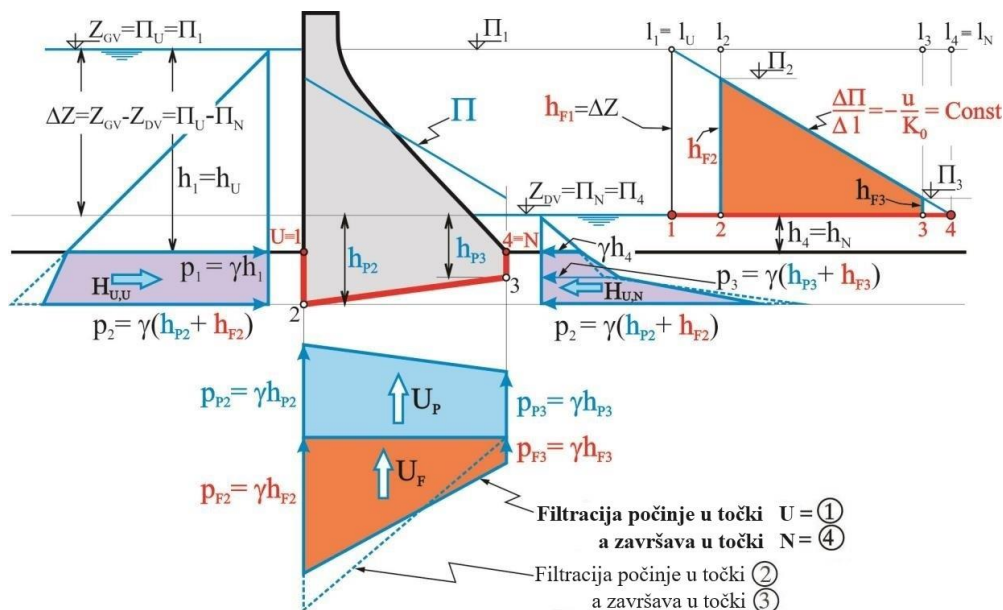
a) **Potisak – bazni uzgon**, U_P , koji odgovara *hidrostatskom tlaku donje vode*, i računa se kao površina mnogokuta, F_P , između *opterećene površine* (temeljne spojnice, u primjeru na slici 5.8) i njene *projekcije u ravnini nivoa donje vode*, pomnožena sa specifičnom težinom vode.

b) **Filtracijski – diferencijalni uzgon**, U_F , koji odgovara *pijezometarskoj razlici između gornje i donje vode* ($\Delta\Pi \equiv \Delta Z = Z_{GV} - Z_{DV}$) i računa se kao površina, F_F , između pijeziometarske linije i horizontalnog nivoa donje vode, pomnožena sa specifičnom težinom vode (slika 5.8).



Slika 5.8 Potisak i filtracijski dio uzgona za filtracijski homogenu i izotropnu sredinu, za slučaj kada filtracija počinje na najnižoj koti temelja na uzvodnom licu, a završava na najnižoj koti temelja na nizvodnom licu

Na slici 5.8 pretpostavljeno je da filtracija počinje na *najnižoj koti* temelja na uzvodnom licu, a da završava na *najnižoj koti* temelja nizvodnog lica (točke “U” i “N”). Ovakav slučaj nastaje ako se ne ostvari veza između brane i temeljne sredine duž vertikalnih i strmih linija dodira, pa nastaju široke pukotine u kojima je otpor strujanju zanemariv. (Zbog velike površine presjeka pukotine, brzina strujanja je znatno manja od brzine na dijelu gdje se ostvaruje prisani dodir konstrukcije i temelja, pa je manji i otpor, odnosno energetski gubitak). Zato je ovdje opravdano smatrati da voda uzvodno od točke “U” i nizvodno od točke “N” “miruje”, odnosno da je stanje tlaka hidrostatsko, a da se filtracija (uz gubitak energije i posljedično opadanje pijeziometarske kote) odvija na potezu između točaka “U” i “N”, gdje nije poremećena veza konstrukcije i temelja. S obzirom na to da se u točkama “U” i “N” ostvaruje hidrostatski tlak, na uzvodnom i nizvodnom licu brane nema *horizontalne sile od uzgona*. Kao „horizontalna sila od vode“ ovdje djeluje sila hidrostatskog tlaka, dok duž temeljne sponice (na potezu od “U” do “N”) djeluje horizontalna sila od uzgona, koja nije prikazana radi preglednosti crteža.



Slika 5.9 Slika uzgona za filtracijski homogenu i izotropnu sredinu, za slučaj kada postoji dobra veza između brane i temeljne sredine po cijeloj dužini dodira

Slika 5.9 prikazuje slučaj kod koga je ostvarena dobra (“bliska”) veza između brane i temelja *duž cijele linije dodira*, čime se produžava filtracijski put i mijenja slika uzgona u odnosu na prethodni slučaj. Sada se može pretpostaviti da filtracija počinje i završava u točkama koje su na višim kotama od najnižeg nivoa temelja, pa se, pored *vertikalne*, javlja i *horizontalna sila od uzgona*, H_U (horizontalna sila tlaka procijedne vode), i to na svim vertikalnim i kosim (“ne–horizontalnim”) konturama brane duž filtracijskog puta. U primjeru na slici 5.9 usvojeno je da filtracija počinje u točki $U \equiv 1$, a završava se u točki $N \equiv 4$, kao i da je *filtracijski protok po jedinici površine*, u (tzv. Darcyjeva filtracijska brzina), nepromjenjiva duž filtracijskog puta (kao posljedica ustaljenosti strujanja). Uz to, pretpostavlja se da je sredina filtracijski *izotropna* i *homogena*, pa je i *koeficijent filtracije*, K_0 , konstantan. Zato i pijeziometarska linija ravnomjerno opada duž filtracijskog toka – duž linije dodira 1-2-3-4 ($\frac{\Delta \Pi}{\Delta l} = \frac{\Delta h_F}{\Delta l} = -\frac{u}{K_0} = \text{const}$), pa su ordinate filtracijskog (diferencijalnog) dijela uzgona, h_F , proporcionalne dužini filtracijskog puta i lako se računaju preko proporcije:

$$(5.7): \quad h_{F2} = h_{F1} \frac{l_4 - l_2}{l_4 - l_1} \text{ i } h_{F3} = h_{F1} \frac{l_4 - l_3}{l_4 - l_1}$$

S obzirom na to da hidromehanički tlak djeluje *istim intenzitetom u svim pravcima*, tako se i **horizontalna** i **vertikalna** komponenta uzgona računaju s *istim vrijednostima ordinata potiska i filtracijskog uzgona*, kao što je prikazano na slici 5.9.

Sa slike 5.9 se uočava da je, u slučaju homogene i izotropne filtracije, opterećenje od uzgona nepovoljnije ako se pretpostavi da je filtracijski put kraći (filtracija između točaka “2” i “3”, za koju vrijedi točkasta linija). Ipak, ovakav slučaj se u našoj projektantskoj praksi rjeđe koristi pri analizi opterećenja, iako je očigledno na strani sigurnosti; češće se pretpostavlja “filtracijska slika” kao na slici 5.9.

Na slici 5.10 promatran je slučaj kod koga je, uslijed pomicanja brane u nizvodnom smjeru, djelomično ispucao kontakt na *uzvodnom licu*, uz proširenje pukotina i odgovarajuće povećanje

vrijednosti koeficijenta filtracije i smanjenje gubitka energije, dok je *nizvodno lice* brane pritisnuto, pa su se tu pukotine suzile, čime opada i vrijednost koeficijenta filtracije, a rastu gubici energije. Iako duž filtracijskog puta sredina nije filtracijski homogena (slično bi bilo i da je sredina anizotropna), pa nagib (pad) piježometarske linije nije konstantan, ipak se prethodno opisani postupak (s konstantnim nagibom Π -linije) može i ovdje primijeniti, uz neznatne izmjene.

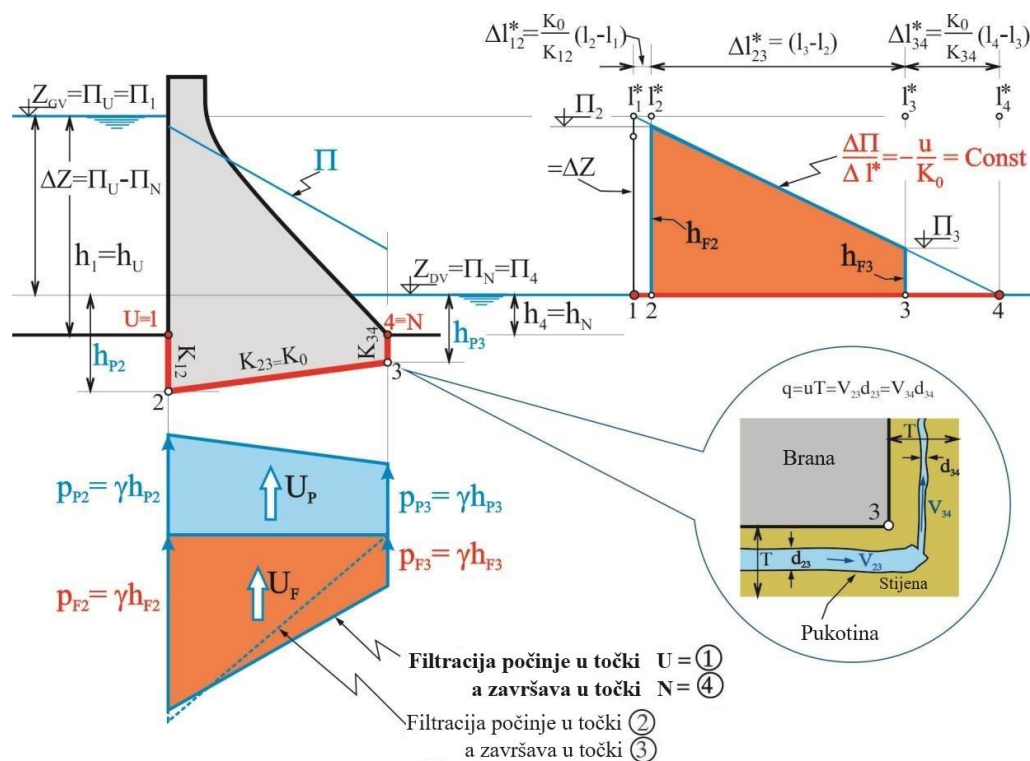
U primjeru sa slike 5.10 pretpostavlja se da je filtracijski koeficijent (a time i otpor filtraciji i nagib Π -linije) različit na svakoj od promatranih dionica filtracijskog puta (1-2, 2-3 i 3-4), ali da je i dalje konstantan u okviru svake od dionica. S obzirom na to da je filtracijski protok (po jedinici površine), u , konstantan duž cijelog filtracijskog puta (jer je strujanje ustaljeno), to se ravnomjeran nagib piježometarske linije ovdje može “nametnuti” samo ako se proporcionalno odnosu otpora, a to znači obrnuto proporcionalno koeficijentu filtracije, “usklađi” dužina filtracije za svaku dionicu:

$$\begin{aligned}\frac{\Pi_2 - \Pi_1}{l_2 - l_1} &\equiv \frac{\Delta\Pi_{12}}{\Delta l_{12}} = -\frac{u}{K_{12}} \Rightarrow \frac{\Delta\Pi_{12}}{\frac{K_0}{K_{12}}\Delta l_{12}} = \frac{\Delta\Pi_{12}}{\Delta l_{12}^*} = -\frac{u}{K_0} = \text{const}, \\ \frac{\Pi_3 - \Pi_2}{l_3 - l_2} &\equiv \frac{\Delta\Pi_{23}}{\Delta l_{23}} = -\frac{u}{K_{23}} \Rightarrow \frac{\Delta\Pi_{23}}{\frac{K_0}{K_{23}}\Delta l_{23}} = \frac{\Delta\Pi_{23}}{\Delta l_{23}^*} = -\frac{u}{K_0} = \text{const}, \\ \frac{\Pi_4 - \Pi_3}{l_4 - l_3} &\equiv \frac{\Delta\Pi_{34}}{\Delta l_{34}} = -\frac{u}{K_{34}} \Rightarrow \frac{\Delta\Pi_{34}}{\frac{K_0}{K_{34}}\Delta l_{34}} = \frac{\Delta\Pi_{34}}{\Delta l_{34}^*} = -\frac{u}{K_0} = \text{const}.\end{aligned}$$

Tako se dobivaju, tzv. “fiktivne” dužine l^* , pri kojima je nagib piježometarske linije konstantan duž cijelog filtracijskog puta, kao i u slučaju izotropne i homogene filtracije:

$$(5.7a): \quad h_{F2} = h_{F1} \frac{l_4^* - l_2^*}{l_4^* - l_1^*} \text{ i } h_{F3} = h_{F1} \frac{l_4^* - l_3^*}{l_4^* - l_1^*}$$

Naravno, položaj piježometarske linije, a time i ordinata uzgona, može se dobiti i bez svodenja na fiktivne dužine, iz uvjeta da je filtracijski protok po jedinici površine konstantan duž cijelog filtracijskog puta, a da je ukupna denivelacija gornje i donje vode jednaka zbroju piježometarskih razlika svih dionica ($\Delta Z = \Delta\Pi_{12} + \Delta\Pi_{23} + \Delta\Pi_{34}$, odnosno $\Delta Z = -u/K_{12} \cdot \Delta l_{12} - u/K_{23} \cdot \Delta l_{23} - u/K_{34} \cdot \Delta l_{34}$).



Slika 5.10 Slika uzgona za filtracijski nehomogenu (ili anizotropnu) sredinu

Zanimljivo je usporediti opterećenja s homogenom (slika 5.9) i heterogenom (slika 5.10) filtracijom. Veći otpori, i gubici pijezometarske kote na nizvodnom kraju filtracijskog puta, izazivaju nepovoljnu preraspodjelu uzgona, a s obzirom na to da je ovakva preraspodjela moguća, korisno je, preko analize osjetljivosti utvrditi njen utjecaj na stabilnost objekta. Također, potrebno je predvidjeti (izvesti i održavati) odgovarajuće antifiltracijske mjere (drenažu i injekcijsku zavjesu), kojima će se onemogućiti ovako nepovoljna slika uzgona.

U području *promjene pravca procjeđivanja* se pri potencijalnom strujanju lokalno povećavaju brzine, što se može kvantificirati dopunskim gubicima, uz neznatnu izmjenu prethodno opisanog postupka (tzv. modifikacija Čugajeva – Petrović 1992). Ovakva "ispravka" nema mnogo opravdanja za filtraciju u stjenovitim sredinama, gdje voda teče prvenstveno kroz mrežu pukotina (detalj sa slike 5.10), pa nema opravdanja ni za primjenu potencijalnog strujanja. S druge strane, izmjena bi donekle mogla doprinijeti realnijoj analizi uzgona za slučaj filtracije u nestjenovitim aluvijalnim temeljima, gdje se može primijeniti teorija potencijalnog strujanja (VII.5.1).

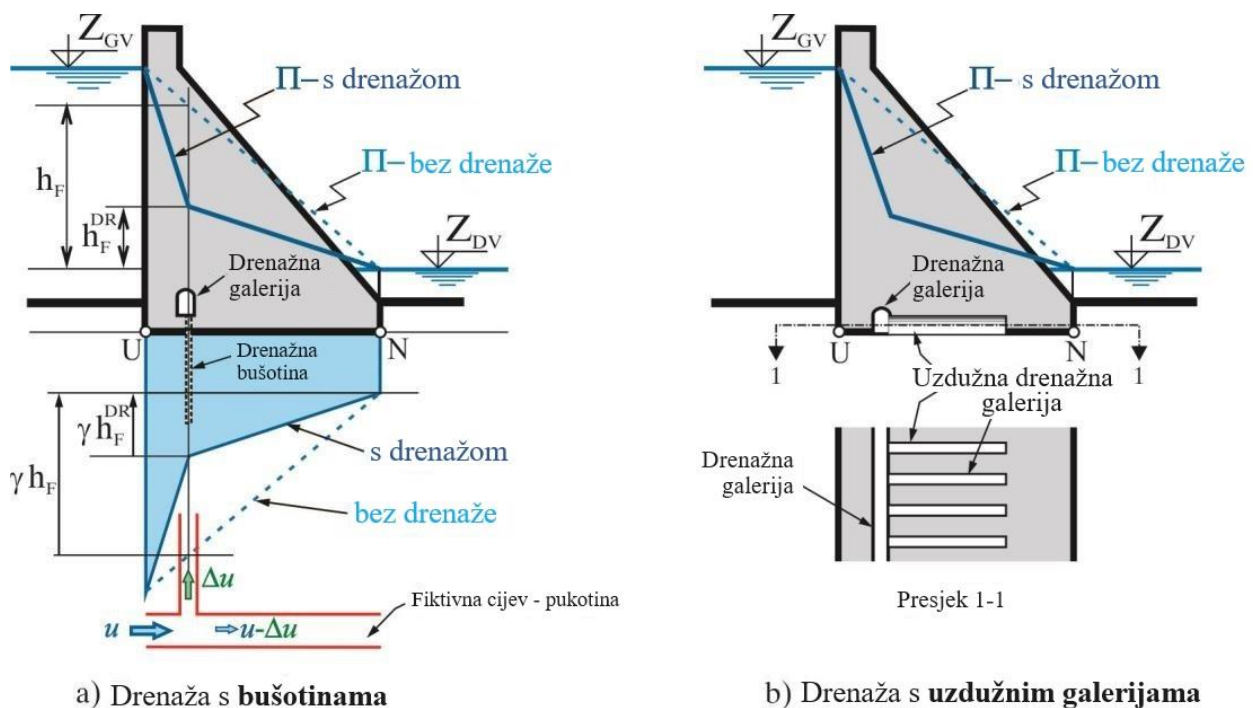
* * *

Nema ekonomičnog načina za eliminiranje *potiska* (bazni uzgon, U_P), ali postoji nekoliko načina za smanjenje *filtracijskog* (diferencijalnog) uzgona (U_F). U nastavku će se ukratko opisati najznačajnije mjere za smanjenje uzgona – takozvane **antifiltracijske mjere**:

1) **Dreniranjem (crpljenjem) vode** smanjuje se filtracijski protok, u , a time i brzina u pukotinama i porama nizvodno od drenaže. Ovo je shematski prikazano na slici 5.11a, analogijom s tečenjem u fiktivnoj cijevi konstantnog poprečnog presjeka. S brzinom vode u pukotini („cijevi“) opada i gubitak

energije, odnosno *opada pijeziometarska razlika na potezu od drenaže do nizvodnog lica brane – preciznije, do nizvodnog kraja filtracije* (usporediti ordinate uzgona *s* drenažom, h_F^{DR} , i *bez* drenaže, h_F , na slici 5.11a). Na ovaj način drenaža “obara” pijeziometarski nivo, čime se smanjuje tlak procijedne vode – smanjuje se filtracijski uzgon. U stjenovitim temeljima voda se često drenira “mrežom” vertikalnih ili kosih drenažnih bušotina. Ako bi bušotine bile gusto raspoređene jedna uz drugu (u graničnom slučaju bi se kroz temelj oblikovao “rov“, po cijeloj dužini brane), pijeziometarski nivo filtracijske vode iza drenaže postao bi vrlo blizak nivou donje vode, pa filtracijskog uzgona (iza drenaže) ne bi ni bilo. Jasno je da bi drenažne bušotine trebalo postaviti što bliže uzvodnom licu brane, kako bi se dio površine temeljne spojnice, na kojem je tlak smanjen, učinio što većim.

Na dijelu temeljne spojnice *uzvodno* od drenaže, gradijent tlaka (pad – nagib pijeziometarske linije) je veći nego u slučaju da drenaža ne postoji (slika 5.11a), što povećava filtracijski protok na potezu od uzvodnog lica do drenaže (u odnosu na slučaj bez drenaže)¹. Procijedna voda se iz drenažnih bušotina odvodi u donju vodu kroz kanale i/ili cijevi u *drenažnoj galeriji* (gravitacijom i/ili pumpanjem).



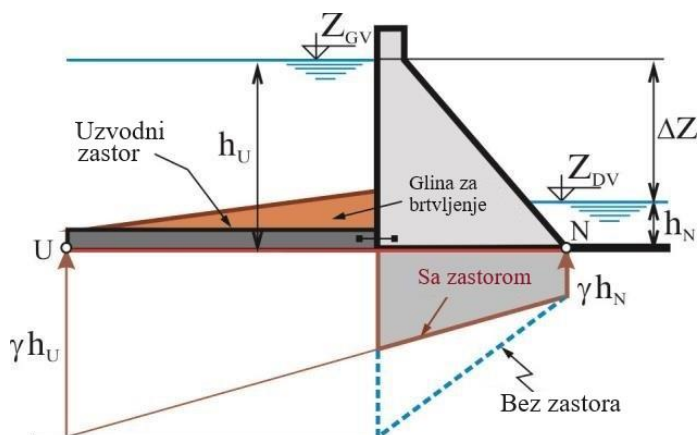
Slika 5.11 Smanjivanje uzgona drenažom

Brana se može drenirati i preko uzdužnih *drenažnih galerija* (slika 5.11b), koje skupljaju procijednu vodu ispod konstrukcije. Voda se, kao i kod drenažnih bušotina, odvodi u donju vodu kroz uzdužnu galeriju. Moguće je kombinirati rješenje s bušotinama i uzdužnim galerijama (npr. rumunjski dio brane HE “Đerdap I”). O dreniranju u nestjenovitim sredinama vidjeti u poglavlju VII, a za detalje drenaža kod brana i pratećih objekata vidjeti u USBR 2004.

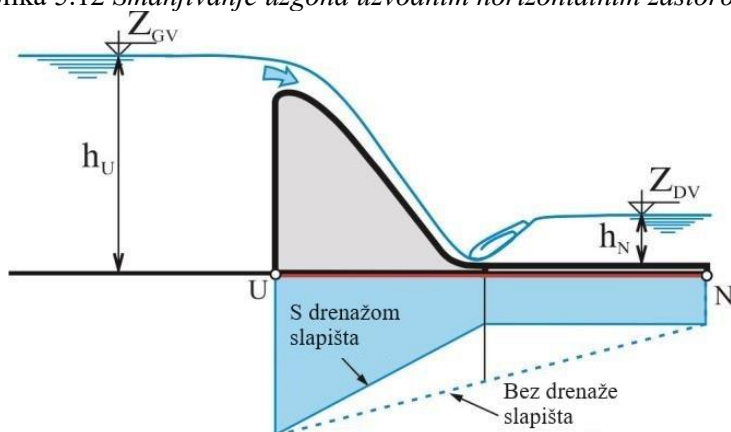
¹ Filtracijski protok se smanjuje injekcijskom zavjesom.

2) Uzgon ispod brane se smanjuje kada se *produži put filtracije vode uzvodno* od temeljne spojnice **horizontalnim i/ili vertikalnim zastorom** (slika 5.12). Treba osigurati da se u zastoru ne jave pukotine, inače se učinak zastora smanjuje ili sasvim izostaje (zavisno od položaja i veličine pukotine).

S druge strane, ispod slapišta (umirujućeg bazena) se pojavljuje neželjeni efekt “*nizvodnog*” zastora s povećanim uzgonom (slika 5.13). Dreniranje slapišta je rizično, zbog mogućnosti pojave opasnih pulzacijskih hidrodinamičkih opterećenja (VIII.4.7.1), pa se slapišne ploče obično osiguravaju od isplivavanja ankerima.

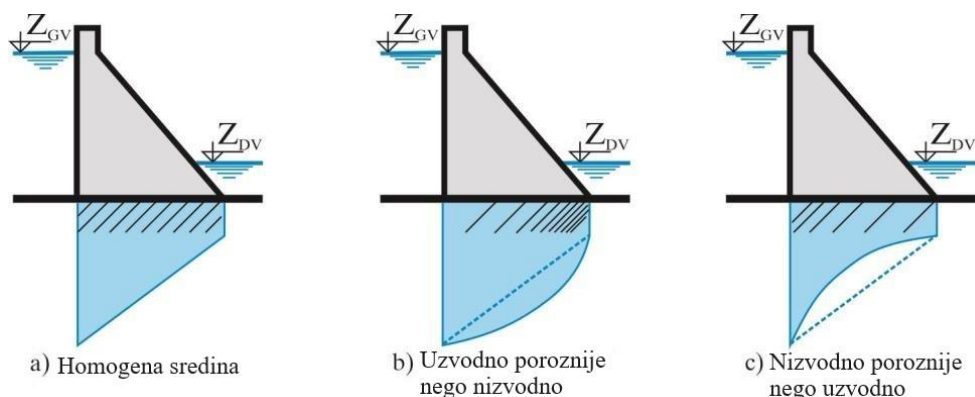


Slika 5.12 Smanjivanje uzgona uzvodnim horizontalnim zastorom



Slika 5.13 Uzgon kod preljevnog dijela brane i slapišta

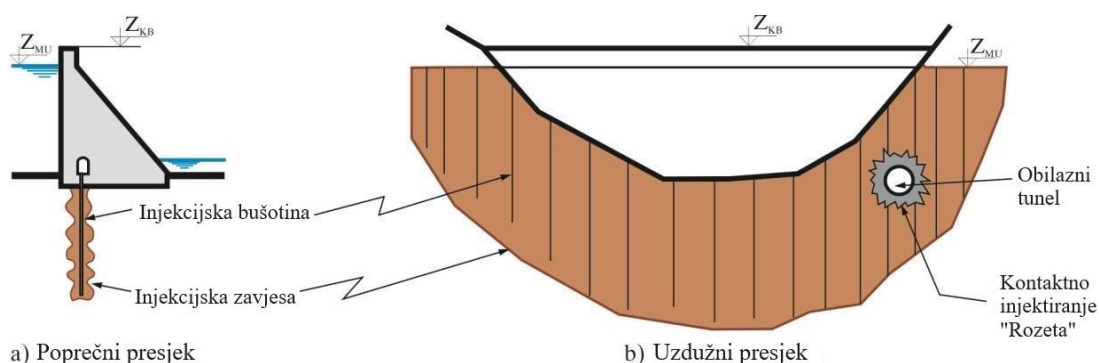
3) U dosadašnjoj analizi mjera za smanjenje uzgona pretpostavljalo se da je sredina kroz koju se voda procjeđuje *homogena*, pa je vodonepropusnost konstantna duž cijelog filtracijskog (procijednog) puta od uzvodnog do nizvodnog lica brane. Međutim, sredina može biti i filtracijski *heterogena*, bilo u prirodnom stanju, bilo da se homogenost “umjetno” naruši. Utjecaj heterogenosti sredine na uzgon prikazan je na slici 5.10 i 5.14.



Slika 5.14 Utjecaj heterogenosti sredine na uzgon

Površina otvora (pukotina, pora) kroz koje se voda procjeđuje je mala u području *velike vodonepropusnosti*, pa su tu gubici energije veći i nagib pijezometarske linije strmiji nego u području *male vodonepropusnosti*. Zato je korisno da se **sredina u blizini uzvodnog ruba temelja učini što vodonepropusnijom**, čime se obara pijezometarska linija na početku procijednog puta što, kao i kod dreniranja, smanjuje filtracijski dio uzgona (slika 5.14c).

Kod stjenovitih sredina vodonepropusnost se povećava **injektiranjem**. Injekcijska masa se pod tlakom utiskuje u bušotine, odakle prodire u pukotine i pukotine koje popunjava, stvarajući pregradu visoke vodonepropusnosti – **injekcijsku zavjesu** (slika 5.15)¹. U nekoherentnim (nevezanim) sredinama, kao što je aluvij, često se koriste **dijafragme** i **priboji** (vidjeti poglavlje VII). Kod nestjenovitih sredina (koherentnih i nekoherentnih) vodonepropusnost se može povećati i zbijanjem.



Slika 5.15 Injekcijska zavjesa gravitacijske betonske brane

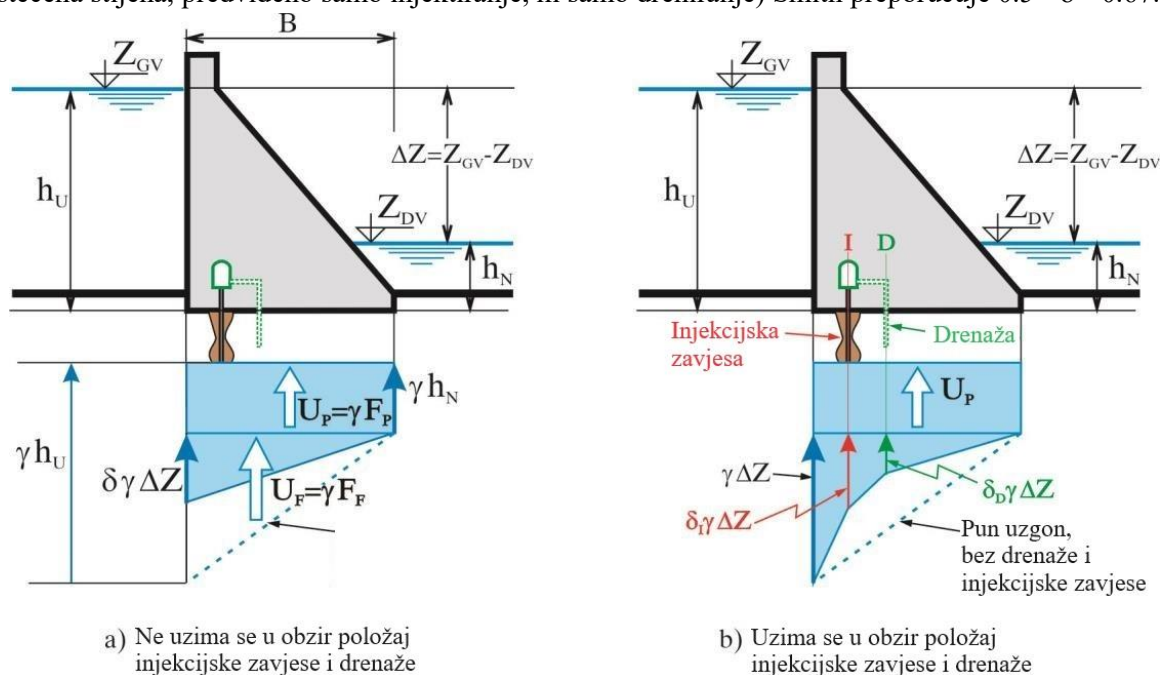
Treba uočiti da **povećanje otpora procjeđivanju injektiranjem (brtvljenjem) na uzvodnom dijelu presjeka, uz smanjenje otpora dreniranjem nizvodno od injekcijske zavjese** stvara povoljnu heterogenost temeljne sredine, kao na slici 5.14c, čime se postiže maksimalno smanjenje uzgona. (Ako bi drenaža bila uzvodno od zavjese, stvorila bi se “nepovoljna” heterogenost, s povećanjem uzgona na nizvodnom dijelu presjeka.)

¹ O injektiranju će biti više riječi u dijelu V.4.2, u kome se obrađuje priprema temelja.

Utjecaj antifiltracijskih mjera (injektiranja i dreniranja) na vrijednost filtracijskog dijela uzgona, može se *kvantificirati* na više načina. Smith (1995) preporučuje jednostavan izraz, u kome ne figurira položaj injekcijskih i drenažnih bušotina (slika 5.16a), već samo denivelacija gornje i donje vode, ΔZ :

$$(5.5b): \quad U = U_P + U_F = \gamma F_P + \gamma F_F = \gamma B h_N + \delta \frac{\gamma B}{2} \Delta Z$$

gdje koeficijent δ kvantificira zajedničko djelovanje dreniranja i injektiranja na smanjenje filtracijskog uzgona ($0 < \delta < 1$). U idealnom slučaju, kada su drenaža i injekcijska zavjesa maksimalno učinkoviti, filtracijskog uzgona nema ($\delta = 0$), dok se za slučaj bez drenaže i injektiranja javlja pun filtracijski uzgon ($\delta = 1$). Vrijednost koeficijenta δ obično se uzima u rasponu između $0.33 < \delta < 1.0$, s tim što je $\delta = 0.33$ samo kod zdravih stijena, i to kada je predviđeno i dreniranje i injektiranje¹; u ostalim slučajevima (oštećena stijena, predviđeno samo injektiranje, ili samo dreniranje) Smith preporučuje $0.5 < \delta < 0.67$.

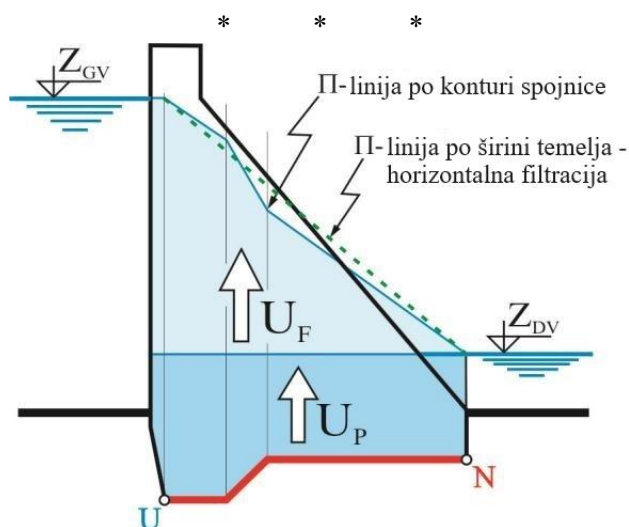


Slika 5.16 Kvantificiranje djelovanja antifiltracijskih mjera na smanjenje uzgona

Dosljednije je da se redukcija ordinata filtracijskog dijela uzgona (odnosno, obaranje pijezirometskog nivoa duž linije dodira) računa na mjestu injekcijske, odnosno drenažne zavjese (gdje će se smanjenje i javiti), premda ova “preciznost” ne može bitno popraviti neizvjesnosti u kvantificiranju utjecaja antifiltracijskih mjera na smanjenje uzgona. Na osnovu iskustava uglednih svjetskih projektantskih institucija (USBR, SNiP) i domaćih projekatana (Petrović 1992), generaliziran je dijagram na slici 5.16b.

¹ Kod nekih novijih brana zabilježen je koeficijent δ znatno manji od 0.33, ali dok vrijeme ne pokaže da se ovako niska vrijednost može održati, ne bi trebalo računati s vrijednostima ispod $\delta = 0.33$.

Na mjestu injekcijske zavjese ordinata uzgona se računa kao umnožak denivelacije, ΔZ , i koeficijenta δ_I (i specifične težine vode), a na mjestu drenažne bušotine kao umnožak denivelacije i koeficijenta δ_D . Vrijednosti koeficijenata δ_I i δ_D razlikuju se kod različitih autora, kao i za različite kombinacije opterećenja i za različit značaj objekta. U našoj praksi najčešće se primjenjuje *USBR kriterij*, prema kome se koeficijent redukcije od $\delta = 1/3$ uspostavlja *samo u jednoj točki* – na mjestu drenaže, ili injekcijske zavjese (zavisno od toga koja se mjera smatra za važniju u promatranom slučaju). Ovakva redukcija uzgona primjenjuje se za sve kombinacije opterećenja, *osim za izuzetno opterećenje od vode* (pri koti maksimalnog uspora – tzv. treća kombinacija opterećenja, V.1.9), kada se pretpostavlja da *antifiltracijske mjere ne djeluju*, pa se ostvaruje pun filtracijski uzgon.



Slika 5.17 Položaj pijeziometarske linije kod temeljne spojnice s uzvodnim zubom

Često kontura temeljne spojnice nije prava linija (npr. spojnica s uzvodnim zubom na slici 5.17), pa se postavlja pitanje, kako u tom slučaju definirati položaj pijeziometarske linije, a time i vrijednost filtracijskog dijela uzgona. Jedan pristup bi bio usvojiti da Π -linija opada linearno duž stvarne konture spojnice, što je prikazano punom linijom na slici 5.17. Ovo bi bilo sasvim dosljedno s naprijed izloženim postupkom (slike 5.8 - 5.10). Drugi pristup je da se manje “neravnine” zanemare (kao za slučaj da je temeljna spojnica ravna), što je prikazano isprekidanom linijom na slici 5.17 (gdje pijeziometarska kota opada linearno po širini temelja između uzvodne i nizvodne granice filtracije). Ovakav pristup se u našoj praksi često naziva „horizontalna filtracija“.

* * *

Uzgon koji se javlja u porama i pukotinama u **tijelu brane**, može se smanjiti uzvodnim brtvljenjem i/ili vertikalnom drenažom (V.4.3). Računa se isto kao i uzgon u temeljnoj spojnici, a učinak brtvljenja (ili drenaže) najčešće se izražava kroz koeficijent $\delta = 0.3$ (V.4.3 i slika 5.44).

Uzgon je vrlo važno opterećenje, koje karakterizira mnoge hidrotehničke objekte, pa mu je zato i posvećeno ovoliko pažnje i prostora. Kod svih visokih brana stanje uzgona se prati (analizira) za vrijeme probnog punjenja akumulacije, kao i tijekom pogona (eksploatacije) objekta. Ako se uoči neodgovarajući učinak antifiltracijskih mjera, neophodno je uzgon svesti u prihvatljive okvire, primjenom naknadnih antifiltracijskih mjera (npr. naknadno injektiranje).

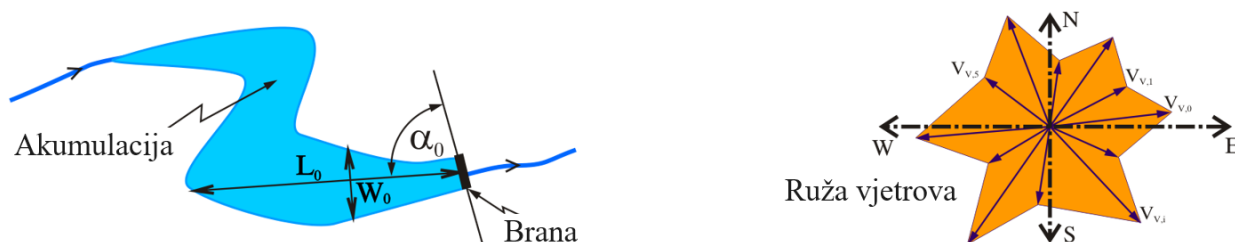
V.1.3 Dinamički tlak vode uslijed valova i vjetra

Valovi predstavljaju oscilatorno periodično kretanje pri kome dijelovi vode opisuju približno zatvorene putanje. Valove pobuđuju različiti uzročnici: vjetar, potres, plovila i dr. Kod brana su po pravilu najznačajniji **valovi izazvani vjetrom** pa će se oni dalje i razmatrati.

Valovi izazvani vjetrom značajni su pri dimenzioniranju brane, ne toliko zbog opterećenja koje udarom izazivaju (dosta projektanata zanemaruje dinamičko djelovanje vala na branu), koliko zbog određivanja *kote krune brane* (slike 5.19, 5.40 i 5.41). Na kotu uspora u akumulaciji treba dodati i visinu mjerodavnog vala koji se penje uz uzvodno lice brane, uz obaveznu rezervu (tzv. zazor – “freeboard”, vidjeti V.3.2).

Kao mjerodavna visina za proračun obično se podrazumijeva, tzv. “**značajna**” visina vala, h_T (Smith 1995, slika 5.19). To je visina vala koji je *viši od 87 % valova* (a niži od 13 % valova) pri određenoj “valnoj slici”, koju izaziva vjetar mjerodavne jačine (brzine) i pravca na promatranoj akumulaciji, odnosno na promatranom dijelu akumulacije s kojeg valovi dolaze do brane.

Razumno je očekivati da visina vala, h_T , bude proporcionalna brzini vjetra, V_V , i dužini vodene površine u pravcu vektora brzine vjetra, L_0 (dužine na kojoj se stvara – razvija val, slika 5.18).



Slika 5.18 Veličine koje određuju visinu vala

Prema iskustvenim podacima (Smith, 1995) značajna visina vala, h_T , je:

$$(5.8): \quad h_T = 0.00513 V_V^{1.06} (K L_0)^{0.47},$$

a valna dužina, L_T , je:

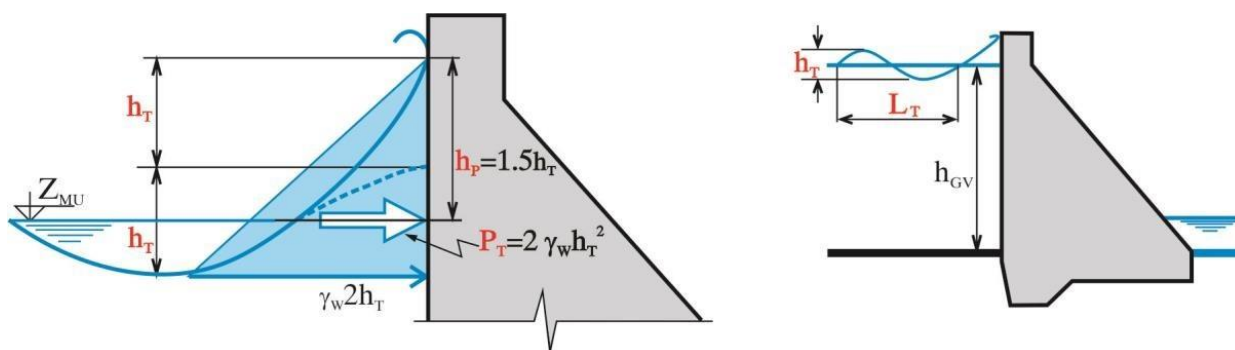
$$(5.9): \quad L_T = 0.187 V_V^{0.88} (K L_0)^{0.56},$$

gdje su: h_T i L_T izraženi u metrima (m), brzina vjetra, V_V , u kilometrima na sat (km/h), a dužina pravca, L_0 , u kilometrima (km). Koeficijent, K , zavisi od odnosa srednje širine akumulacije (na promatranom pravcu), i dužine pravca (W_0/L_0), a zavisnost je dana u tablici 5.1. Jednadžbe 5.8 i 5.9 vrijede uz uvjet da je voda uzvodno od brane dovoljno duboka, tj. ako je $h_{GV} > 1/4 L_T$ (slika 5.19).

Tablica 5.1 Koeficijent K zavisno od odnosa W_0/L_0

W_0/L_0	0.0	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.0	2.0
K	0.00	0.26	0.40	0.51	0.67	0.83	0.90	1.00

Mjerodavna brzina i pravac vjetra biraju se s **ruže vjetrova** (slika 5.18). Valove stvara *srednja jačina vjetra*, a ne izrazito jaki udari, pa u proračunu treba koristiti srednju brzinu, a ne maksimalnu brzinu udara. Obično se *osnovno opterećenje* od valova računa s vjetrom povratnog perioda od 20 do 50 godina, a usvaja se pravac koji daje najveću visinu valova u izrazu 5.8. Za *izuzetno opterećenje* od valova se uzima povratni period od 50 do 100 godina.



Slika 5.19 Visina vala i sila od vala na gravitacijsku branu

Treba imati na umu da se val koji naiđe na prepreku “penje” iznad visine koju ima val u vodi udaljenoj od prepreke (obale). Pri udaru o vertikalnu prepreku, val dostiže visinu od $h_P \approx 1.5 h_T$ iznad nivoa mirne vode (slika 5.19) pa prema ovoj visini treba i odrediti kotu krune brane (V.3.2). S obzirom na to da je dno vala za $0.5 h_T$ ispod nivoa mirne vode, to je ukupna visina kojom val udara (pritišće) *vertikalnu prepreku* (uzvodno lice gravitacijske betonske brane na slici):

$$(5.10): \quad h = 1,5 h_T + 0,50 h_T = 2 h_T$$

Ako se pretpostavi hidrostatski raspored tlaka u valu, može se prihvatiti da je sila od vala na 1 metar dužine brane (Smith, 1995):

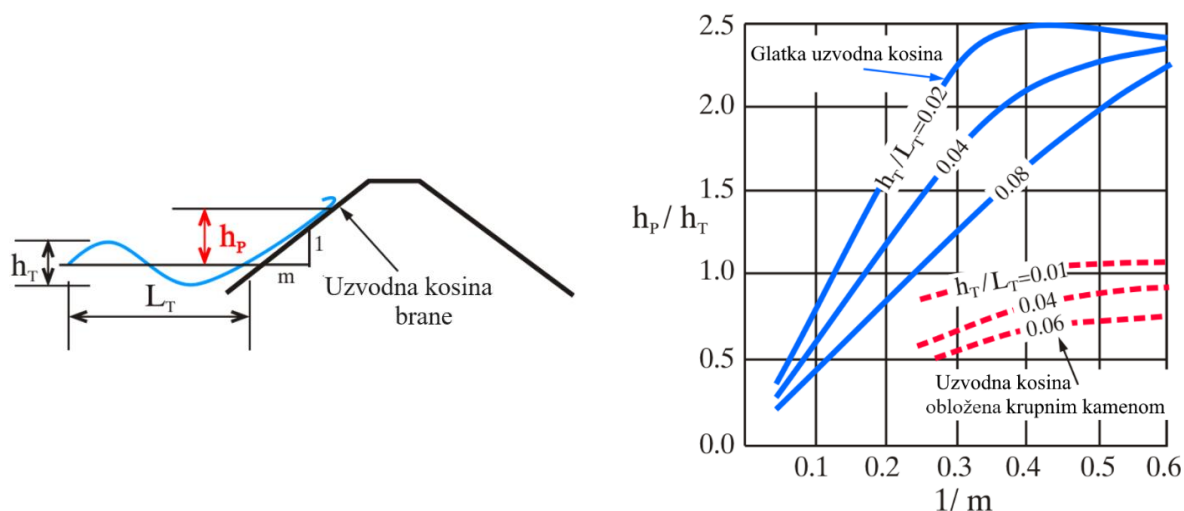
$$(5.11): \quad P_T = \frac{\gamma(2h_T)^2}{2} = 2\gamma h_T^2$$

Obično se uzima da sila djeluje na koti nivoa mirne vode. Za preciznije određivanje sile od vala vidjeti literaturu (Petrović 2002).

Ako pravac vjetra zatvara kut α_0 s pravcem osi brane, sila će biti (slika 5.18):

$$(5.12): \quad P_T = 2\gamma h_T^2 \sin \alpha_0$$

U slučaju *kosog uzvodnog lica* (kod nasipa), penjanje valova uz konturu može biti znatno više nego kod vertikalnog lica. Utvrđeno je da odnos visine penjanja, h_P , prema visini vala, h_T , ovisi od nagiba kosine “ m ” (slika 5.20), hrapavosti podloge i odnosa visine vala i valne dužine, h_T/L_T (Roberson et al., 1988).



Slika 5.20 Penjanje vala uz kosinu

Neki projektanti ne uzimaju u analizu opterećenja silu od valova na branu, uz obrazloženje da je: a) mala u odnosu na “glavne sile”, b) da se valovi neće istovremeno javiti po cijeloj dužini brane.

Sila od valova obično se “dodaje” na kotu maksimalnog uspora jer se može očekivati da valovi nastanu za vrijeme nepogoda koje izazivaju poplave i podizanje nivoa vode u akumulaciji. Ipak, ne dodaju se maksimalni valovi – valovi male vjerojatnosti pojave s obzirom da bi ovakva koincidencija predstavljala događaj izuzetno male vjerojatnosti.

Umjesto gore navedenih obrazaca, mogu se koristiti i drugi iskustveni izrazi, kao npr. obrazac Andrijanova (Grišin 1954):

$$(5.8''): \quad h_T = 0.0208 V_V^{5/4} L_0^{1/3}, \text{ i}$$

$$(5.9''): \quad L_T = 0.304 V_V L_0^{1/2},$$

gdje je V_V u metrima u sekundi (m/s), L_0 u kilometrima (km), a h_T i L_T u metrima (m).

* * *

Ponekad se na kotu maksimalnog uspora dodaje i uspor površine jezera uslijed sile trenja između vode i zraka (takozvani “*set-up*” ili “*uspor od vjetra*”), koji može nastati prilikom jakog i dugotrajnog vjetra (Novak 1996, Smith 1995):

$$(5.9a): \quad S = \frac{V_V^2 L_0 \sin \alpha_0}{62000h}$$

gdje su: S = uspor od vjetra (m), V_V = brzina vjetra (km/h), L_0 = najveća udaljenost na površini jezera u pravcu djelovanja mjerodavnog vjetra (km), α_0 = kut između pravca vjetra i pravca ose brane, i h = prosječna dubina akumulacije (m).

Uspor od vjetra po pravilu je značajno niži od visine valova pa se iz tog razloga ne uzima kao ozbiljno opterećenje, osim kod vrlo dugačkih jezera preko kojih pušu izuzetno snažni vjetrovi.

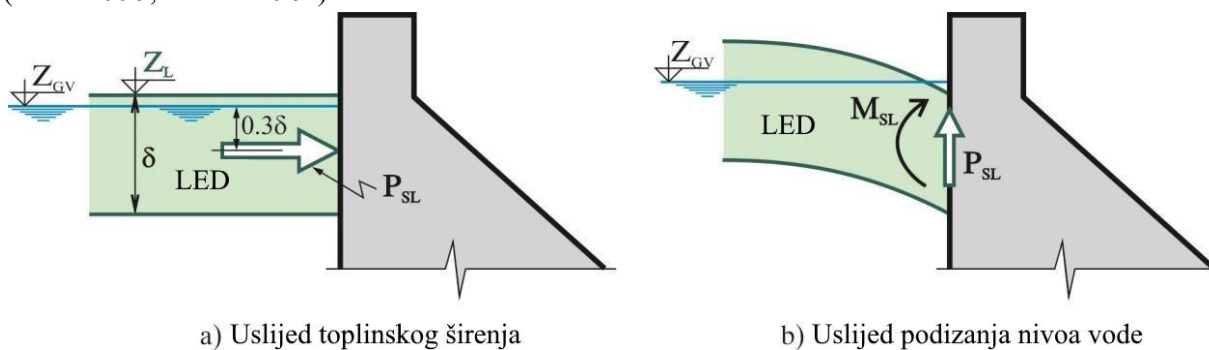
V.1.4 Opterećenja od leda

Led može djelovati na branu:

- Pritiskom čvrstog pokrivača – **statičko opterećenje leda** i
- Silom koju izaziva udar ledene sante – **dinamičko opterećenje leda**.

Statičko opterećenje leda

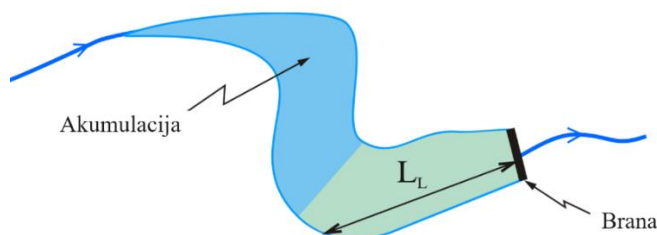
Statičko opterećenje leda obično nastaje uslijed *širenja ledenog pokrivača pri naglom topljenju* (Smith 1995, Pećinar 1961).



Slika 5.21 Statički pritisak leda

Led se ponaša kao sva čvrsta tijela pa se pri snižavanju temperature skuplja i otvara pukotine u pokrivaču u koje prodire voda i stvara novi, gušći led. Ako nastupi naglo topljenje, led se širi, i ukoliko nema slobodnog prostora (ako ga pritisnu krute, stjenovite obale akumulacije), počinje pritiskati branu.

Statičko opterećenje leda proporcionalno je *povećanju temperature* i *debljini leda* (slika 5.21a). U literaturi postoje iskustvene formule i nomogrami za određivanje statičkog opterećenja leda (Smith 1995, Grišin 1954), ali se oni zasnivaju na iskustvu vezanom za određeno geografsko područje. Za procjenu statičke sile leda, P_{SL} , pri najnepovoljnijim temperaturnim uvjetima, a zavisno od dužine prostiranja ledenog pokrivača između brane i “oslonca” na suprotnoj strani, L_L (slika 5.22), i debljine leda, δ , mogu se koristiti veličine prikazane u Tablici 5.2 (Građevinski kalendar 1981).



Slika 5.22 Statičko opterećenje leda - tlocrt

Procijenjeno je da u najoštrijim klimatskim uvjetima u našim područjima, debljina ledenog pokrivača ne može prijeći $\delta = 0.4 - 0.6$ m (s izuzetkom Dunava) pa je maksimalna statička sila leda s kojom bi trebalo računati $P_{SL} \approx 150$ kN/m (Pećinar, 1961). Treba imati na umu da statička sila leda *ne može* djelovati istodobno sa silom valova.

Tablica 5.2 Ovisnost statičke sile leda od debljine i dužine pokrivača

Debljina leda (m)	Statička sila leda P_{SL} (kN / m)			
	$L_L > 150$ m	$L_L = 100$ m	$L_L = 75$ m	$L_L = 50$ m
1.00	150	190	230	270
0.70	100	130	170	200
0.50	70	80	100	130

Statički pritisak od leda može nastati i uslijed *podizanja* (ili *spuštanja*) nivoa vode ispod već formiranog ledenog pokrivača (slika 5.21b), kao i zbog *nakupljanja ledenih santi* ispred brane. Led nagomilan neposredno ispred ustava, razbija se i propušta u donju vodu redovnim podizanjem ustava (za kraći period), što omogućava da se brana donekle rastereti od statičkog opterećenja leda.

Dinamičko opterećenje leda

Dinamička sila leda, P_{DL} , nastaje uslijed udara santi leda u branu tijekom topljenja i kretanja leda. I za proračun dinamičke sile leda koriste se iskustveni izrazi. Ovdje se navodi obrazac Kuznjecova (Građevinski kalendar 1981, Grišin 1954):

$$(5.13): \quad P_{DL} = K V_L \delta \sqrt{A_L}$$

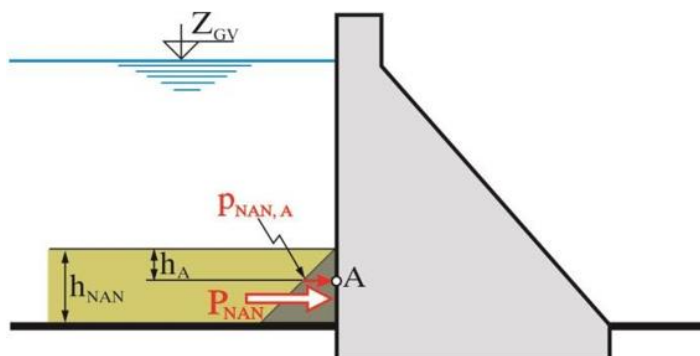
gdje su: P_{DL} = dinamička sila leda (kN), V_L = brzina kretanja leda (m/s), δ = debljina leda (m), A_L = tlocrtna površina karakteristične sante leda (m²), K = koeficijent koji zavisi od granične čvrstoće leda pri drobljenju, dan u Tablici 5.3 preuzetoj iz Građevinskog kalendara, (Građevinski kalendar 1981).

Tablica 5.3 Koeficijent, K , zavisno od granične čvrstoće leda na drobljenje

Granična čvrstoća leda na drobljenje (kN/m ²)	300	500	600	700
K (kNs/m ³)	23.6	30	33	43

V.1.5 Opterećenje nanosa

Nanos smješten ispred uzvodne strane brane pritišće branu i pridonosi njezinoj nestabilnosti.



Slika 5.23 Sila od nanosa

Tlak od nanosa u nekoj točki na visini, h_A , od gornjeg ruba sloja nanosa (slika 5.23) računa se kao **aktivni tlak tla** (Novak 1996):

$$(5.14): \quad p_{NAN,A} = (\gamma_{NAN} - \gamma) h_A t g^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$$

gdje je: γ_{NAN} = specifična težina nanosa u zasićenom stanju, a φ = kut unutarnjeg trenja nanosa pod vodom $0 < \varphi < 30^\circ$ (najčešće je $\varphi = 20^\circ - 30^\circ$, tj. kut unutarnjeg trenja približno je isti kao i u nepotopljenom stanju – Novak 1996, Creager 1961).

Horizontalna sila od nanosa po metru dužnom brane dobiva se integriranjem tlaka po cijeloj debljini sloja, h_{NAN} , pa iznosi:

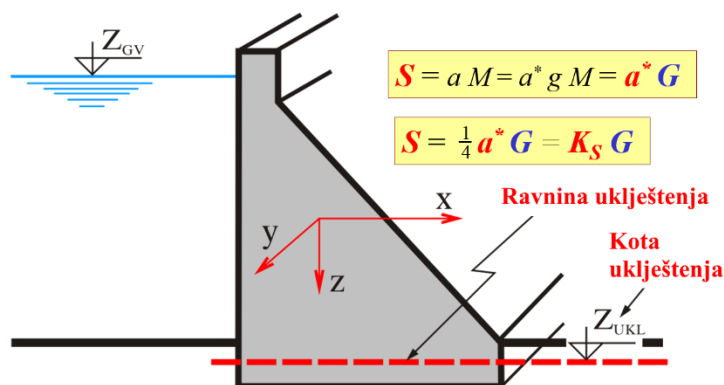
$$(5.15): \quad P_{NAN} = \frac{(\gamma_{NAN} - \gamma) h^2}{2} t g^2 (45 - \frac{\varphi}{2})$$

Treba imati na umu da **sila od nanosa ne umanjuje vrijednost hidrostatske sile**, $H_{V,U}$ (slika 5.3), s obzirom na to da voda prodire kroz pore u nanosu i “naliježe” na površinu uzvodnog lica brane. (Prema Smith-u, 1995, dio konture brane pokriven nanosom je s oko 98% svoje površine u neposrednom dodiru s vodom, dok nanos naliježe na svega 2 % “bruto” površine.)

Kod zakošenog uzvodnog lica, sila od nanosa se razlaže na horizontalnu i vertikalnu komponentu. Vertikalna sila se često ne uzima u obzir, što je na strani sigurnosti.

V.1.6 Sile od potresa – seizmičke sile

Potres predstavlja snažno *oscilatorno pomicanje* Zemljine kore koje može značajno ugroziti stabilnost brane. Taj se pokret prenosi preko temelja na branu. Brana prima seizmičko ubrzanje, a , koje daje inercijsku *seizmičku silu*, S , proporcionalnu ubrzanju i masi *oscilirajućeg dijela brane*, M . Naime, budući da se pretpostavlja da je brana kruto ukliještena u sredinu temelja (slika 5.24), to se u izračunu smatra da osciliraju samo dijelovi brane iznad *ravnine uklještenja*, tj. iznad *točke uklještenja*.



Slika 5.24 Mogući pravci djelovanja potresa

Ako bi se brana smatrala kao *kruto tijelo*, seizmička sila bi bila:

$$(5.16): \quad S = am = a^* gm = a^* G$$

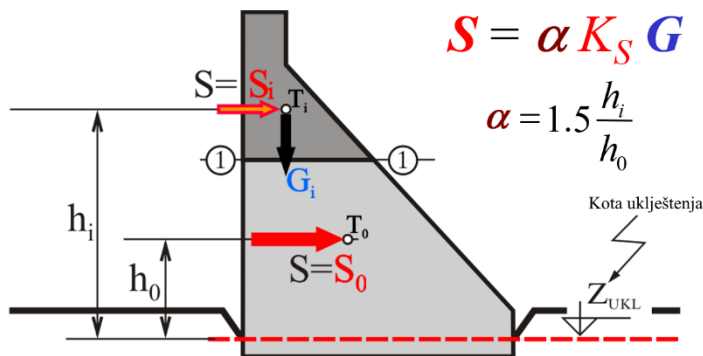
gdje su: g = gravitacijsko ubrzanje, G = težina dijela brane koji oscilira, $a^* = a/g$ = *koeficijent ubrzanja* = omjer seizmičkog ubrzanja i ubrzanja zemljine gravitacije. Međutim, s obzirom na to da pretpostavka o ponašanju brane kao krutog tijela predstavlja previše veliko pojednostavljenje, u izraz (5.16) se uvodi koeficijent, μ , kojim se aproksimira utjecaj duktilnosti ("žilavosti"), čime se značajno prigušuje seizmički učinak:

$$(5.16'): \quad S = am/\mu = \frac{1}{\mu} a^* G$$

Obično se kod gravitacijskih betonskih brana u približnim izračunima pretpostavlja da je $\mu \approx 4$ pa je:

$$(5.16''): \quad S = \frac{1}{4} a^* G = K_S G$$

Gdje je: $K_S = \frac{1}{4} a^* = \frac{1}{4} \frac{a}{g}$ = koeficijent seizmičnosti.



Slika 5.25 Metoda koeficijenata

Vrijednost koeficijenta seizmičnosti, kao mjere seizmičkog ubrzanja, ovisi od mogućoj seizmičkoj aktivnosti razmatranog područja. U Tablica 5.4 dana je ovisnost koeficijenta seizmičnosti, K_S , o stupnju seizmičnosti, prema MKS skali (Merkali–Kankani–Ziberg skala)¹. Vrijednosti iz Tablice 5.4 mogu se koristiti za početne faze projektiranja, dok je u idejnom, a pogotovo u glavnom projektu, potrebno osigurati dodatne seizmičke podloge za razmatrano područje i prema njima, koristeći statističke metode, odrediti tzv. *projektne potrese*, slično određivanju poplavnih valova, pri analizi velikih voda.

Tablica 5.4 Ovisnost koeficijenta seizmičnosti o stupnju seizmičnosti prema MKS ljestvici

Stupanj	7°	8°	9°
K_S	0.0255	0.0510	0.1020

Treba primijetiti da se u jednadžbi 5.16 pretpostavlja da svi dijelovi brane dobivaju jednako ubrzanje, što ne odgovara prirodi pojave, pa se uvodi dodatni koeficijent kojim se donekle kompenzira taj nedostatak i aproksimira *dinamičnost* potresa (slika 5.25). Seizmička sila sada se računa kao:

$$(5.17): \quad S = \alpha K_S G$$

tako da je $\alpha = 1,5 \frac{h_i}{h_0}$ (slika 5.25), gdje je h_i = udaljenost težišta proizvoljno izabranog dijela brane (šrafirani dio na slici 5.25) do kote uklještenja, a h_0 = udaljenost težišta cijele brane (odnosno, dijela brane iznad kote uklještenja) do kote uklještenja. Očito, kada se traži sila za cijelu branu, $h_i = h_0$, pa je $\alpha=1.5$. Ovakva aproksimacija seizmičke sile poznata je kao “*metoda koeficijenata*” (Petrović 2002, Petrović i Radojević 1997).

Tektonski pokret koji stvara potres može imati proizvoljan **pravac djelovanja**. Na slici 5.24 prikazana su tri osnovna pravca u Kartezijevom koordinatnom sustavu: x , y i z .

Pomak u smjeru osi brane, tj. u y -smjeru, neće imati mnogo utjecaja na stabilnost gravitacijske betonske brane, s obzirom na to da se lamele po potrebi mogu “nasloniti” jedna na drugu i da su bokovi brane podržani stijenskom masom doline na koju se naslanjaju. (Za kontraforne brane i neke vrste olakšanih brana, mora se voditi računa i o ovom pravcu djelovanja, zbog male krutosti objekta u bočnom pravcu.)

Kretanje u vertikalnom, z -smjeru, može izazvati uzlaznu silu koja “smanjuje” težinu brane, a time i njenu stabilnost². Ubrzanje u vertikalnom pravcu, a_V , obično je manje od horizontalnog ubrzanja, a . Koeficijent seizmičnosti iznosi $K_{SV} \approx 0.5 - 0.75 K_S$, a vertikalna sila (koja “smanjuje” težinu brane) je:

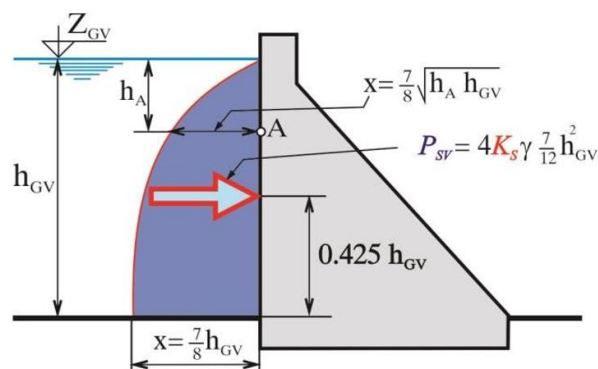
$$S_V = \alpha K_{SV} g M = \alpha K_{SV} G.$$

Najopasniji je pomak u *horizontalnom x-smjeru*, jer pored inercijske seizmičke sile iz oscilacija same brane, $S = \alpha K_S G$, nastaje i dodatna inercijska (dinamička) sila uslijed osciliranja vode u akumulacijskom bazenu uzvodno od brane. Opterećenje u horizontalnom x -smjeru **uvijek se uzima u analizu opterećenja**.

Seizmička sila od vode, P_{SV} , računa se pomoću Zangarove ili Vestergardove metode (Petrović 2002, Petrović i Radojević 1997, Novak 1996 i Creager 1961). Ovdje je opisana Vestergardova metoda, koja se odnosi samo za vertikalnu konturu uzvodne strane brane.

¹ Prema MSK – 64 skali (Medvedev-Spohner-Karnik) ovaj koeficijent je 4 puta veći od odgovarajuće vrijednosti po Merkalijevoj skali i predstavlja realnu vrijednost koeficijenta ubrzanja (bez ublažavanja preko koeficijenta duktilnosti).

² Horizontalni i vertikalni udar se, po pravilu, ne uzimaju zajedno u istoj kombinaciji opterećenja.



Slika 5.26 Seizmička sila vode prema Vestergardu

Prema *Vestergardu* širina vodene mase “ x ”, koja na dubini “ h_A ” oscilira zajedno s branom može se aproksimirati jednadžbom parabole:

$$(5.18): \quad x(h_A) = \frac{7}{8} \sqrt{h_A h_{GV}}, \text{ pa je tlak vode od potresa:}$$

$$(5.19): \quad p(h_A) = \alpha \rho \frac{x(h_A) dh}{dh} = 4K_S g \rho x(h_A) = 4K_S \gamma \frac{7}{8} \sqrt{h_A h_{GV}},$$

gdje su ρ i γ , gustoća, odnosno specifična težina vode. Ovdje je uzeto puno seizmičko ubrzanje, $a = g \cdot 4K_S$, s obzirom da voda nema duktilnosti.

Na dnu akumulacije (prema jednadžbi 5.18) seizmički tlak je:

$$(5.20): \quad p(h_{GV}) = 4K_S \gamma \frac{7}{8} h_{GV},$$

pa je ukupna seizmička sila vode jednaka površini parabole:

$$(5.21): \quad P_{SV} = 4K_S \gamma \frac{2}{3} \frac{7}{8} h_{GV}^2 = 4K_S \gamma \frac{7}{12} h_{GV}^2,$$

a djeluje na udaljenosti od $0.425 h_{GV}$ od dna akumulacije (slika 5.26).

Ako se pretpostavi zemljotres od 7^o Merkalijske skale, tj. $K_S = 0.025$, odnos *seizmičke hidrodinamičke* sile na branu i horizontalne komponente *hidrostatske* sile je:

$$\frac{P_{SV}}{H_{V,U}} = \frac{0,1 \gamma \frac{7}{12} h_{GV}^2}{\frac{1}{2} \gamma h_{GV}^2} \sim 0,12, \text{ dakle oko } 12 \, \%.$$

Kod manjih objekata i za početne faze projekta može se koristiti jednostavna “metoda koeficijenata”, zasnovana na gore navedenim postavkama (Petrović i Radojević 1997). Kod visokih brana postoji opasnost od rezonance brane i sredine temelja, pa je u završnim fazama projekta neophodno primijeniti složenije i točnije metode proračuna – *metodu spektralne analize* ili *direktnu dinamičku simulaciju* (Petrović 2002, Petrović i Kuzmanović 2000).

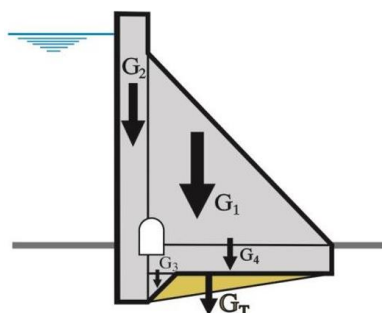
V.1.7 Težina brane i temelja

Težina brane, G , najvažnija je *stabilizacijska sila* (povoljno opterećenje) kod gravitacijskih brana. Izračunava se kao volumen (tj. površina poprečnog presjeka na brani duljine 1 m), pomnožena sa specifičnom težinom betona:

$$(5.22): \quad G = \gamma_B A \text{ [kN/m]},$$

gdje je A = površina poprečnog presjeka brane, a γ_B = specifična težina betona, uobičajeno $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$. Sila djeluje u težištu presjeka (slika 5.27). Ukoliko je brana projektirana s hidromehaničkom opremom, istu bi trebalo uračunati u težinu brane.

Težina *temeljnog tla* (sredine ispod ili oko brane), G_T , također može biti uzeta u proračun pri analizi stabilnosti (npr. pri proračunu sigurnosti protiv klizanja). Kod nekih objekata (slapišta, površinskih zahvata, kanali i dr.) česti su primjeri da se sidrenjem (ankerima) na sredinu (tlo, stijenu) temelja postiže željena stabilnost.



Slika 5.27 Sila težine

V.1.8 Reakcija temelja

Prema zakonu “akcije i reakcije”, svaka sila koja djeluje na objekt (na branu kao cjelinu, na temelj brane ili na neki dio brane), izazvat će reakciju iste jačine i pravca, ali u suprotnom smjeru. Reakcija se *ne uzima* kao opterećenje kod betonskih gravitacijskih brana, jer se promatraju utjecaji sredine na objekt, a ne obrnuto.

V.1.9 Kombinacije opterećenja

Sva navedena opterećenja se ne mogu istovremeno javiti. Ne može u isto vrijeme djelovati statički tlak leda i sila od udara valova. Isto tako, nije razumno očekivati da će se kratkotrajna opterećenja male vjerojatnosti pojave javiti istovremeno (npr. poplavni val maksimalno velike vode i katastrofalni potres maksimalne jačine za razmatrano područje). Također, ne bi trebalo očekivati da se pri maksimalnom nivou vode u akumulaciji javi i vjetar maksimalne jačine.

Mjerodavne kombinacije opterećenja trebale bi obuhvatiti sve **najnepovoljnije kombinacije** opterećenja koje se *moгу očekivati* za vrijeme građenja i korištenja objekta. U našoj zemlji *ne postoje* propisi za izbor mjerodavnih kombinacija opterećenja. U nastavku su ukratko prikazana uputstva koja preporučuju projektanti (Petrović i Radojević, 1997), prema kojima se proračuni najčešće rade primjenom sljedeće *četiri* kombinacije opterećenja:

I. **Prazna akumulacija**, neposredno po završetku građenja, a prije punjenja akumulacije; djeluje samo težina brane (i opreme).

II. **Normalno (pogonsko) opterećenje**: Nivo u akumulaciji na koti *normalnog uspora* (Z_{NU});

donja voda s maksimalnim ili minimalnim nivoom koji se pri tome može javiti, a koji daje nepovoljnije opterećenje; puno opterećenje *nanosa i leda* ili *valova*; *antifiltracijske mjere u pogonu* – drenažni sustav radi (ako je predviđen), a injekcijski radovi su završeni (ako su predviđeni).

III. **Iznimno opterećenje od vode (izvanredno opterećenje):** Nivo u akumulaciji na koti *maksimalnog uspora* (Z_{MU}); donja voda maksimalna ili minimalna (zavisno što je nepovoljnije); puno opterećenje *nanosa i valova*; *antifiltracijske mjere NE rade*.

IV. **Ekstremno opterećenje od seizmike** (II. kombinacija uz seizmičko opterećenje): Nivou akumulaciji na koti *normalnog uspora*; donja voda kao pri normalnom opterećenju; puno opterećenje *nanosa i leda*; *antifiltracijske mjere u pogonu*; djeluju *seizmički utjecaji* pri mjerodavnim potresima (vjerojatnost pojave 0.5% i 0.1%) za razmatrano područje.

Projektant može po potrebi provjeriti i neke druge kombinacije opterećenja (tzv. “projektantova mjerodavna kombinacija”), kao na primjer:

V. *Prazna akumulacija, sa seizmičkim opterećenjem*.

VI. *Normalno opterećenje (II-ga kombinacija), ali bez uzgona*.

VII. *Izuzetno opterećenje od seizmike, drenažni sustav ne radi*, i druge.

Detaljan pregled svjetskih preporuka i propisa u pogledu određivanja mjerodavnih kombinacija opterećenja čitatelj može naći kod Petrovića (1992).

V.2 STABILNOST GRAVITACIJSKE BETONSKE BRANE

Gravitacijska betonska brana je **stabilna** ako se može oduprijeti opterećenjima koja je nastoje pomaknuti. Za veliki broj različitih tipova betonskih hidrotehničkih objekata provjerava se stabilnost protiv **klizanja (smicanja), prevrtanja i isplivavanja** (slika 5.28). (Kod gravitacijskih brana, sigurnost protiv isplivavanja je, po pravilu, uvijek ispunjena.) Uz to, potrebno je da naprezanja i pomaci u brani i temelju budu u **dozvoljenim granicama**. (Odsutnost vlačnih naprezanja na uzvodom licu je često mjerodavan uvjet pri dimenzioniranju gravitacijske betonske brane.)

Uvjeti stabilnosti moraju biti zadovoljeni pri **svim promatranim kombinacijama opterećenja** i to sa **zahtijevanim koeficijentima sigurnosti**. Zahtijevane (minimalne) vrijednosti koeficijenata sigurnosti (protiv klizanja, prevrtanja, isplivavanja), kao i vrijednosti za dozvoljena naprezanja u tlu i betonu, razlikuju se zavisno od kombinacije opterećenja. Tako se za izvanredna opterećenja (III. i IV. kombinacija) dozvoljavaju niže vrijednosti koeficijenata nego pri normalnom opterećenju (Petrović, 1992).

U početnim fazama projektiranja, zaključno s idejnim projektom, provjerava se samo, tzv. “**opća stabilnost**” brane, što podrazumijeva određivanje *koeficijenata sigurnosti* protiv *klizanja, prevrtanja i isplivavanja*, kao i proračun *naprezanja i pomaka u temeljnoj spojnici*.

U glavnom projektu je, pored provjere opće stabilnosti, potrebno odrediti *stanje naprezanja i pomaka* u konstrukciji i temelju, za što se kod visokih brana primjenjuje *metoda konačnih elemenata*. Brana i sredina koja čini temelj podijele se na elemente pogodnog oblika. Zatim se iz uvjeta ravnoteže sila i veze naprezanja i deformacija za zadate rubne uvjete određuju pomaci i naprezanja za svaki element brane i temelja. Za proračun stanja naprezanja kod manjih objekata se još uvijek često koristi jednostavna **metoda horizontalnih presjeka** (poznata i kao Gravitacijska metoda), koja tretira branu, tj. svaku njenu lamelu s pripadajućim temeljom, kao *kruto uklješten konzolni nosač* od idealno elastičnog, homogenog i izotropnog materijala. (Metoda horizontalnih presjeka može poslužiti i za grubu provjeru rezultata dobivenih metodom konačnih elemenata.)

U nastavku su prikazani najvažniji koraci **proračuna opće stabilnosti**. Prvo je promatrana stabilnost protiv *klizanja, prevrtanja i isplivavanja*, a zatim je sažeto opisana *metoda horizontalnih presjeka*, preko koje se određuje stanje naprezanja u proizvoljnom horizontalnom presjeku brane, odnosno u temeljnoj spojnici. Za određivanje *pomaka*, kojim se upotpunjava proračun opće stabilnosti, čitatelj se upućuje na literaturu (Petrović 2002, Petrović i Radojević 1997).

V.2.1 Stabilnost protiv klizanja

Stabilnost protiv klizanja (smicanja) često je *najosjetljiviji* od uvjeta opće stabilnosti kod gravitacijskih betonskih brana. Smatra se da je brana stabilna protiv klizanja ako se *sa zahtijevanim koeficijentom sigurnosti* može oduprijeti silama koje ju nastoje pomjeriti po svakoj kliznoj ravlini. Klizanje može nastati: 1) na dodiru brane i sredine – u *temeljnoj spojnici*, 2) u sredini – *temelju* i 3) u tijelu brane¹ (najprije na mjestu horizontalnih spojnica, slika 5.42). Potrebno je provjeriti sve potencijalno opasne ravnine klizanja u temelju i brani (pukotine, slojevi gline i sl.). U daljnjem tekstu je opisan postupak proračuna za klizanje u temeljnoj spojnici, a na isti način može se provjeriti stabilnost unutar temelja i u tijelu brane.

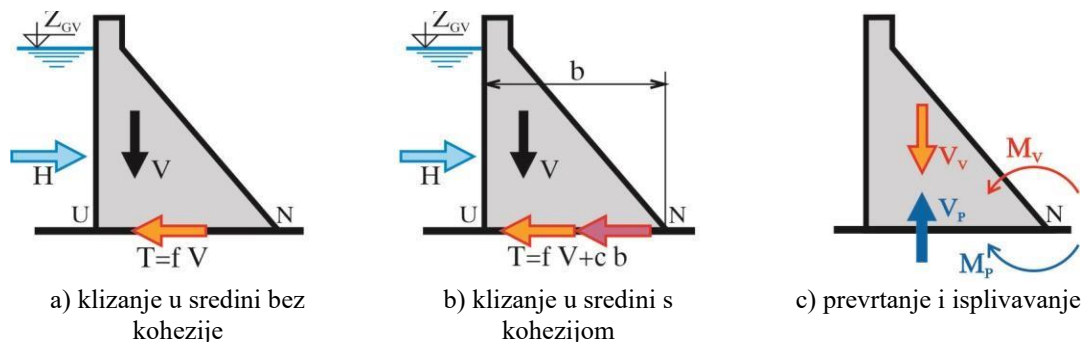
Razlikuju se uvjeti klizanja u temeljnoj spojnici kod brana temeljenih na stijeni i kod brana na nekoherentnom (nevezanom) tlu.

a) Kod **nekoherentnog –nevezanog tla** nema otpora klizanju uslijed kohezije unutar materijala, pa se klizanju protivi jedino trenje. Do klizanja ne dolazi ako je destabilizirajuća sila (za horizontalnu kliznu ravninu, to je horizontalna komponenta rezultate sile na branu, H , slika 5.28a) manja od sile trenja, T – stabilizirajuće sile, koja je jednaka umnošku normalne sile (vertikalne komponente rezultante, V , za horizontalnu ravninu klizanja) i koeficijenta trenja, f :

$$(5.23): \quad T > H, \text{ odnosno: } fV > H.$$

Obično se uvjet ravnoteže izražava preko takozvanog **koeficijenta (faktora) sigurnosti** protiv klizanja, K_K , koji predstavlja odnos stabilizirajućih i destabilizirajućih sila. Vrijednost koeficijenta sigurnosti mora biti veća od zahtijevane – minimalne vrijednosti, koja zavisi od kombinacije opterećenja ($K_{K,min} = 1.05 - 1.3$), pa uvjet (5.22) postaje:

$$(5.24): \quad K_K = \frac{fV}{H} > K_{K,min}$$



Slika 5.28 Stabilnost protiv klizanja, prevrtanja i isplivavanja

¹ Klizanje u tijelu brane ne provjerava se u proračunu opće stabilnosti.

Koeficijent trenja, f , zavisi od kuta unutarnjeg trenja materijala:

$$(5.25): \quad f = \operatorname{tg} \varphi$$

gdje je φ = kut unutarnjeg trenja (kut pri kome je “kosina“ u tlu stabilna). Za materijale koji su pogodni za temeljenje gravitacijske brane $\varphi = 20 - 35^\circ$.

b) U **koherentnim –vezanim sredinama** (stijena, beton) klizanju se pored trenja, suprotstavlja i kohezija (otpor na klizanje uslijed veza između čestica sredine). Sila kohezije, T_C , (po metru dužnom brane) jednaka je (slika 5.28b):

$$(5.26): \quad T_C = cb,$$

gdje je c = kohezija materijala. Sada se uvjet stabilnosti protiv klizanja u horizontalnom presjeku U – N opisuje kao:

$$(5.27): \quad fV + cb > H,$$

Raspoloživi koeficijent sigurnosti protiv klizanja izražava se kao odnos stabilizacijskih i destabilizacijskih sila, slično kao i kod nevezanog materijala:

$$(5.27a): \quad K_K = \frac{fV + cb}{H} > K_{K,min},$$

gdje zahtijevana minimalna vrijednost koeficijenta sigurnosti, $K_{K,min}$, zavisi od kombinacije opterećenja (Tablica 5.6).

Orijentacijske vrijednosti kohezije, c , i koeficijenta trenja, f , navedene su u Tablici 5.5 (Petrović i Radojević 1997, Novak 1996). Napominje se da su vrijednosti u tablici *orijentacijske* i kao takve ih treba i koristiti – za početne (niže) faze projektiranja. Stvarne vrijednosti za koheziju i koeficijent trenja moraju se odrediti **istražnim radovima**. Koeficijent trenja, f , često se određuje na uzorku glatkih stranica. Tada je $f \approx 0.7$ za kontakte beton–beton, i beton–stijena (Pećinar 1960). Korištenje ovako niskog koeficijenta trenja već daje određeni stupanj sigurnosti s obzirom na to da su površine duž kojih se klizanje odvija u prirodi, po pravilu, hrapave.

Tablica 5.5 *Orijentacijske vrijednosti kohezije i koeficijenta trenja*

Sredina	Kohezija c (MPa)	Koeficijent trenja f
Beton	0.5 – 3.5	0.70 – 1.50
Neerodirana stijena, tlačne čvrstoće od 40 MPa	0.40	0.95
Slabo erodirana stijena, srednje ispucala, tlačne čvrstoće od 40 MPa	0.30	0.85
Vrlo ispucala stijena, tlačne čvrstoće od 2.5 – 20 MPa	0.10	0.60 – 0.70
Šljunak – aluvij	0.00	0.20 – 0.30

Pri provjeri stabilnosti protiv klizanja za koherentni materijal uobičajen je sljedeći postupak:

1. Prvo se provjeri stabilnost *bez kohezije* korištenjem izraza (5.23a), s tim što se dozvoljava mala vrijednost zahtijevanog koeficijenta sigurnosti ($K_{K,min} = 1.05 - 1.3$, u Tablici 5.6). Ako se na ovaj način zadovolji stabilnost, nema potrebe za daljnjim provjeravanjem.
2. Ako uvjet stabilnosti nije postignut, uvodi se u račun i *kohezija* pa se primjenjuje izraz (5.26a). Sada se traži da koeficijent sigurnosti bude znatno veći nego za slučaj bez kohezije (npr. $K_{K,min} = 3.0$ za normalno do $K_{K,min} = 1.4$ za izvanredno opterećenje od potresa, Tablica 5.6).
3. Ako ni tada nije postignuta zahtijevana sigurnost protiv klizanja, mora se povećati širina temeljne spojnice ili se primjenjuje neka druga mjera za povećanje otpora klizanju.

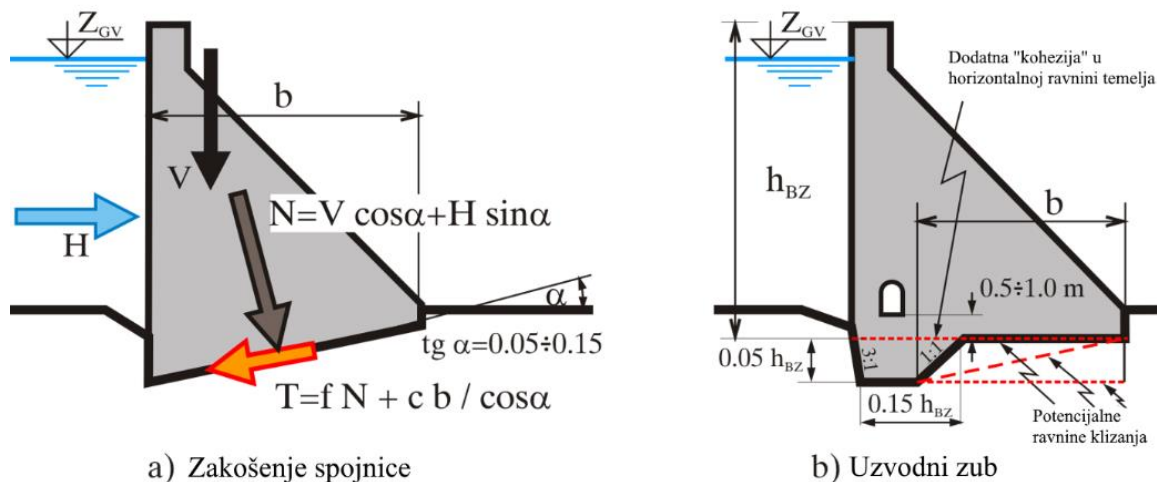
Tablica 5.6 Minimalne (zahtijevane) vrijednosti koeficijenata sigurnosti za proračun opće stabilnosti (Petrović 2002)

Koeficijent sigurnosti	Kombinacija opterećenja			
	I	II	III	IV
$K_{K,min}$, bez kohezije	/	1.30	1.10	1.05
$K_{K,min}$, s kohezijom	/	3.00	2.20	1.40
$K_{P,min}$	/	1.50	1.30	1.10
$K_{I,min}$	/	1.50	1.10	1.30
$K_{\sigma,min}$	3.50	3.50	2.50	1.50

Jedan od načina da se poveća stabilnost protiv klizanja je i *zakošenje temeljne spojnice* (slika 5.29a). Ovim se povećava stabilizirajuća sila trenja, a smanjuje se destabilizirajuća sila (u odnosu na slučaj s horizontalnom spojnicom, odnosno, horizontalnom kliznom ravninom). Uvjet stabilnosti protiv klizanja sada glasi:

$$(5.27b): \quad K_K = \frac{f(V\cos\alpha + H\sin\alpha) + cb/\cos\alpha}{H\cos\alpha - V\sin\alpha} = \frac{f(V + H\tan\alpha) + cb(1 + \tan^2\alpha)}{H - V\tan\alpha} > K_{K,min}.$$

Često se na uzvodnom dijelu temelja postavlja “**zub**“ (slika 5.29b), koji kosu ravninu klizanja “formira” u stijenskoj masi, čime se postižu značajne uštede u odnosu na rješenje s kosinom duž cijele spojnice (Milovanovic i dr. 2011, Milovanović i dr. 2011a). Ovim se i u horizontalnoj ravnini temelja dobiva dodatna otpornost na klizanje, kako u visini gornjeg ruba zuba (gdje “koheziju” daje posmična čvrstoća betona), tako i u nižim ravninama, gdje se u otpor uključuje i sredina temelja. Kod rješenja s uzvodnim zubom, sigurnost protiv klizanja obavezno treba provjeriti po *kosoj kliznoj ravnini*, kao i po *horizontalnim ravninama* na nivou *donjeg ruba* – najniže kote zuba i na nivou *gornjeg ruba* zuba (slika 5.29b). Orijentacijske dimenzije zuba, dobivene na osnovu uvjeta da se sa što manje materijala postigne što veća sigurnost protiv klizanja, prikazane su na slici 5.29b.



Slika 5.29 Kosa ravnina klizanja

Treba primijetiti da se pri proračunu koeficijenta sigurnosti protiv klizanja ne uzima u obzir uklještenje brane, tj. *ne računa se s opterećenjem sredine temelja* na nizvodnom kraju konstrukcije, što je, svakako, na strani sigurnosti. Uz to, pri proračunu za kosu kliznu ravninu, pretpostavlja se da se uslijed deformacije gubi kontakt, a time i kohezija po horizontalnom dijelu spojnice (na mjestu zuba), pa se kohezija ostvaruje samo duž kosine (dužina $b/\cos \alpha$ na slici 5.29b).

V.2.2 Stabilnost protiv prevrtanja i isplivavanja

Brana je stabilna **protiv prevrtanja** ako stabilizirajući **moment vraćanja**, M_V , oko svake točke oslanjanja brane premašuje destabilizirajući **moment prevrtanja**, M_P , i to sa zahtijevanim koeficijentom sigurnosti:

$$(5.28): \quad K_P = \frac{M_V}{M_P} > K_{P,min}.$$

gdje je K_P = koeficijent sigurnosti protiv prevrtanja. Najnepovoljniji slučaj se javlja u *najnižoj točki nizvodnog ruba* (točka "N" na slici 5.28a). Zahtijevane (minimalne) vrijednosti koeficijenta sigurnosti zavise od kombinacije opterećenja i kreću se od 1.5 za normalno opterećenje (II. kombinacija opterećenja) do 1.1 za seizmičko (IV. kombinacija, Tablica 5.6).

Slično, koeficijent stabilnosti protiv **isplivavanja**, K_I , izražava se preko odnosa stabilizirajućih vertikalnih sila, V_V , (koje djeluju prema dolje i "spuštaju – vraćaju" objekt) i destabilizirajućih vertikalnih sila, V_P , (koje djeluju prema gore i teže podignuti objekt):

$$(5.28): \quad K_I = \frac{V_V}{V_P} > K_{I,min}.$$

V.2.3 Proračun stanja naprezanja metodom horizontalnih presjeka

Metoda horizontalnih presjeka (poznata i kao Gravitacijska metoda) koristi se za približno određivanje stanja naprezanja u temelju i tijelu gravitacijske betonske brane. Najvažnije pretpostavke ove metode su:

1. Brana je sastavljena od *međusobno odvojenih konzolnih nosača* – lamela, *kruto uklještenih* u sredinu temelja, koji “rade” zasebno, bez interakcije i prijenosa tereta s jedne konzole na drugu (što proizvodi ravninsko stanje deformacija).
2. Brana je od *idealno elastičnog, homogenog i izotropnog* materijala.
3. *Veza naprezanja i deformacija je linearna*.
4. Za svaku horizontalnu ravninu u brani i temelju vlada *linearan raspored normalnih naprezanja, a paraboličan raspored posmičnih naprezanja*.

Gravitacijske betonske brane, podijeljene vertikalnim razdjelnicima na lamele koje međusobno ne prenose opterećenje (vidjeti V.4), uglavnom zadovoljavaju uvjete ovih pretpostavki. Izuzetak je pretpostavka o *krutom uklještenju*, s obzirom na to da je lamela *elastično* uklještena u sredinu temelja pa vrijednosti naprezanja u temeljnoj spojnici i u nižim dijelovima brane (donjoj trećini presjeka) odstupaju od stvarnog stanja (odnosno od točnijeg rješenja, dobivenog metodom konačnih elemenata). Vrijednosti koje se dobivaju preko metode horizontalnih presjeka na strani su sigurnosti pa se ovaj postupak redovno primjenjuje pri proračunu stanja naprezanja u temelju u okviru *proračuna opće stabilnosti*. Međutim, pri dimenzioniranju poprečnog presjeka brane (u glavnom projektu), racionalnije je koristiti metodu konačnih elemenata, koju ne opterećuje pretpostavka o krutom uklještenju.

Metoda horizontalnih presjeka sastoji se iz proračuna stanja naprezanja duž nekoliko *horizontalnih presjeka* razmatrane lamele gravitacijske betonske brane. Za svaki od izabranih *horizontalnih presjeka* prvo se odrede *sile u presjeku* pa se računaju *vertikalna normalna naprezanja*, zatim *horizontalna normalna naprezanja* i *posmična naprezanja*, da bi se na kraju dobile vrijednosti i pravci (trajektorije) *glavnih naprezanja*.

* * *

U proračunu *opće stabilnosti*, provjeravaju se samo *vertikalna normalna naprezanja* u temeljnoj spojnici i to za horizontalnu ravninu koja prolazi kroz najnižu kotu temelja (točkasta linija na slici 5.30a). Često se pretpostavlja da je uslijed deformacije pri hidrostatskom opterećenju došlo do odvajanja brane od temelja po zakošenom uzvodnom rubu zuba (dionica 1- 2), tako da se opterećenje prenosi u sredinu temelja duž linije 2-3-4 (na dužini b). U slučaju prazne akumulacije (I. kombinacija opterećenja), nema horizontalne deformacije (jer ne djeluje hidrostatska sila) pa se brana oslanja po cijeloj dužini temelja b_0 (slika 5.30a).

V.2.4 Vertikalna normalna naprezanja i odsustvo vlačnih naprezanja

Određivanje vertikalnih normalnih naprezanja u presjeku brane

Traže se vrijednosti vertikalnih normalnih naprezanja za horizontalni presjek U–N, sa središnjom točkom “O” (slika 5.30). Presjek može biti postavljen kroz tijelo brane ili na dodiru brane i sredine. Sve sile koje djeluju u presjeku U – N slažu se u rezultantu, R , koja djeluje u točki “C”, na udaljenosti “ e ” od središta presjeka (“ e ” je ekscentricitet, slika 5.30b). Rezultanta se razlaže na *horizontalnu komponentu*, H , i *vertikalnu komponentu*, V , koja oko središta, “O”, daje *moment* $M = eV$ (horizontalna komponenta ne daje moment jer leži u ravnini presjeka U–N).

Vertikalna komponenta, V , (sa svojim momentom M) stvara *vertikalna normalna* naprezanja u presjeku, dok horizontalna komponenta, H , izazva *posmična* naprezanja.

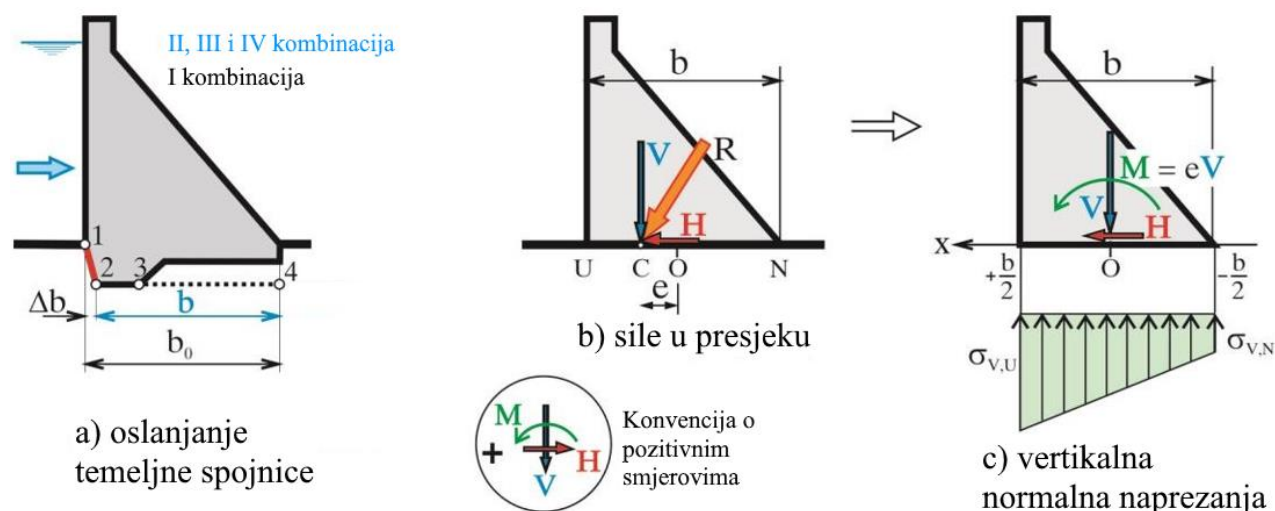
Prema pretpostavci linearne raspodjele normalnih naprezanja za elastični nosač (Brčić 1978), vertikalno normalno naprezanje na udaljenosti, x , od središta presjeka je (slika 5.30c):

$$(5.29): \quad \sigma_V = \frac{V}{A} + \frac{M}{I} x^1,$$

gdje su: A = površina poprečnog presjeka = $b \times 1$ m, a I = moment inercije oko težišta presjeka = $b^3/12 \times 1$ m, pa se može napisati:

$$(5.30): \quad \sigma_V = \frac{V}{b} + 12 \frac{M}{b^3} x = \frac{V}{b} + 12 \frac{eV}{b^3} x,$$

s tim da su V i M sila, odnosno, moment po metru dužnom brane.



Slika 5.30 Vertikalna normalna naprezanja

¹ Za linearni raspored naprezanja, $\sigma(x) = \alpha + \beta x$, koeficijenti α i β dobivaju se iz uvjeta ravnoteže vertikalnih sila i momenata oko težišta presjeka:

$$V = \int_{-b/2}^{b/2} \sigma(x) dx = \alpha \int_{-b/2}^{b/2} dx + \beta \int_{-b/2}^{b/2} x dx = \alpha b \quad \int_{-b/2}^{b/2} x dx = 0 \quad \alpha = \frac{V}{b}$$

$$M = \int_{-b/2}^{b/2} x \sigma(x) dx = \alpha \int_{-b/2}^{b/2} x dx + \beta \int_{-b/2}^{b/2} x^2 dx = \beta \frac{x^3}{3} \Big|_{-b/2}^{b/2} = \beta \frac{b^3}{12} \quad \beta = \frac{M}{b^3/12} = \frac{M}{I}$$

Najveća i najmanja vrijednost naprezanja ostvarit će se na rubovima presjeka “U” i “N”, gdje je $x = \pm b/2$, pa je:

$$(5.31): \quad \sigma_{V,U} = \frac{V}{b} + 6 \frac{M}{b^2} = \frac{V}{A} + 6 \frac{eV}{b^2} = \frac{V}{b} \left(1 + 6 \frac{e}{b}\right), \text{ za uzvodno lice, „U“, i:}$$

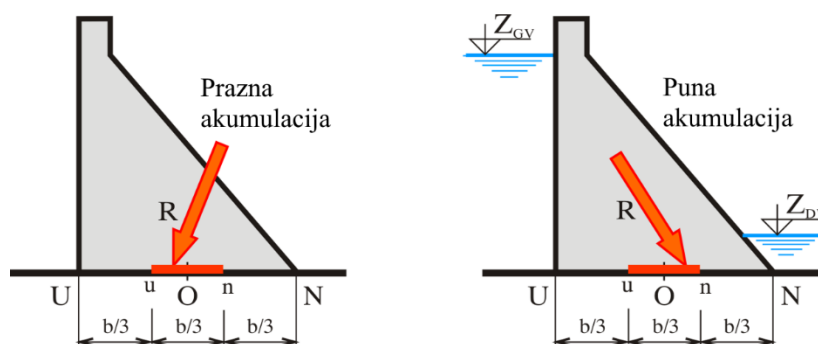
$$(5.31a): \quad \sigma_{V,N} = \frac{V}{b} - 6 \frac{M}{b^2} = \frac{V}{b} \left(1 - 6 \frac{e}{b}\right), \text{ za nizvodno lice, „N“.$$

Vlačna naprezanja jezgra presjeka

Prema jednadžbama 5.31 i 5.31a, očigledno je da su normalna naprezanja $\sigma_{V,U}$ i $\sigma_{V,N}$ pozitivni sve dok je:

$$(5.32): \quad -\frac{b}{6} < e < \frac{b}{6},$$

odnosno dok se rezultanta, R , nalazi u okviru srednje trećine presjeka, tj. unutar “jezgre presjeka” (slika 5.31).



Slika 5.31 Rezultanta djeluje unutar jezgra presjeka

Ponekad se uvjet (5.31) nepravilno naziva uvjetom stabilnosti za “prevrtanje”. Da bi se brana prevrнула preko svoga nizvodnog ruba (točka “N” na slici 5.31), potrebno je da moment prevrtanja oko točke “N” bude veći od momenta vraćanja, odnosno da ukupni moment oko točke “N” bude negativan (tj. neophodno je da rezultanta sila, R , izađe izvan presjeka brane, a ne *samo* izvan jezgre). Uz to treba primijetiti da već pri znatno manjim vrijednostima momenta prevrtanja od kritičnog, na *uzvodnom* licu brane nastaju vlačna naprezanja, što može izazvati pukotine, zbog male otpornosti betona na vlak. Voda u pukotini će povećati silu uzgona na uzvodnom dijelu presjeka (u skladu s dijagramom uzgona sa slike 5.14b), što dodatno povećava vlačna naprezanja pa se pukotina širi prema nizvodnom licu. Ukoliko se pukotina dovoljno proširi, horizontalna sila može otklizati “olakšanu”, i od temelja odvojenu branu, prije nego što moment prevrtanja postane dovoljno veliki da ju prevrne.

Zbog svega navedenog, očigledna je potreba da se **spriječi pojava vlačnog naprezanja**, prije svega na **uzvodnom licu** brane. Ipak, projektanti dopuštaju neznatna vlačna naprezanja u tijelu brane (ne i u temeljnoj spojnici), i to *isključivo pri seizmičkim utjecajima* (IV. kombinacija opterećenja – vidjeti “Uvjete dimenzioniranja” u dijelu V.3.1). Smatra se da zbog kratkog trajanja seizmičkog opterećenja neće doći do povećanja uzgona u pukotinama koje bi se mogle otvoriti uslijed djelovanja vlaka. Čak i tada, zahtijeva se da ostvarena vlačna naprezanja budu manja od dopuštenih vrijednosti za projektiranu klasu betona.

Širina presjeka (U – N) može se odrediti iz uvjeta da rezultanta, R , padne u najnižvodniju točku jezgre, “ n ” (slika 5.31), za najnepovoljniji slučaj opterećenja. Time se postiže najmanja površina presjeka, za koji se ne javlja vlačno naprezanje na uzvodnom licu brane (vidjeti dio V.3.1 o dimenzioniranju poprečnog presjeka brane).

V.2.5 Posmična naprezanja i horizontalna normalna naprezanja

Pored uvjeta o odsustvu vlačnih naprezanja, potrebno je osigurati da tlačna naprezanja u betonu i temelju budu manja od dozvoljenih, pa je potrebno izračunati vrijednosti *glavnih naprezanja* u izabranim horizontalnim presjecima za sve promatrane kombinacije opterećenja. Da bi se došlo do glavnih naprezanja, potrebno je odrediti stanje naprezanja za dva pravca. Vertikalna normalna naprezanja, σ_V , određena su u prethodnom koraku. Slijedi proračun horizontalnih normalnih naprezanja, σ_H , i posmičnih naprezanja, τ , u skladu s navedenim pretpostavkama metode horizontalnih presjeka.

Horizontalna normalna naprezanja, σ_H , računaju se prema pretpostavci o linearnoj promjeni normalnih naprezanja između uzvodnog i nizvodnog lica brane. Naprezanja na uzvodnom i nizvodnom licu (normalna $\sigma_{H,U}$ i $\sigma_{H,N}$, i posmična τ_U i τ_N) računaju se iz uvjeta ravnoteže horizontalnih i vertikalnih sila za infinitezimalnu prizmu na licu brane. Na nizvodnoj granici, “N”, bit će (slika 5.32):

$$(5.33): \quad \begin{aligned} \sigma_{H,N} d \cos \alpha &= \tau_N d \sin \alpha + p d \cos \alpha, \\ \sigma_{V,N} d \sin \alpha &= \tau_N d \cos \alpha + p d \sin \alpha, \end{aligned}$$

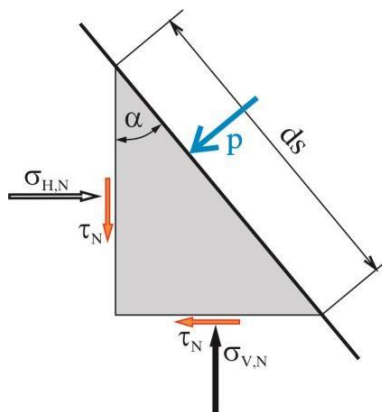
odakle je posmično naprezanje na nizvodnoj konturi:

$$(5.34): \quad \tau_N = (\sigma_{V,N} - p) \operatorname{tg} \alpha,$$

a horizontalno normalno naprezanje na nizvodnoj konturi:

$$(5.35): \quad \sigma_{H,N} = p + \tau_N \operatorname{tg} \alpha = p(1 - \operatorname{tg}^2 \alpha) + \sigma_{V,N} \operatorname{tg}^2 \alpha.$$

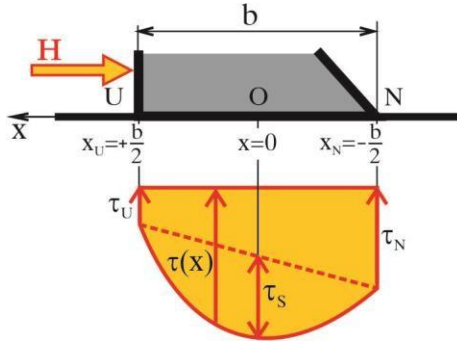
Ako je nivo donje vode ispod promatranog presjeka, izostat će hidrostatski tlak, p . Slično se računaju i naprezanja na uzvodnom licu, pri čemu ovdje veličina “ p ”, pored hidrostatskog tlaka, obuhvaća i ostale utjecaje koji djeluju na uzvodnoj konturi (tlak nanosa, seizmičko opterećenje vode i dr.).



Slika 5.32 Određivanje komponenti naprezanja na rubu (nizvodnom licu brane)

Dijagram posmičnih naprezanja, $\tau(x)$, dobiva se iz ravnoteže horizontalnih sila, uz pretpostavku o parabolichnoj raspodjeli τ – naprezanja i za poznate vrijednosti na uzvodnom i nizvodnom licu (τ_U i τ_N). Prema slici 5.33, rezultanta horizontalnih sila u presjeku, H , jednaka je integralu posmičnih naprezanja duž presjeka:

$$(5.36): \quad H = \int_U^N \tau(x) dx = \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} (\alpha + \beta x + \gamma x^2) dx = b \frac{\tau_U + \tau_N}{2} + \frac{2}{3} b \tau_S.$$



Slika 5.33 Raspodjela posmičnih naprežanja u presjeku

Strijela paraboličnog dijela dijagrama, τ_S , dobiva se iz jednadžbe 5.35:

$$(5.37): \quad \tau_S = \frac{3}{2} \left(\frac{H}{b} - \frac{\tau_U + \tau_N}{2} \right).$$

pa se raspored τ -naprežanja opisuje kao (slika 5.33):

$$(5.38): \quad \tau(x) = \frac{1}{2} (\tau_U + \tau_N) + \tau_S + (\tau_U - \tau_N) \frac{x}{b} - 4\tau_S \left(\frac{x}{b} \right)^2.$$

V.2.6 Glavna normalna naprežanja i dozvoljena naprežanja

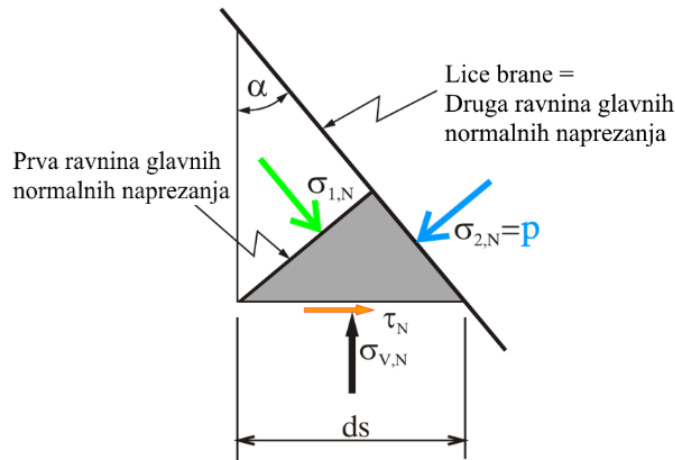
Glavna naprežanja računaju se prema poznatom postupku za ravninsko stanje naprežanja (Novak 1996, Brčić 1978), a na osnovu već izračunatih normalnih i posmičnih naprežanja:

$$(5.39): \quad \sigma_{1,2} = \frac{\sigma_V + \sigma_H}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_V - \sigma_H}{2} \right)^2 + \tau^2}.$$

Najčešće su *kritična glavna normalna naprežanja na uzvodnom i nizvodnom licu presjeka* pa je za grublju analizu dovoljno provjeriti samo ova naprežanja (Smith 1995). Ravnine glavnih normalnih naprežanja na licu brane su sama ravnina konture (lice brane), jer tu nema posmika, i ravnina okomita na nju, jer su glavna naprežanja međusobno okomita (kao i njihove ravnine).

Na slici 5.34 prikazane su ravnine glavnih normalnih naprežanja i naprežanja za slučaj nizvodnog lica. Glavno normalno naprežanje za ravninu konture je hidrostatski tlak, $\sigma_{2,N} = p$.

Iz uvjeta ravnoteže vertikalnih sila za označenu infinitezimalnu prizmu (slika 5.34) dobiva se drugo glavno naprežanje, σ_1 . (Sila težine se zanemaruje kao beskonačno mala veličina višeg reda, a na površinama gdje djeluju glavna normalna naprežanja, posmičnih, po definiciji, nema.) Izvedeni su samo izrazi za glavna normalna naprežanja na nizvodnom licu, dok se naprežanja na uzvodnom licu dobivaju istim postupkom:



Slika 5.34 Glavna normalna naprezanja na nizvodnom licu brane

$(\sigma_{1,N} d \cos \alpha) \cos \alpha = \sigma_{v,N} ds - (p d \sin \alpha) \sin \alpha$, odnosno:

$$(5.40): \quad \sigma_{1,N} = \frac{\sigma_{v,N}}{\cos^2 \alpha} - p \operatorname{tg}^2 \alpha = \sigma_{v,N} (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha) - p \operatorname{tg}^2 \alpha.$$

- a) Ako je kota nivoa vode ispod promatranog presjeka, nema hidrostatskog tlaka ($p = 0$), pa je :

$$\sigma_{1,N} = \frac{\sigma_{v,N}}{\cos^2 \alpha} = \sigma_{v,N} (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha).$$

- b) Za slučaj vertikalnog lica ($\alpha = 0^\circ$) dobiva se:

$$\sigma_{1,N} = \sigma_{v,N}.$$

Dozvoljena naprezanja za beton i za sredinu u kojoj se temelji konstrukcija, određuju se na osnovu graničnih tlačnih čvrstoća koje su propisane pravilnicima. Za procjenu dozvoljenog tlačnog naprezanja može se, pri normalnom opterećenju, uzeti 20 % tlačne čvrstoće betona ($\approx 3 - 6$ MPa, zavisno od klase), dok se pri izuzetnom opterećenju može dopustiti i veće naprezanje, pogotovo na rubovima presjeka.

Dozvoljeno naprezanje za stijenu se obično računa kao 5 – 10 % tlačne čvrstoće monolita, podijeljeno s faktorom sigurnosti od 1.5 do 3.5, zavisno od kombinacije opterećenja (Tablica 5.6). Orijentacijske vrijednosti maksimalnih tlačnih čvrstoća monolita, kao i dozvoljenih tlačnih naprezanja za pojedine vrste sredina prikazane su u Tablici 5.7.

Vrijednosti iz Tablice 5.7 trebalo bi shvatiti kao polazne i koristiti samo za najniže faze projektiranja, dok se točna vrijednost mora odrediti istražnim radovima *na terenu* (ne laboratorijski, Pećinar, 1960).

Vrijednosti glavnih naprezanja potrebno je provjeriti pri svim kombinacijama opterećenja (od I. do IV.), a neki projektanti uz to razmatraju i drugu i/ili treću kombinaciju *bez djelovanja uzgona*. Ovakav slučaj opterećenja može nastati u periodu neposredno poslije punjenja akumulacije (prije nego što se uzgon razvije kroz pukotine i pore) ili ako mjere za sprječavanje uzgona (antifiltracijske mjere) djeluju besprijekorno.

Tablica 5.7 Orijentacijski opseg vrijednosti maksimalnih tlačnih čvrstoća monolita i dozvoljenih tlačnih naprezanja

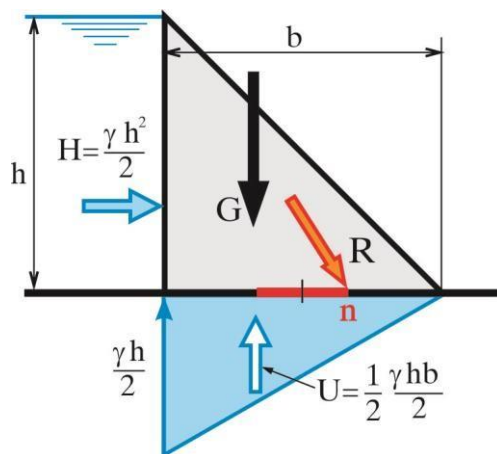
Tip sredine	Tlačna čvrstoća (prema Petrović, 1992) (MPa)	Dozvoljena tlačna naprezanja (Smith, 1995) (MPa)
Zdrav Granit	do 300	4 – 6
Zdrav Krečnjak	do 270	3 – 4
Zdrav Pješčar	do 320	2 – 3
Drobljena stijena	15 – 50	1 – 1.5
Šljunak	-	0.3 – 0.6
Pijesak	-	0.2 – 0.4
Tvrda Glina	-	0.2 – 0.4
Meka Glina	-	0.05 – 0.1

* * *

U nastavku će se usporediti i ocijeniti *pogodnost različitih geometrijskih oblika za poprečni presjek gravitacijske betonske brane* (Smith 1995, Pećinar 1960). Za četiri karakteristična oblika presjeka brane (slika 5.36), a pri istim uvjetima opterećenja (hidrostatski tlak, uzgon smanjen na polovinu punog uzgona i težina brane, slika 5.35), razmatrat će se:

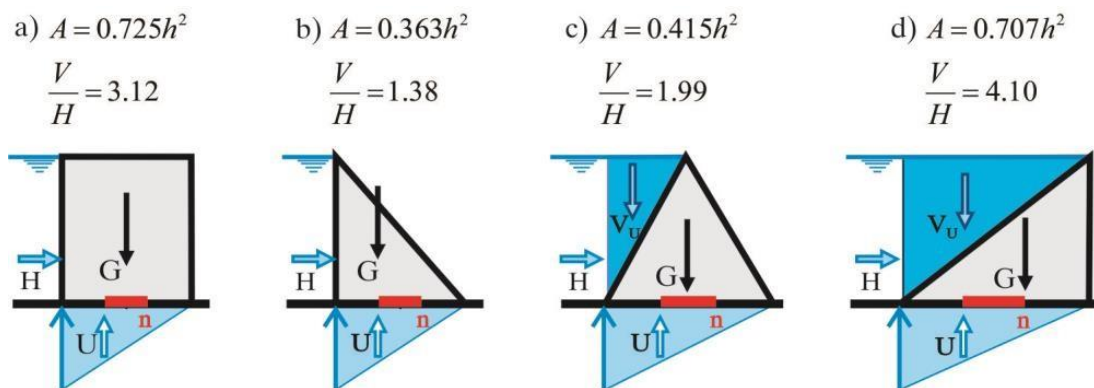
- 1) Vlačna naprezanja na uzvodnom licu i
- 2) Stabilnost protiv klizanja.

Širina temeljne spojnice, b , računa se iz uvjeta da se na uzvodnom licu ne jave vlačna naprezanja ($\sigma_{V,U} = 0$), odnosno da rezultanta, R , djeluje u nizvodnom rubu jezgre “ n ” (slika 5.35) pa je moment prevrtanja oko točke “ n ”, $M_n = 0$. Za ovako dobivenu širinu izračuna se površina poprečnog presjeka, A (volumen po jedinici dužine), koja određuje cijenu brane.



Slika 5.35 Opterećenje presjeka

Za presjek određen iz prvog uvjeta, računa se odnos vertikalnih i horizontalnih sila, V/H , kao pokazatelj stabilnosti protiv klizanja.



Slika 5.36 Razmatrani oblici poprečnog presjeka

Pretpostavlja se da je odnos specifične težine betona i specifične težine vode: $\gamma_B/\gamma = 2.4$, a sve sile izražene su po jedinici težine i na jedan metar dužni.

a) *Pravokutni presjek (slika 5.36a):*

$$H = H_{v,u} = \frac{h^2}{2}, \quad U = \frac{1}{2} \frac{bh}{2}, \quad G = 2.4bh,$$

$$\sum M_n = 0 \Rightarrow \frac{h^2}{2} \frac{h}{3} + \frac{1}{2} \frac{bh}{2} \frac{b}{3} = 2.4bh \frac{b}{6} \Rightarrow b = 0.725h,$$

$$A = bh = 0.725h^2 \quad \text{i} \quad \frac{V}{H} = \frac{G - U}{H} = 3.12.$$

b) *Pravokutni trokut s vertikalnim uzvodnim licem (slika 5.36b):*

$$H = \frac{h^2}{2}, \quad U = \frac{1}{2} \frac{bh}{2}, \quad G = 2.4 \frac{bh}{2},$$

$$\sum M_n = 0 \Rightarrow \frac{h^2}{2} \frac{h}{3} + \frac{1}{2} \frac{bh}{2} \frac{b}{3} = 2.4 \frac{bh}{2} \frac{b}{3} \Rightarrow b = 0.725h, \quad A = 0.363h^2, \quad \frac{V}{H} = 1.38.$$

c) *Jednakokraki trokut s kosim uzvodnim i nizvodnim licem (slika 5.36c):*

$$G = 2.4 \frac{bh}{2}, \quad V_u = \frac{bh}{4},$$

$$\sum M_n = 0 \Rightarrow \frac{h^2}{2} \frac{h}{3} + \frac{bh}{4} \frac{b}{3} = 2.4 \frac{bh}{2} \frac{b}{6} + \frac{bh}{4} \frac{b}{2} \Rightarrow b = 0.83h,$$

$$A = 0.415h^2, \quad \frac{V}{H} = 1.99.$$

d) *Pravokutni trokut s vertikalnim nizvodnim licem (slika 5.36d):*

$$b = 1.41h, \quad A = 0.707h^2, \quad \frac{V}{H} = 4.10.$$

Pravokutni presjek (slika 5.36a) je najnepovoljniji prema uvjetu vlačnog naprezanja, jer zahtijeva najveću površinu (tj. volumen), što znači da je najskuplji. Jedva nešto jeftiniji je trokutasti presjek s vertikalnim nizvodnim licem (slika 5.36d), koji međutim ima *najpovoljniji* odnos $V/H = 4.10$, tj. najbolje se suprotstavlja klizanju.

Najpovoljniji presjek s gledišta vlačnog naprezanja je pravokutni trokut s vertikalnim uzvodnim licem (slika 5.36b) pa se ovaj tip presjeka najčešće primjenjuje kod gravitacijskih brana. S druge strane, pokazatelj stabilnosti protiv klizanja (odnos $V/H = 1.38$) je mali pa se kod temelja slabe posmične čvrstoće primjenjuju dodatne mjere za povećanje stabilnosti ili se usvaja drugi tip presjeka (zakošeno uzvodno lice) ili drugi tip brane.

Kod trokutastog presjeka s vertikalnim nizvodnim licem (slika 5.36d), *sila težine brane ne daje moment* oko ruba jezgra “n”, pa se brana može “olakšati”, što se primjenjuje kod *olakšanih gravitacijskih i kontraformnih brana* (VI.2).

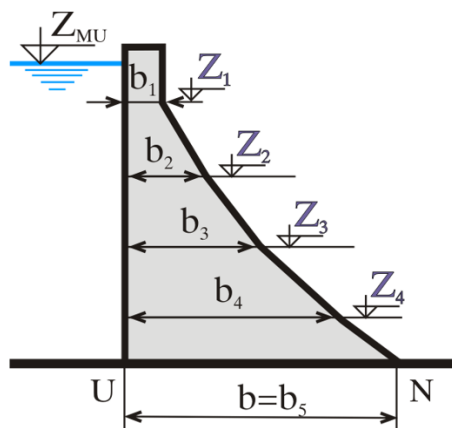
V.2 DIMENZIONIRANJE I ODREĐIVANJE POPREČNOG PRESJEKA GRAVITACIJSKE BRANE

Kao što je detaljnije objašnjeno u dijelu III.3, postupak projektiranja brana je složen i radi se u *fazama*. U fazi *studije* proračun se obično ne radi, već se rješenje daje na osnovu iskustva, dok se u fazi *generalnog projekta* radi proračun opće stabilnosti, koji se po pravilu ne prilaže. U okviru *idejnog projekta* obično se radi u dvije etape. Prvo se od nekoliko izglednih profila odabere najpovoljniji i odredi optimalna visina i tip brane. Zatim se, za usvojeno rješenje, kroz proračun opće stabilnosti izračunaju, odnosno provjere osnovne dimenzije poprečnog presjeka brane (nagib uzvodnog i nizvodnog lica, oblik krune, veličina i položaj zuba i sl.), rade odgovarajući crteži, dokaznica mjera i troškovnik radova i tehnički izvještaj. U fazi *izvedbenog projekta*, pored proračuna opće stabilnosti, u sklopu statičkog proračuna radi se i *dimenzioniranje*, gdje se određuju i provjeravaju sve potrebne dimenzije konstrukcije, računaju se pomaci, opisuju tehnički uvjeti građenja, rade nacrti, detaljan troškovnik i dokaznica mjera i tehnički izvještaj i dr.

V.2.1 Dimenzioniranje poprečnog presjeka brane

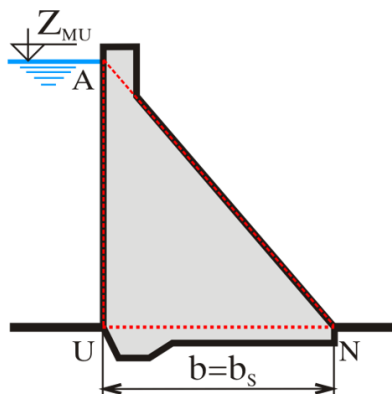
Prikazat će se dva načina za određivanje dimenzija poprečnog presjeka brane – za određivanje nagiba lica brane (tj. za određivanje širine presjeka zavisno od visinskog položaja):

a) **Postepeno dimenzioniranje** (Multy – step design), gdje se *nagib nizvodnog (i po potrebi uzvodnog) lica mijenja zavisno od visinskog položaja* iznad temelja (slika 5.37). Idući od krune brane prema temelju, iz *uvjeta dimenzioniranja* se računaju širine presjeka na međusobnoj udaljenosti od 1/3 do 1/10 visine brane (Petrović i Radojević 1997, Pećinar 1960).



Slika 5.37 Postepeno dimenzioniranje

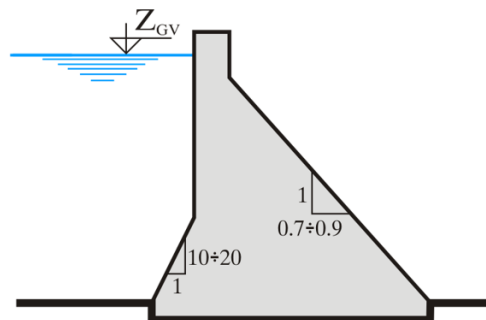
b) **Direktno dimenzioniranje** (Single – step design), gdje se usvaja *konstantan nagib* nizvodnog lica brane (po cijeloj visini brane). Nagibi nizvodnog lica, odnosno širina brane, b_s , (slika 5.38) može se izračunati iz uvjeta stabilnosti “osnovnog trokuta” “AUN” pri nekoj od promatranih kombinacija opterećenja (najčešće se uzima III. kombinacija, tj. izuzetno opterećenje od vode). Traži se širina s kojom se ne javljaju vlačna naprezanja u temeljnoj spojnici, ostvaruje se zahtijevana sigurnost protiv klizanja, a tlačna naprezanja u spojnici su manja od dozvoljenih. Tjeme trokuta, “A”, obično je u presjeku nizvodnog lica brane i nivoa gornje vode pri koti maksimalnog uspora, Z_{MU} . Zatim se osnovni trokut („AUN“) dopuni u kompletan profil brane (doda se kruna, galerije, uzvodni zubi sl.), pa se za mjerodavne kombinacije opterećenja provjeri opća stabilnost i izračuna stanje naprezanja u izabranim horizontalnim presjecima, na osnovu koga se provjeravaju *uvjeti dimenzioniranja* (koji su opisani na kraju ovog dijela).



Slika 5.38 Direktno dimenzioniranje

Iako je površina presjeka dobivenog *postepenim dimenzioniranjem* manja (veća je ušteda u materijalu), prednost *direktnog dimenzioniranja* je jednostavnije izvođenje konstrukcije, pa se ovaj postupak češće primjenjuje, posebno kod nižih objekata.

U slučaju da se stabilnost ne može efikasno postići *zakošenjem* nizvodnog lica, pribjegava se blagom *zakošenju uzvodnog lica*, čime se, kao stabilizirajuća sila, uvodi i *vertikalna komponenta hidrostatske sile na uzvodnom licu*. Uzvodni nagibi su obično strmi (10 : 1, 20 : 1) i dodaju se u donjoj zoni brane (slika 5.39).



Slika 5.39 Zakošenje uzvodnog lica

Odgovarajućim uzvodnim zakošenjem izbjegavaju se negativna naprezanja koja mogu nastati na nizvodnom licu u slučaju prazne akumulacije (prva kombinacija opterećenja), a koje stvara moment od sandučastog presjeka krune brane.

Uvjeti dimenzioniranja

Uvjeti dimenzioniranja u našoj projektantskoj praksi za sada nisu utvrđeni propisima, ali se u većini projektantskih ustanova koriste uvjeti dobiveni na osnovu dugogodišnjih svjetskih (i domaćih) iskustava. Prema ovim iskustvima, za **tijelo gravitacijske betonske brane** potrebno je da budu ispunjeni sljedeći uvjeti:

- 1) Pri **II.** i **III.** kombinaciji opterećenja ne smiju se javiti vlačna naprezanja na **uzvodnom licu brane**.
- 2) Pri **I.** kombinaciji opterećenja ne smije se javiti vlak na **nizvodnom licu brane**.
- 3) Pri **bilo kojoj** kombinaciji opterećenja **glavna tlačna naprezanja** moraju biti **manja od dozvoljenih**.
- 4) Pri **IV.** kombinaciji opterećenja **vlačna** naprezanja moraju biti manja od dozvoljenih.
- 5) **Posmična** naprezanja moraju biti manja od dozvoljenih.

Za **temeljnu spojnicu** brane vrijede sljedeći uvjeti:

- 1) Pri **III.** kombinaciji opterećenja ne smiju se javiti vlačna naprezanja na **uzvodnom licu** u presjeku neposredno iznad spojnice.
- 2) **Vertikalna normalna naprezanja** duž cijelog presjeka spojnice moraju biti **manja od dozvoljenih** i manja od vrijednosti pri kojima bi se javile nedozvoljene vrijednosti deformacije temelja.
- 3) **Posmična naprezanja** moraju biti manja od vrijednosti koja bi, uz djelovanje normalnih naprezanja, izazvala posmične pomake veće od dozvoljenih.
- 4) Pri **IV.** kombinaciji opterećenja vlačna naprezanja u presjeku neposredno iznad spojnice moraju biti manja od dozvoljenih.
- 5) Koeficijenti sigurnosti protiv **klizanja**, **prevrtanja** i **isplivavanja** moraju biti veći od dozvoljenih.

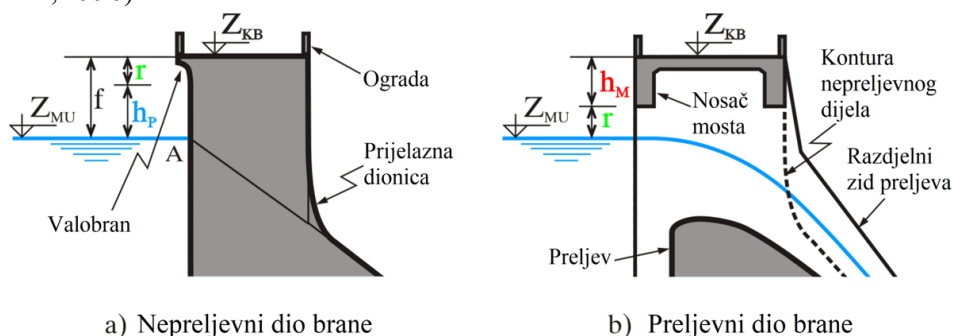
* * *

Pored ispravnog proračuna, vrlo je važno pravilno postaviti – *uklopiti objekt u teren*, uzimajući u obzir sve topografske i geološke osobine razmatranog pregradnog mjesta. Potrebno je branu pravilno postaviti po osovini, tako da se dobije objekt minimalnih dimenzija. Temeljnu spojnicu, po mogućnosti, treba ukopati do stijene dobrih geomehaničkih svojstava. Posebno je važno pravilno postavljanje preljevnog dijela brane, na koji se nadovezuje umirivač energije, odnosno nizvodno korito rijeke, a sve skupa treba optimalno uklopiti, zajedno s ostalim potrebnim objektima – zahvatom, ispustima, hidroelektranom i dr. Za ovaj dio posla potrebno je dosta iskustva, strpljenja, kao i dobra suradnja između stručnjaka različitih specijalnosti, prije svega hidrotehničara, konstruktera i geologa.

V.2.2 Kruna brane

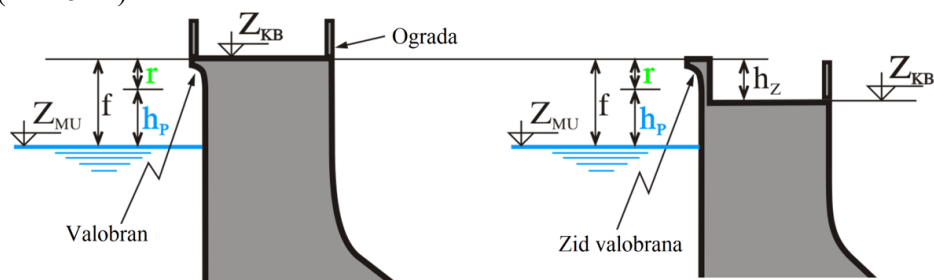
Pravokutna (sandučasta) kruna (slika 5.40) omogućava promet duž brane. Širina krune je obično 5 % – 20 % od visine brane (dodatna širina se po potrebi može osigurati armirano-betonskim pločama na konzolnim nosačima).

Pravokutna kruna i trokutasto tijelo brane povezuju se kružnom prijelaznicom na nizvodnom licu (slika 5.40a), što omogućava povoljnije stanje naprezanja na mjestu prijelaza, posebno pri utjecaju potresa (Novak, 1996).



Slika 5.40 Kruna gravitacijske brane

Kota krune brane, Z_{KB} , (slika 5.40a) podignuta je iznad nivoa maksimalnog uspora, Z_{MU} , za visinu zazora ("freeboard-a"), $f = r + h_P$, gdje je h_P = visina penjanja vala (slika 5.19), a r = rezerva (obično je $r = 0.5 - 1.0$ m). Valobran, u vidu zaobljene konzole na kruni, služi da skrene val nazad prema jezeru (slika 5.40a i 5.41). Umjesto da se kruna brane nadvisi za pun zazor iznad maksimalnog uspora ($f = r + h_P$), često se pravi armirano-betonski parapetni zid (visine $h_Z \approx 1$ m), što omogućava da se kruna spusti za visinu zida (slika 5.41).



Slika 5.41 Kruna s parapetnim zidom i valobranom

Ponekad je visina uzdužnog nosača mosta, h_M , na preljevnom dijelu brane (slika 5.40b), veća od visine penjanja vala, h_P , pa je mjerodavan uvjet za visinu krune: $Z_{KB} = Z_{MU} + r + h_M$. Zanimljivo je i određivanje mjerodavne jačine (brzine) vjetra pri određivanju kote krune brane. Kao što je navedeno u dijelu V.1.3, za osnovno opterećenje od vala uzima se vjetar povratnog perioda od 5 do 20 godina, a za izuzetno opterećenje vjetar s povratnim periodom od 50 do 100 godina. Zbog male vjerojatnosti da se istovremeno javi maksimalni nivo u akumulaciji i vjetar maksimalne jačine, pri određivanju kote krune brane se na kotu maksimalnog uspora dodaje visina penjanja vala povratnog perioda od 5 do 20 godina. Alternativni uvjet bi bio da se na kotu normalnog uspora doda val povratnog perioda od 50 do 100 godina. (Kao mjerodavan za dimenzioniranje uzima se najnepovoljniji od razmatranih slučajeva.)

V.3 KONSTRUKTIVNA PRAVILA

Određivanje dimenzija je prvi korak u projektiranju brane. Dalje treba posvetiti dužnu pažnju detaljima, *da bi se osigurali uvjeti pod kojima je urađen proračun* (i odabrane dimenzije brane), a vodeći računa da izgradnja, održavanje i rukovanje objektom budu što jednostavniji i sigurniji. Detalje za izvođenje i tehničke uvjete građenja projektant propisuje u posebnom dijelu projekta.

Pod **konstruktivnim pravilima** ovdje će se podrazumijevati postupci pri projektiranju i izvođenju kojima se osiguravaju spomenuti uvjeti i kojima se otklanjaju ili ublažavaju štetni utjecaji određenih čimbenika na branu. Za slučaj betonske gravitacijske brane, kao štetni čimbenici promatrat će se:

- 1) **Temperaturni** utjecaji.
- 2) **Uzgon** u temeljnoj spojnici i u tijelu brane.
- 3) Naprezanja u temeljnoj spojnici **prouzrokovani nejednakim uvjetima slijeganja**.

V.3.1 Temperaturni utjecaji

Uslijed *nejednakog širenja i skupljanja* pojedinih dijelova betonske mase u brani se javljaju vlačna naprezanja koja izazivaju nastanak pukotina. Pukotine se vremenom šire, *slabe otpornost brane na smicanje*, i omogućavaju procjeđivanje vode i stvaranje, odnosno povećavanje *uzgona*.

Temperaturna naprezanja nastaju:

a) Uslijed zagrijavanja i hlađenja objekta *pri promjeni vanjske temperature* (meteorološki čimbenici). Ovi utjecaji se ublažavaju građenjem u međusobno nezavisnim cjelinama – lamelama, odvojenim **dilatacijskim (konstruktivnim) razdjelnicama**, koje omogućavaju skupljanje i širenje konstrukcije bez nastanka većih pukotina.

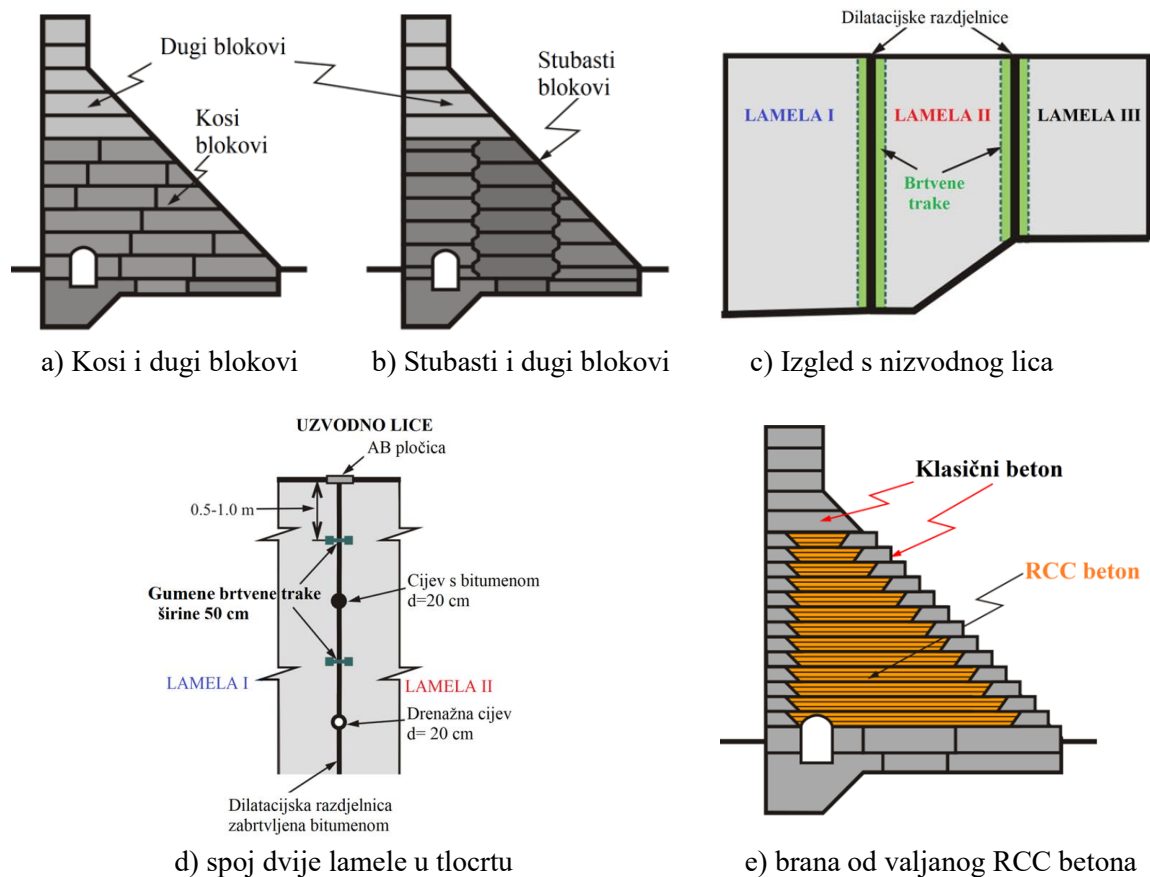
b) Uslijed oslobađanja velike količine topline *pri vezivanju betona*. Na ovu pojavu se može utjecati na više načina:

1) Treba *koristiti sporo vezujuće cimente* kod kojih se proces vezivanja (i oslobađanja topline) obavlja sporije.

2) Praviti *beton s manjom količinom cementa* (a da se pri tom ne ugrozi nosivost i vodonepropusnost betona).

3) Omogućiti *hlađenje betona poslije ugrađivanja* i/ili sniziti temperaturu betonske mješavine korištenjem *hladne vode za pravljenje betona*. Također, agregat za beton ne bi trebalo biti izložen suncu, a ponekad se hladi dodavanjem leda.

4) *Betoniranje ne smije biti kontinuirano*, jer se u velikoj masi betona vanjski slojevi hlade znatno brže od unutarnjih, što izaziva pojavu vlaka i pukotina. Moraju se *praviti prekidi betoniranja* – **radne razdjelnice**, kako bi se svježe betonirani blok (cjelina koja se betonira u kontinuitetu) prilikom vezivanja ravnomjerno hladio i skupljao, bez većih pukotina. U izvođačkoj praksi se koristi nekoliko načina raspoređivanja blokova unutar lamele: *dugi, kosi, stubasti blokovi* (slika 5.42, Petrović 2002). Najčešće je dužina bloka jednaka dužini lamele, širina zavisi od načina betoniranja (obično do 25 m), a visina je između 0.5 i 3.0 m. Betonirani blok se ostavlja “slobodan” da se hladi najmanje 3 dana.



Slika 5.42 Razdjelnice kod gravitacijske brane

Na početku poglavlja je rečeno da se gravitacijske brane grade u **lamelama** (slike 5.2 i 5.42c). Lamelle dopuštaju da beton “diše” po širini i dubini, jer zazor (otvor) između lamela – **dilatacijska** (konstruktivna) **razdjelnica** – omogućava da se toplinska naprezanja rasterete i spriječi nastanak pukotina. Ispravno postavljenim dilatacijskim razdjelnicama izbjegavaju se i pukotine uslijed nejednakog slijeganja, koje može nastati kao rezultat topografskih i/ili geomehaničkih uvjeta (slika 5.45). Dužina lamele je obično između 6 i 16 m (maksimalno do 20 m), a određuje se iz uvjeta da pukotine u betonu budu u prihvatljivim granicama (Petrović 2002). Vodonepropusnost brane se osigurava povezivanjem lamela **brtvjenim trakama**, obično od bakarnog lima, gume, PVC-a ili nekog drugog elastičnog materijala za brtvljenje (slika 5.42d). (Za detalje vidjeti literaturu: Petrović 2002, USBR 1976 i USBR 1966).

Za razliku od dilatacijskih razdjelnica, vertikalne **radne razdjelnice** između blokova (u praksi se često radne razdjelnice nazivaju spojnice) privremenog su karaktera i moraju se *injektirati* nakon što se beton ohladi, kako bi se dobila monolitna konstrukcija lamele. Horizontalne *radne razdjelnice* između blokova (mjesto na kojima se nastavlja betoniranje) treba pripremiti za nanošenje narednog sloja, tako da se osigura dobro prijanjanje novog i starog bloka. Obično se površina starog bloka “haba” i čisti oštirim pijeskom koji se velikom brzinom izbacuje iz “pištolja” (pjeskarenje), a prije betoniranja se na površinu starog bloka polaže sloj cementnog maltera od oko 2 cm debljine, čime se sprječava segregacija novog betona na mjestu spojnice (tzv. spužvasta mjesta).

Kod nekih shema betoniranja horizontalne radne razdjelnice ne leže u istoj ravni, već formiraju izlomljene (zupčaste) površine (npr. stubasti blokovi, slika 5.42b), čime se postiže veća otpornost na smicanje u slučaju da se pukotina javi u razdjelnici (gdje će se najprije i javiti, jer je to najslabije mjesto u “okolini”).

Način **pravljenja i ugrađivanja** bitno utječe na kvalitetu betona, kao i na koštanje objekta. Beton za branu mora osigurati *dovoljnu čvrstoću, otpornost na mraz i potrebnu vodonepropusnost*, a da s druge strane ima *nisku toplinu hidratacije i nisku cijenu*. Prema ovim zahtjevima određuju se vodocementni faktor, količina cementa, aditivi i sl. S obzirom na veliku količinu betona koji se ugrađuje, na gradilištu je neophodno osigurati tvornicu betona, odgovarajuće uvjete za skladištenje cementa i agregata i laboratorij za ispitivanje betona. Beton se do brane može transportirati na različite načine (mikserima, kamionima, konvejerima, kranovima, kabl kranovima i kombinirano), a za ugrađivanje se koriste vibratori.

Kod većih brana se često koristi *zoniranje*, pa se na višim kotama, gdje je potrebna manja čvrstoća betona, stavlja manje cementa nego u nižim zonama. Uzvodno i nizvodno lice se "oblažu" betonom veće čvrstoće, s više cementa i po potrebi s aditivima kojima se popravljaju otpornost na mraz. Uz to, za preljevne površine potrebno je još povećati i otpornost na udar i habanje, korištenjem agregata veće tvrdoće. Obično se preljevne površine, a ponekad i ostale kontaktne površine, konstruktivno armiraju, čime se smanjuju otvori pukotina u betonu. Ako je voda agresivna na beton, neophodno je sve površine, koje mogu biti izložene dodiru s vodom, odgovarajuće zaštititi.

Pored klasičnog načina betoniranja, za građenje gravitacijskih betonskih brana se sve češće koristi i takozvani **valjani beton** (ili "*rolkrit*" ili **RCC**, slika 5.42a, Kuzmanović i dr. 2003, Kuzmanović i dr. 2003a). Ovo je relativno nova tehnologija, koja je se zasniva na primjeni *mehanizacije za nasute brane* za ugrađivanje betonske mješavine relativno *krute konzistencije* i s *malom količinom cementa* (i alternativnih vezivnih materijala, kao što su pucolani ili elektrofiltarski pepeo). RCC tehnologija je vidno napredovala u posljednjih 20-ak godina, tako da je potisnula klasičan način betoniranja (pogotovo kod brana većeg volumena), s obzirom na znatno nižu cijenu radova, kao i na kraće vrijeme građenja (Kuzmanović i dr. 2003).

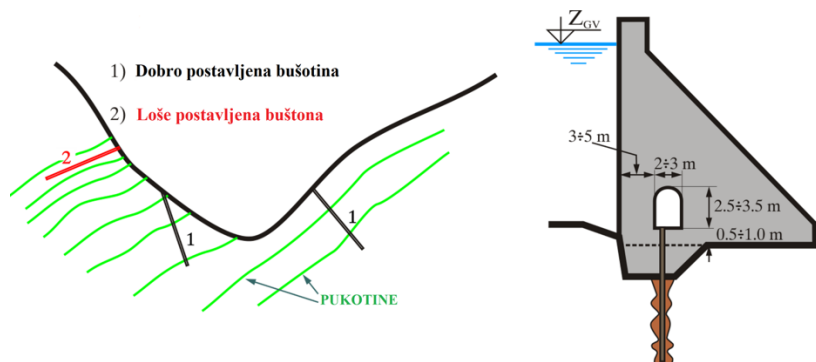
Betonska RCC mješavina se *transportira* od tvornice betona do profila brane kamionima ili damperima (takozvani ciklični transport), trakama – konvejerima (kontinuirani transport) ili kombinirano, zavisno od količine betona i terenskih uvjeta (Kuzmanović i Savić 2016, Kuzmanović i dr. 2004 i Kuzmanović i dr. 2005). *Razastiranje* se vrši dozerima, obično u slojevima debljine od ~ 30 cm, po cijeloj površini horizontalnog presjeka (od obale do obale). Neposredno poslije razastiranja slijedi *zbijanje* slojeva vibrovaljcima. Na uzvodnom i nizvodnom licu, često se rade "*rubnjaci*" od klasičnog hidrotehničkog betona (slika 5.42a), čime se formira "oplat" za valjani beton (RCC), premda se RCC može raditi i s klasičnom oplatom. Dilatacijske razdjelnice, s obzirom na znatno manju količinu cementa u mješavini (tj. relativno malu toplinu hidratacije), rade se na većem razmaku nego kod brana od klasičnog betona (dužina "lamele" je ovdje 20 – 25 m). Otvor razdjelnice formira se tijekom izvođenja slojeva ili naknadno – usijecanjem ili slabljenjem presjeka bušotinama na odgovarajućoj međusobnoj udaljenosti (takozvane "inducirane" razdjelnice).

Stepenasta nizvodna kontura brane od RCC-a često se upotrebljava kao brzotok takozvanog *stepenastog preljeva* (slika 8.104), kojim se efikasno rasipa energija preljevne vode, što doprinosi znatnom smanjenju dimenzija umirujućeg bazena (VIII.9.5). Valjani beton (RCC) se također može koristiti pri sanaciji oštećenja umirujućih bazena. Uz to, obloga od RCC-a pokazala se kao odlično sredstvo za oblaganje i "pojačavanje" otpornosti na prelijevanje krune i nizvodne kosine nasutih brana, za slučaj kada je potrebno osigurati dodatan preliv (pomoćni evakuacijski organ), zbog neodgovarajućeg kapaciteta glavnog evakuacijskog organa (VIII.9.5).

V.3.2 Uzgon, injektiranje i dreniranje temelja

U dijelu V.1.2 pokazano je da se uzgon u temeljnoj spojnici može smanjiti vertikalnim *zastorom* na uzvodnom licu i *drenažom* nizvodno od zastora. (Rjeđe se koriste horizontalni zastori uzvodno od brane za produžetak puta procijedne vode). Ako se brana temelji u stjenovitoj sredini, vertikalni zastor najčešće je u vidu injekcijske zavjese, dok se kod brana temeljenih na aluviju obično koriste dijafragme ili priboji (vidjeti poglavlje VII). Pored smanjenja uzgona, zastor osigurava i *vodonepropusnost* akumulacije u profilu brane.

Dubina **injekcijske zavjese** i raspored bušotina određuju se na temelju geoloških istražnih radova (USBR 1987, Creager 1961). Ako se ne raspolaže terenskim podacima, može se za najniži nivo projektiranja usvojiti da dubina zavjese bude jednaka visini brane, a da se injekcijske bušotine postave na udaljenosti od 1.5 do 3 m. Injekcijsku zavjesu, po pravilu, treba izvesti i u bokovima profila brane (slika 5.15), da bi se smanjilo procjeđivanje vode iz akumulacije. Prilikom injektiranja u bušotine u stijeni se pod tlakom utiskuje injekcijska masa koja se sastoji od cementa, vode, pijeska i, po potrebi, bentonita. Treba osigurati da injekcijske *bušotine sijeku ispucale slojeve* u temelju, kako bi što veći broj pukotina primio injekcijsku masu, a ne da se masa gubi duž samo nekoliko pukotina (slika 5.43, Pećinar 1960). Injekcijska zavjesa se obično izvodi iz injekcijske galerije (slika 5.15), a može se raditi i s površine terena, prije ili za vrijeme betoniranja brane. Ako se injektira s površine temelja, mora se prethodno uraditi betonska ploča koja će onemogućiti da injekcijska masa izbija na površinu terena. Injekcijska galerija se obično postavlja na 3 – 5 m od uzvodnog lica brane i najmanje 0.5 m iznad temeljne spojnice, kako bi se izbjeglo slabo mjesto na smicanje. Dimenzije galerije (visina 2.5 – 3.5 m, širina 2 – 3 m) trebale bi omogućiti nesmetan rad (pri injektiranju).



Slika 5.43 Postavljanje injekcijske galerije i injekcijskih bušotina

Prema namjeni injektiranje može biti:

1) **Brtveno** – kojim se formira injekcijska zavjesa radi *smanjenja procjeđivanja* kroz pregradni profil i smanjenja filtracijskog dijela *uzgona*.

2) **Konsolidacijsko** – radi *povećanja nosivosti* (tlačne i posmične čvrstoće) sredine temelja. Obično su konsolidacijske bušotine duboke do 5 m (znatno pliće od brtvenih) i raspoređuju se na površini dijela temeljne spojnice na kome treba popraviti nosivost. Za detalje vidjeti USBR (1987) i USBR (1966).

3) **Vezno** (kontaktno) – radi *povezivanja konstrukcije s okolnom* (stjenovitom) sredinom, uz sprečavanje ispiranja materijala na dodiru (kontaktnu) brane i sredine. Vezno injektiranje treba obavezno primjenjivati kod svih hidrotehničkih objekata koji se vežu za stijenu (brane, tuneli, podzemne prostorije i slično). Bušotine za vezno injektiranje su obično još pliće od konsolidacijskih.

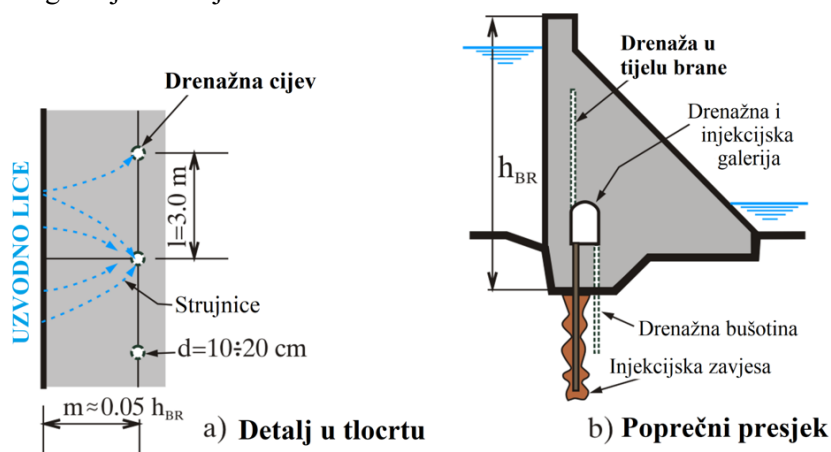
Stjenoviti materijal često se **drenira** mrežom vertikalnih (ponekad i kosih) bušotina ili sustavom uzdužnih galerija ili kombinacijom ova dva rješenja, kao što je objašnjeno u dijelu V.1.2 (slika 5.11). Za prvu procjenu mogu se usvojiti bušotine promjera 10 – 20 cm, na udaljenosti od 3 do 5 m, dubine od 1/4 do 1/2 visine brane (Creager 1961, Pećinar 1960). Voda se iz bušotina ulijeva u kanale te se po obodu *drenažne galerije* gravitacijom ili pumpanjem odvodi van tijela brane, najčešće u nizvodno korito. Drenažna galerija može se koristiti i za promatranje (i inspekciju), a često se za potrebe drenaže koristi injekcijska galerija. Površina poprečnog presjeka drenažne galerije mora biti dovoljna da omogući nesmetan pristup, ventilaciju i osvjjetljenje (otvor ne bi trebalo biti manji od 2×1.5 m). (Drenaža umirujućih bazena je veoma osjetljiva, zbog fluktuacija tlaka u bazenu – vidjeti dio VIII.4.7.1.)

V.3.3 Smanjenje uzgona u tijelu brane

Uzgon u tijelu brane smanjuje se, kao i kod temelja, uzvodnim brtvljenjem i dreniranjem. *Brtvljenje* (smanjenje vodopropusnosti) se u tijelu gravitacijske betonske brane može postići na više načina:

- 1) Ugrađivanje *betona manje vodopropusnosti na uzvodnom dijelu* presjeka brane stvara povoljnu sliku uzgona (slika 5.14c).
- 2) *Bitumenski premaz* ili postavljanje vodonepropusnih folija na uzvodnom licu daje sličan učinak.
- 3) Odgovarajućom *njegov betona* se sprječava pojava pukotina kroz koje voda dospijeva u branu i stvara uzgon.
- 4) Brtvljenju pomaže i mutna voda, koja sa sobom nosi vrlo sitne čestice lebdećeg nanosa kojima se popunjavaju pukotine u brani.

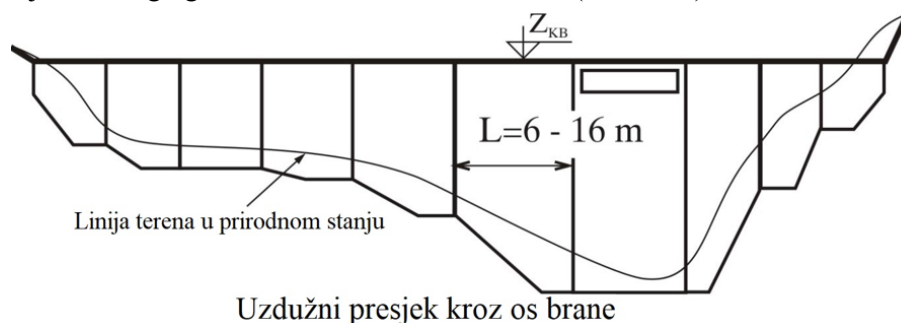
Brtveće mjere mogu biti nedovoljne pa se ponekad vrši i *dreniranje* tijela brane. Za drenažu se obično koriste perforirane betonske cijevi, postavljene u vertikalne otvore u brani (slika 5.44b) i raspoređene tako da prihvate što više procijedne vode (slika 5.44a). Prema kriteriju USBR (1987), za smanjenje uzgona na 30 % punog uzgona (koeficijent diferencijalnog uzgona $\delta = 0.3$), potrebno je perforirane cijevi promjera $d \approx 10 - 20$ cm postaviti na međusobnoj udaljenosti od $l \approx 3.0$ m, a na udaljenosti $m \approx 0.05 h_{BR}$ od uzvodnog lica brane. Treba predvidjeti mogućnost da se cijevi zamijene ili pročiste, jer može doći do začepljivanja uslijed kalcifikacije. Voda iz cijevi se obično odvodi u donju vodu horizontalnim galerijama u tijelu brane.



Slika 5.44 Drenaža za smanjenje uzgona u tijelu brane

V.3.4 Naprezanja u temeljnim spojnicaama uslijed nejednakog slijeganja

Kao što je objašnjeno u dijelu V.4.2, vertikalne dilatacijske razdjelnice omogućavaju samostalan rad svake od lamela gravitacijske betonske brane pa se time omogućava i nejednako slijeganje istih, čime se isključuju naprezanja i pukotine koje bi mogle nastati zbog različitih geomehaničkih svojstava (modula elastičnosti) stijene ili naglog diskontinuiteta u obliku doline (slika 5.45).



Slika 5.45 *Lamele gravitacijske brane*

U slučaju da se iz određenih razloga razdjelnice moraju injektirati (tzv. gravitacijske betonske brane s injektiranim razdjelnicama), izostaje “sloboda” pomjeranja lamela, pa brana radi (i računa se) kao jedinstvena prostorna konstrukcija.

V.3.5 Priprema temelja

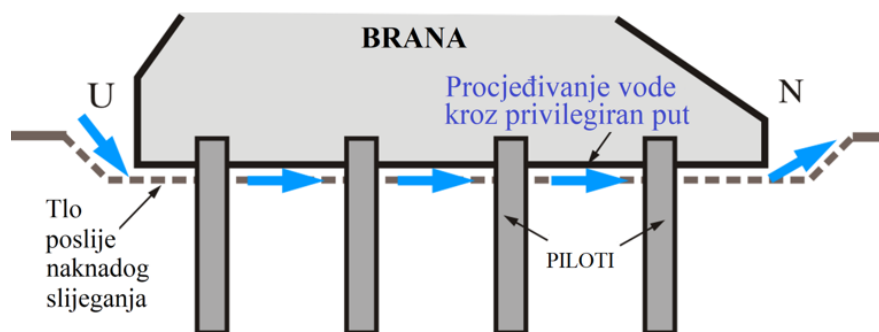
Betonske gravitacijske brane se, po pravilu, grade na stjenovitoj podlozi. Samo niske betonske brane se mogu temeljiti na aluviju (šljunkovitom i pjeskovitom tlu), a i tada s velikom širinom temeljne spojnice i s obimnim i složenim antifiltracijskim mjerama. Betonske brane se rijetko grade na glinovitom tlu, zbog male čvrstoće i velikih deformacija.

Priprema temelja je izuzetno značajan i osjetljiv zadatak pri izradi svake brane. Promotrit će se tri bitna uvjeta kod pripreme temelja (Pećinar, 1960).

Prvi uvjet je **osigurati maksimalnu tlačnu čvrstoću – “nosivost” temelja.**

a) U *stjenovitoj sredini* potrebno je ukloniti površinski sloj zemlje, nanosa i drobine (raspadnute stijene), da bi se brana temeljila na čvrstoj stijeni. Drobina se uklanja miniranjem, s tim da se posljednjih cca 50 cm uklanja kompresorskim bušenjem, da bi stijena u temelju bila što kompaktnija. Također, potrebno je da se sloj stijene *neposredno iznad kote temelja* ukloni *neposredno prije betoniranja*, kako stijena na kontaktu s temeljnom spojnicom brane ne bi bila oštećena uslijed atmosferskih i drugih utjecaja. Ako je stijena ispucala na većoj dubini, pa se uklanjanje drobine ne isplati, temelj se ojačava *konsolidacijskim injektiranjem*.

b) Kod temeljenja u *nestjenovitoj sredini – tlu*, čvrstoća se daleko teže popravlja. Najčešće se primjenjuje zbijanje. Opterećenje se može *pilotima* prenijeti dublje do nosivog sloja (pri tome se ponekad može koristiti i trenje između pilota i okolne mase zbijenog tla), ali se ovakva rješenja rijetko primjenjuju, i to samo kod nižih objekata. Pri radu s pilotima treba koristiti posebnu tehnologiju (Pećinar, 1960), jer naknadno slijeganje tla na dodiru s temeljnom spojnicom brane (slika 5.46) može “otvoriti” put vodi, što dovodi do katastrofe zbog unutarnje erozije temelja (kontaktnog ispiranja). Obično se na “glavu” pilota postavlja deformabilna metalna “kapa”, čija deformacija prati slijeganje tla, pa brana ostaje u kontaktu sa temeljom.



Slika 5.46 *Mogući put procjeđivanja kod temelja na pilotima*

Drugi uvjet je **osigurati maksimalnu otpornost protiv klizanja (smicanja)**. Otpornost protiv klizanja može se postići na više načina:

- 1) Kod *stjenovitih temelja* površina se ostavi hrapavom i “nazupčenom” poslije miniranja, što povećava koeficijent trenja.
- 2) Izradom *uzvodnog zuba* ili dubljim temeljenjem uzvodnog dijela temelja (slika 5.29), čime se ravnina klizanja pomjera na veću dubinu.
- 3) Smanjenjem uzgona.
- 4) Kod nevezanog tla otpornost protiv klizanja se povećava zbijanjem, ili, mnogo rjeđe, temeljenjem na pilotima.

Treći uvjet je **osigurati filtracijsku stabilnost temelja**. Neophodno je spriječiti unutarnju eroziju sredine temelja. O ovom uvjetu će se govoriti u poglavlju VII, o nasutim branama.

LITERATURA:

- Brčić, V., (1978), "Otpornost materijala", Građevinska knjiga, BEOGRAD.
- Građevinski kalendar (1981), Savez građevinskih inženjera i tehničara Jugoslavije.
- Grišin, M.M., (1954), "Gidrotehničeskie Sooruzhenia", Gosudarstvenoe Izdatelstvo Literaturi poStroitelstvu i Arhitekturi, MOSKVA.
- JUS U.E3.010, (1987), "Hidrotehnički beton. Uslovi za izradu i upotrebu"
- Kuzmanović V., Savić Lj. i Milovanović B., (2003), "Primena valjanog betona u izgradnji brana – I deo", Vodoprivreda, Januar-Decembar.
- Kuzmanović V., Savić Lj. i Milovanović B., (2003a), "Primena valjanog betona u izgradnji brana – II deo - komponente i osobine valjanog betona", Vodoprivreda, Septembar-Decembar.
- Kuzmanović V., Savić Lj. i Milovanović B., (2004), "Primena valjanog betona u izgradnji brana – III deo - projektovanje brana od valjanog betona", Vodoprivreda, Septembar-Decembar.
- Kuzmanović V., Savić Lj. i Milovanović B., (2005), "Primena valjanog betona u izgradnji brana – IV deo – građenje, kontrola kvaliteta, ekonomski aspekti", Vodoprivreda, Januar-Jun.
- Kuzmanović V. i Savić Lj., (2016), "Brane od valjanog betona", Univerzitet u Beogradu Građevinski fakultet, Beograd.
- Milovanovic B., Kuzmanovic V. and. Savic Lj., (2011), "Stresses in the upstream cutoff zone of concrete gravity dams", Proceedings of 14th International Symposium of MASE, Struga, Macedonia.
- Milovanović B., Kuzmanović V. i Savić Lj., (2011a), "Naponsko stanje u zoni uzvodnog zuba gravitacijske betonske brane", Vodoprivreda, Januar-Jun.
- Novak, P., Moffat, A.I.B., Nalluri, C. and Narayanan, R., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Petrović, P.S., (2002), "Hidrotehničke konstrukcije", II deo, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, BEOGRAD.
- Petrović, P.S., (1992), "Hidrotehničke konstrukcije", I deo, NAUKA, BEOGRAD.
- Petrović, P.S., i Kuzmanović V.M., (2000), "Hidrotehničke konstrukcije", Primeri primene VI (sateorijom), Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, BEOGRAD.
- Petrović, P.S., i Radojević D.D., (1997), "Hidrotehničke konstrukcije", Primeri primene I, Građevinskifakultet Univerziteta u Beogradu, BEOGRAD.
- Pećinar, M., (1960), "Hidrotehničke konstrukcije – brane", Izdanje udruženja studenata Građevinskogfakulteta, BEOGRAD.
- Roberson J.A., Cassidy, J.J., Chaudhry, M.F., (1988), "Hydraulic Engineering", Houghton Mifflin Company.Smith, D.C, (1995), "Hydraulic Structures", University of Saskatchewan.
- Thomas, H.H. (1976), "The Engineerintg of Large Dams", Wiley, Chichester.
- USBR, (2004), UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Drainage for Dams and Associated Structures", A Water Resources Technical Publication.
- USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.
- USBR, (1976), UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design of Gravity Dams", A Water Resources Technical Publication.
- USBR, (1966), UNITED STATES DEPARTMNET OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Standard No.2", CONCRETE DAMS.
- Hajdin, G., (2002), "Mehanika fluida, knjiga druga, Uvođenje u hidrauliku", BEOGRAD.Creager, W.P and Justin J.D.,(1955), "Hydroelectric Handbook", John Wiley and Sons. Creager, W.P et al.,(1961), "Engineering For Dams", John Wiley and Sons.

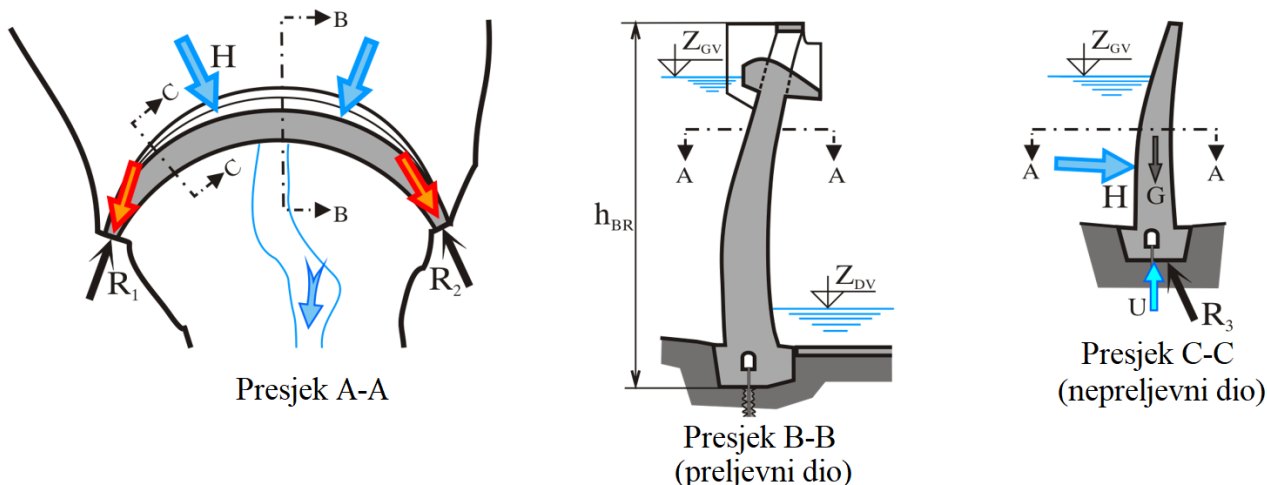
VI

LUČNE, KONTRAFORNE I OLAKŠANE BRANE

U ovom poglavlju navest će se osnovni pojmovi vezani uz lučne, kontraforne i olakšane betonske brane. Zainteresirani čitatelj može naći više informacija u literaturi (Petrović 2005, Novak 1996, U.S.A. Corps of Engineers 1994, Thomas 1977, USBR 1966, Creager 1961, Pećinar 1960).

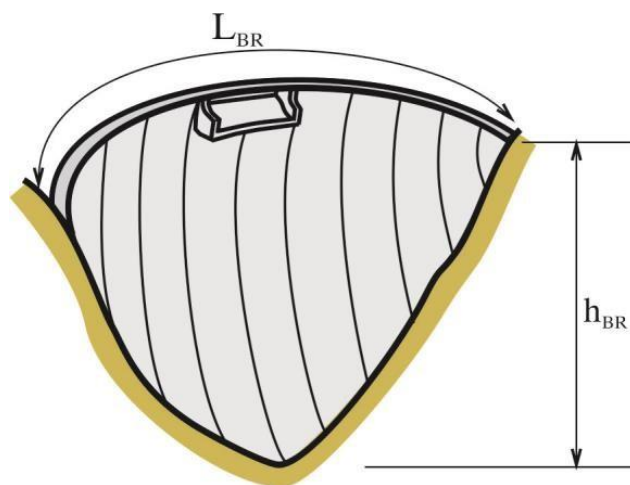
VI.1 LUČNE BRANE

Lučna brana koristi *efekt površinskog nosača* da opterećenja prenese na *oslonce* u padinama (stranama) i u dnu riječne doline (slika 6.1). Dio opterećenja se prenosi “konzolno” u dno doline (slično kao kod gravitacijske brane), a dio “lučno” u padine. Na ovaj način su naprezanja u betonu bolje raspoređena nego kod gravitacijske brane pa se dobiva znatno manji volumen konstrukcije.



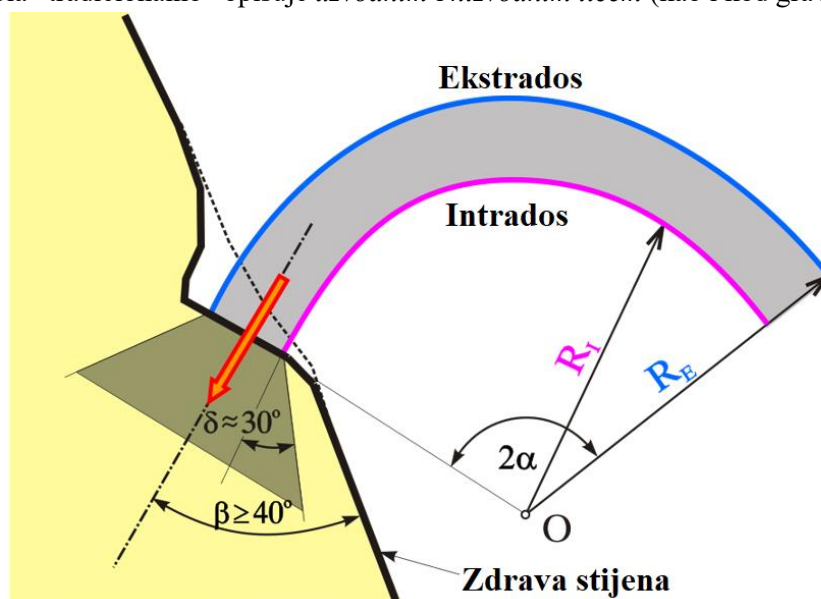
Slika 6.1 Lučna brana

Da bi se ekonomično iskoristio učinak luka potrebno je da odnos visine brane, h_{BR} , i dužine brane u kruni, L_{BR} , (slika 6.2) bude veći od $h_{BR}:L_{BR} = 1:10$, a poželjno je da ovaj odnos ne bude manji od 1:5. Za lučnu branu su neophodni stabilni oslonci, tj. stijena dobrih mehaničkih osobina, jer svako veće pomjeranje bokova vodi rušenju brane. Također, poželjno je da padine doline (bokovi brane) budu glatke, kako bi se izbjegle koncentracije naprezanja koje se javljaju na izbočinama i u udubljenjima. S obzirom na to da se lukovi projektiraju tako da u njima djeluju samo *pozitivna normalna naprezanja* (tj. tlakovi), lučne brane se, kao i gravitacijske, po pravilu grade od nearmiranog betona (premda u svijetu postoji i manji broj lučnih brana od armiranog betona).



Slika 6.2 Odnos visine lučne brane i dužine brane u kruni

Lučna brana je prostorni površinski nosač, koji se u cilju jednostavnijeg proračuna može promatrati kao sustav lukova i konzola. Uzvodna strana luka naziva se *ekstrados*, a nizvodna strana *intrados* (slika 6.3) dok se konzola “tradicionalno” opisuje *uzvodnim* i *nizvodnim licem* (kao i kod gravitacijskih brana).

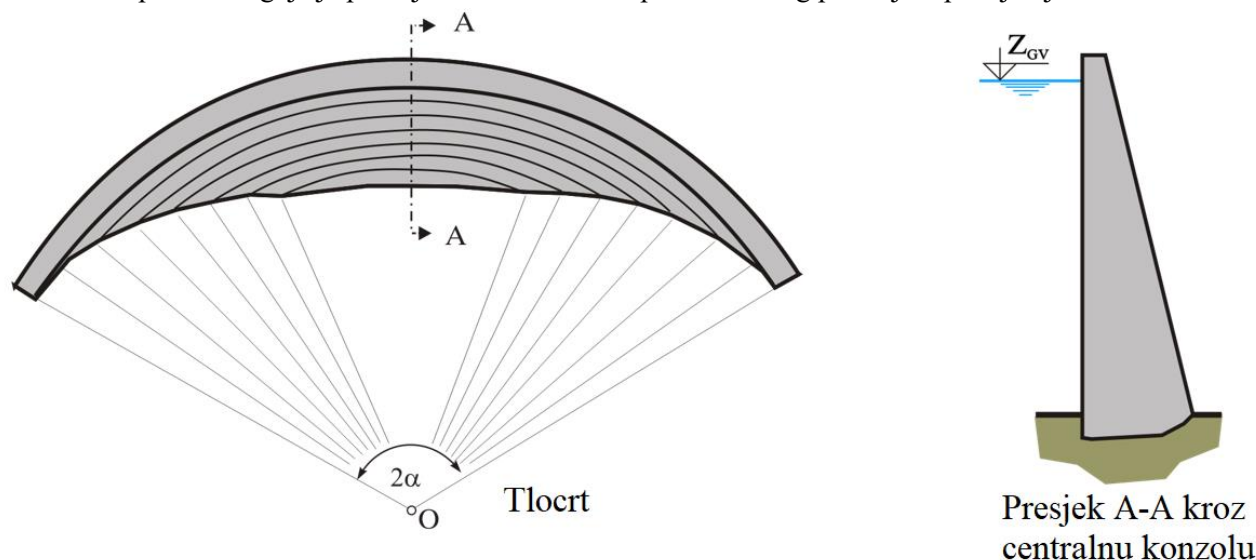


Slika 6.3 Karakteristike luka

Na slici 6.3 uočava se da je oslonac luka ukopan – usječen u odnosu na liniju neporemećene (zdrave) stijene, da bi luk imao potrebnu sigurnost protiv klizanja (“iškoljkavanja”). Sila koju luk prenosi na *oslonac* u padini doline mora biti usmjerena pod odgovarajućim – “sigurnim” kutom ($\beta \geq 40^\circ$, slika 6.3), kako bi se tlak mogao u potpunosti prenijeti na mjesta kontakta brane i oslonca dublje kroz stijenu u padini. (Smatra se da se tlak prenosi kroz stijenu pod kutom od $\delta \approx 30^\circ$ u odnosu na pravac tangente luka.) Stoga, uvijek je potrebno obraditi temelj tako da se postigne željeni kut i da pri tome oslanjanje luka na stijenu bude po mogućnosti “radijalno” – okomito na polumjer krivine luka.

Lučne brane mogu biti *cilindrične* (slika 6.4) i *kupolne* (slika 6.5). Cilindrične brane imaju jednostruku krivinu (jednostruko su zakrivljene), tako da u horizontalnim presjecima (lukovima) postoji zakrivljenost,

dok vertikalni presjeci (konzole) imaju vertikalno uzvodno lice. Cilindrične brane imaju iste polumjere uzvodnih lukova (ekstradosa) po cijeloj visini brane (slika 6.4), dok se unutarnji polumjeri mijenjaju zavisno od visine presjeka (polumjer raste s visinom presjeka). Ovakve brane su jednostavne za izvođenje i projektiranje, ali ne koriste sve mogućnosti površinskog nosača – konzolno djelovanje im je slabo, pa im je zato volumen veći od brana koje su dvostruko zakrivljene, tzv. kupolne brane. Stoga, cilindrične se brane rijetko koriste u suvremenoj praksi, uglavnom kod uskih dolina (klisura) s tzv. “U” profilom, tj. s približno vertikalnim padinama gdje je povoljno da lukovi budu približno istog polumjera po cijeloj visini brane.



Slika 6.4 Cilindrična lučna brana

Pored krivine u horizontalnom presjeku, *kupolne* brane (slika 6.5) su zakrivljene i u vertikalnoj ravni, tj. zakrivljena je i konzola (i na uzvodnom i na nizvodnom licu). Prema vrlo uprosječnoj analizi, zasnovanoj na primjeni “kotlovske” formule, može se pokazati da bi optimalni centralni kut vanjskog luka (ekstradosa) po cijeloj visini brane, trebao biti $2\alpha \approx 133^\circ$. Međutim, zbog uvjeta pri oslanjanju lukova (koji su prethodno obrazloženi), obično nije moguće postići centralni kut veći od $\sim 110\text{--}120^\circ$ (U.S.A. Corps of Engineers 1994, USBR 1966). Nije čak povoljno ni održavati istu vrijednost centralnog kuta po cijeloj visini brane, jer bi to dovelo do nepoželjnog kontra nagiba konzola brane u višim dijelovima blizu oslonaca (krajevi brane bi bili nagnuti prema nizvodnoj strani, što pri nižim nivoima u akumulaciji izaziva nepovoljno opterećenje, a stvara probleme i pri izgradnji brane). Zato se i centralni kut i polumjeri ekstradosa i intradosa kupolnih brana mijenjaju po visini brane (naravno, prateći glatku krivulju, slika 6.5).

Kada je presjek doline nesimetričan, često se moraju lijevi i desni dio luka projektirati s različitim polumjerima i s dvije ili tri linije centara, što dodatno usložnjava oblik, a time i projektiranje i izvođenje brane. Izrazito asimetrični profili nisu povoljni za lučne brane, jer se uslijed koncentracije naprezanja dobivaju deblje, odnosno skuplje konstrukcije. Ako je moguće (tehnički i ekonomski isplativo), bolje je branu postaviti na neki drugi profil, ili većim iskopom i/ili izgradnjom betonskih oslonaca na padini učiniti profil što više simetričnim.

Projektiranje lučne brane je složen postupak koji se sastoji u postavljanju – “uklapanju” brane (s pratećim objektima) u teren. Postavljanje lučne brane je neusporedivo zahtjevniji posao nego postavljanje nasute ili gravitacijske brane s obzirom na složenu geometriju koju nameću krivine lukova i konzola sa svojim polumjerima, centralnim kutovima i centrima krivina. Sve ovo treba međusobno uskladiti u cjelinu s glatkim konturama i “usaditi” na topografsku podlogu, vodeći računa i o debljini raspadnutog površinskog sloja – drobine, koji se uklanja prije temeljenja brane. Usporedno s uklapanjem u teren, računa se stanje

naprezanja, koje treba pokazati koji dijelovi brane su previše, a koji premalo iskorišteni, pa se prema tome određeni lukovi stanjuju ili podebljavaju, pri čemu se mijenjaju i polumjeri krivina i centralni kutovi lukova. U iterativnom postupku projektiranja položaja i oblika brane i proračuna, dolazi se do rješenja kojim se *optimalno koriste konstruktivne mogućnosti* koje pruža promatrani profil – dobiva se oblik brane za koji su naprezanja u prihvatljivim granicama za sve kombinacije opterećenja, uz minimalan volumen brane.

U početnim fazama projektiranja (generalni projekt i prva faza idejnog projekta), može se primijeniti “iskustvena metoda” za preliminarnu procjenu dimenzija i oblika, kao i za uklapanje u teren lučne brane s jednom linijom centara (U.S.A. Corps of Engineers 1994 i USBR–Boggs 1977). Ova metoda može poslužiti i kao početna “iteracija” pri konačnom oblikovanju i dimenzioniranju brane. Prvo se za promatranu visinu brane, h_{BR} , s topografske podloge pregradnog mjesta (slika 6.5) odrede širina doline na koti krune brane, L_1 , i širina L_2 na koti kojoj odgovara 15 % visine brane ($0.15 h_{BR}$). Na temelju ove tri “osnovne” veličine (L_1 , L_2 i h_{BR}), statističkom analizom velikog broja izvedenih brana, razvijene su iskustvene jednadžbe za procjenu *debljine* i *oblika centralne konzole* (najviše konzole, koja se obično oslanja u dno riječnog toka).

Debljina centralne konzole računa se u kruni, t_K , u temelju (osnovici), t_T , i u presjeku na visini od 0.45 h_{BR} iznad temelja, $t_{0.45}$:

$$(6.1a): \quad t_K = 0,01(h_{BR} + 1,2L_1)$$

$$(6.1b): \quad t_T = \sqrt[3]{0,0012h_{BR}L_1L_2\left(\frac{h_{BR}}{122}\right)^{\left(\frac{h_{BR}}{122}\right)}}$$

$$(6.1c): \quad t_{0,45} = 0,95 t_T$$

Os brane je ovdje definirana kao cilindrična površina, koja prolazi po luku na uzvodnom licu – ekstradosu duž krune brane (slika 6.5). Položaj uzvodnog i nizvodnog ruba (lica) konzole, u odnosu na os brane određuje se kao:

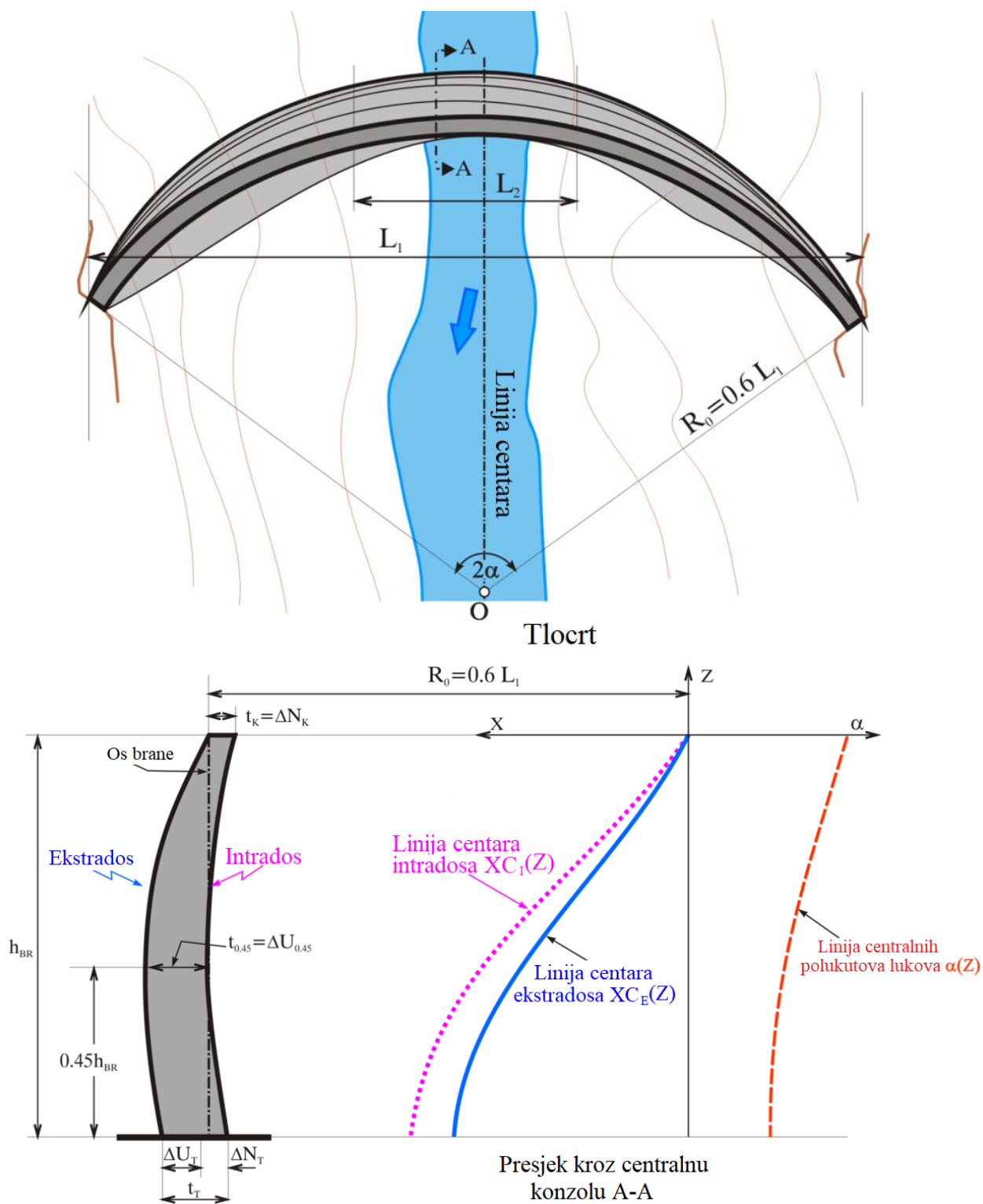
$$(6.2a): \quad \Delta U_K = 0 \quad \text{i} \quad \Delta N_K = t_K,$$

$$(6.2b): \quad \Delta U_T = 0,67 t_T \quad \text{i} \quad \Delta N_T = 0,33 t_K,$$

$$(6.2c): \quad \Delta U_{0,45} = t_{0,45} \quad \text{i} \quad \Delta N_{0,45} = 0,$$

dok se kao iskustvena vrijednost za polumjer luka na kruni preporučuje:

$$(6.3): \quad R_0 = 0,6 L_1$$



Slika 6.5 Geometrijski elementi kupolne lučne brane

Prilikom projektiranja na situaciji se prvo ucrtta luk u kruni, a zatim se određuju lukovi na nižim kotama. Potrebno je odrediti vrijednost polumjera, centralnog kuta i položaj centra za svaki od lukova, tako da luk dodiruje dolinu u točkama oslonaca na odgovarajućim izohipsama, kao i da prolazi kroz točku centralne konzole (na promatranoj koti). Na kraju se crtaju linije polumjera, centralnih kutova i centara za ekstrados (uzvodno lice) i intrados (nizvodno lice), pa se sve dimenzije i oblici dodatno dotjeruju, kako bi se dobile glatke linije. Svaka nepravilnost – skokovitost u konturi brane izaziva i skokovitost u stanju naprezanja (koncentracije naprezanja), pa je treba “izgladiti”. Detaljan opis cijelog postupka dan je u literaturi (U.S.A. Corps of Engineers 1994 i USBR–Boggs 1977).

Treba primijetiti da su na osloncima veće koncentracije naprezanja nego u “slobodnim” dijelovima luka pa je zato često potrebno i povećati debljinu luka u zoni oslonaca. Moguće je i rješenje kod koga su lukovi na višim kotama, koji su manje opterećeni, konstantne debljine, dok se lukovi na nižim kotama (koji su više opterećeni) šire u zoni oslonaca (USBR 1966).

* * *

Ispravan proračun lučnih brana omogućava da se dobije sigurna i ekonomična konstrukcija. Zato je, usporedno s oblikovanjem brane, neophodno provjeriti zadovoljavaju li naprezanja i pomaci (koji proistječu iz razmatranog oblika brane) uvjete nosivosti i stabilnosti konstrukcije. Ista opterećenja koja djeluju na gravitacijsku branu, djeluju i na lučnu branu (hidrostatska, hidrodinamička, nanos, led, zemljotres i sl.), samo se drugačije prenose kroz objekt do oslonaca. Uz to, ovdje je izraženiji utjecaj od temperature na stanje naprezanja nego kod gravitacijskih brana (naprezanja uslijed temperaturnih utjecaja dodaju se na naprezanja od “vanjskog” opterećenja), a znatno manje je izražen utjecaj uzgona. Za proračun stanja naprezanja i deformacija, u novije vrijeme se primjenjuje metoda *konačnih elemenata*. Za početne faze projektiranja mogu se koristiti i neke od približnih metoda, kao što su, metoda *jedne konzole i više lukova* ili metoda *više konzola i više lukova* (Petrović i Kuzmanović 2000, Smith 1995). Kod ovih metoda se pretpostavlja da od opterećenja djeluje samo hidrostatski tlak, što je u nekim slučajevima sasvim prihvatljivo uprosječivanje. Jedan dio opterećenja prihvaća luk, a drugi dio konzola (konzola po pravilu “nosi” više opterećenja u donjim dijelovima brane – bliže temelju, dok lukovi prihvaćaju više opterećenja u gornjim dijelovima, bliže kruni). Prvi uvjet iz kojeg se računaju naprezanja i pomaci je da suma opterećenja koje prima konzola i opterećenja koje prima luk *u zajedničkoj (mjestu presijecanja) točki razmatranog luka i konzole* bude jednak hidrostatskom tlaku u toj točki. Na osnovu jednakosti radijalnog pomaka luka i konzole u zajedničkoj točki, dolazi se do drugog uvjeta koji zajedno s prvim omogućava formiranje sustava jednadžbi za rješavanje problema. Zanimljivo je spomenuti da su mnoge lučne brane u prvoj polovini prošlog stoljeća računale primjenom jednostavne kotlovske formule, uz korekcijski faktor, definiran preko teorije elastičnosti (Smith 1995, Pećinar 1960). Kod lučnih brana se, umjesto provjere sigurnosti protiv klizanja, radi mnogo složeniji proračun koeficijenta sigurnosti protiv “iškoljkavanja”, gdje se analizira posmik po složenim kliznim površinama u padinama doline u zoni oslonaca lukova (Petrović 2002).

Kao i u slučaju gravitacijske brane, i kod lučne brane se mora voditi računa o toplinskom širenju pri vezivanju betona pa se betonira s prekidima, kako bi se omogućilo rasipanje topline svježeg betoniranog bloka, bez pojave pukotina. Vertikalne razdjelnice (spojnice) između lamela ostavljaju se nezapunjene sve do potpunog očvršćivanja betona. Za razliku od gravitacijskih betonskih brana, lamele lučnih brana *moraju* prenijeti opterećenje s jedne na drugu i time postići lučno djelovanje pa se razdjelnice zatvaraju – injektiraju cementnim malterom. Injektiranje razdjelnica se po pravilu vrši u vrijeme niskih temperatura kada se beton u lamelama skupi što je moguće više, tako da naknadno širenje, kada se temperatura povisi, može izazvati samo tlačna naprezanja (neka vrsta toplinskog prednapinjanja). (Uvijek se teži da se kod nearmiranih konstrukcija izbjegne vlak i nastanak pukotina.)

Posebnu pažnju treba posvetiti *obradi temelja*. Odgovarajućim oblikom i dubinom iskopa treba osigurati da se brana pravilno osloni na zdravu stijenu i to pod odgovarajućim kutom (slika 6.3). Kod lučnih brana, gotovo uvijek se vrši konsolidacijsko injektiranje temelja, radi povećanja čvrstoće i radi popunjavanja pukotina, čime se postižu manje deformacije i onemogućava ispiranje materijala. Kod izvođenja i održavanja lučnih brana, neophodno je postići i održati zahtijevanu kvalitetu betona, s obzirom na to da je beton u lučnoj brani mnogo više “angažiran“ (iskorišten), nego kod gravitacijskih brana.

* * *

Lučne brane su najmanje osjetljive na prelijevanje pa se kod njih evakuacijski organi dimenzioniraju na manji protok nego kod drugih tipova brana (obično se dimenzioniraju na 1000-godišnju veliku vodu). Ipak, treba voditi računa da lučne brane nisu najprikladnije za evakuaciju velikih voda. Na dijelu brane iznad preljevnog ruba (slike 6.1 i 6.2) luk je prekinut, pa taj dio konstrukcije “radi“ kao gravitacijska brana. Ovo znači da visina preljevnog mlaza ne smije biti velika, ako se želi ekonomična konstrukcija, pa se kod vitkih lučnih brana izbjegavaju preljevi s ustavama. Ponekad je nemoguće postići evakuaciju računskog protoka na lučnoj brani (pregradni profil može biti previše uzak, a preljevni mlaz zbog navedenih konstruktivnih uvjeta mora biti ograničene visine), pa se u tom slučaju mora razmotriti rješenje s bočnim ili bunarskim preljevom, ili s gravitacijskim tipom brane. O evakuacijskim organima lučnih brana govorit će se opširnije u poglavlju XIII.

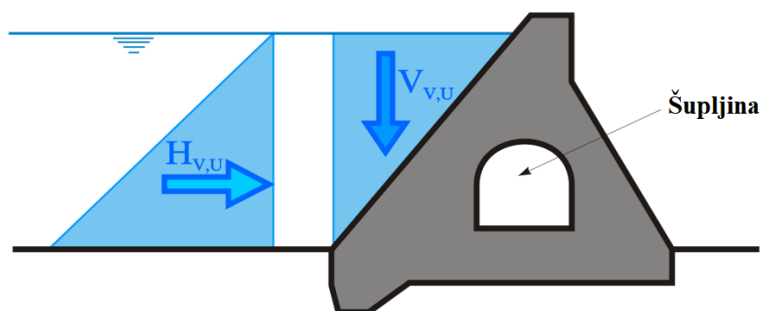
Kroz tijelo lučne brane često se postavljaju “otvori“, kao što su galerije (injekcijske, drenažne, pristupne), cjevovodi dovoda za korisnike, cijevi temeljnog ispusta (slika 11.13b) i ispusta za garantirani ekološki protok (biološki minimum). Položaj i veličina otvora ne smije izazvati nepovoljno stanje naprezanja u brani.

* * *

Za lučnu branu je potrebno oko pet puta manje betona u odnosu na gravitacijsku branu iste visine, pa je jasno da je *u uskim dolinama s “dobrom“* (čvrstom i neispucanom) *stijenom u osloncima*, lučna brana bolje rješenje. Štoviše, lučna brana je za uske doline čvrstih padina često najekonomičnije rješenje (i kada se usporedi s ostalim tipovima brana), premda treba napomenuti da složeni oblik kupole može značajno povećati troškove pri betoniranju, a posebno puno može koštati *stabilizacija* (ili sanacija) *bokova* doline, ukoliko se za tim ukaže potreba.

VI.2 KONTRAFORNE I OLAKŠANE BRANE

Pored vlastite težine, G_B , kod **olakšanih** (slika 6.6) i **kontrafornih** brana (slika 6.7), klizanju i prevrtanju se suprotstavlja i *vertikalna komponenta hidrostatske sile* – težina vode iznad zakošenog uzvodnog lica, $V_{v,u}$ (vidjeti diskusiju o tipu presjeka gravitacijskih betonskih brana i sliku 5.36). Zbog te zajedničke osobine se ova dva tipa brana ponekad svrstavaju u istu grupu.



Slika 6.6 Olakšana brana

Kako i sam naziv govori, iz tijela olakšane brane je “izostavljena” znatna količina materijala (slika 6.6)¹. I kontrafora brana se može zamisliti kao “olakšana”. Od masivne gravitacijske brane ostali su kontrafori – zidni nosači i armirano betonske ploče uzvodnog lica (slika 6.7), čime je ukupna masa brane znatno smanjena (u prosjeku oko tri puta u odnosu na odgovarajuću gravitacijsku branu). Ponekad i kontrafori mogu biti šuplji (slika 6.10).

Veliku prednost olakšanih brana u odnosu na gravitacijske predstavljaju *manja naprezanja u temelju*, jer je smanjeno opterećenje, a povećana širina temeljne spojnice. Kod kontrafornih brana objekt se može temeljiti na temeljima kontrafora, čime se bitno smanjuje površina opterećena uzgonom, ali se zato povećavaju naprezanja u temeljnoj spojnici.

Pored navedenih dobrih strana, olakšane i kontraforne brane imaju i dosta nedostataka:

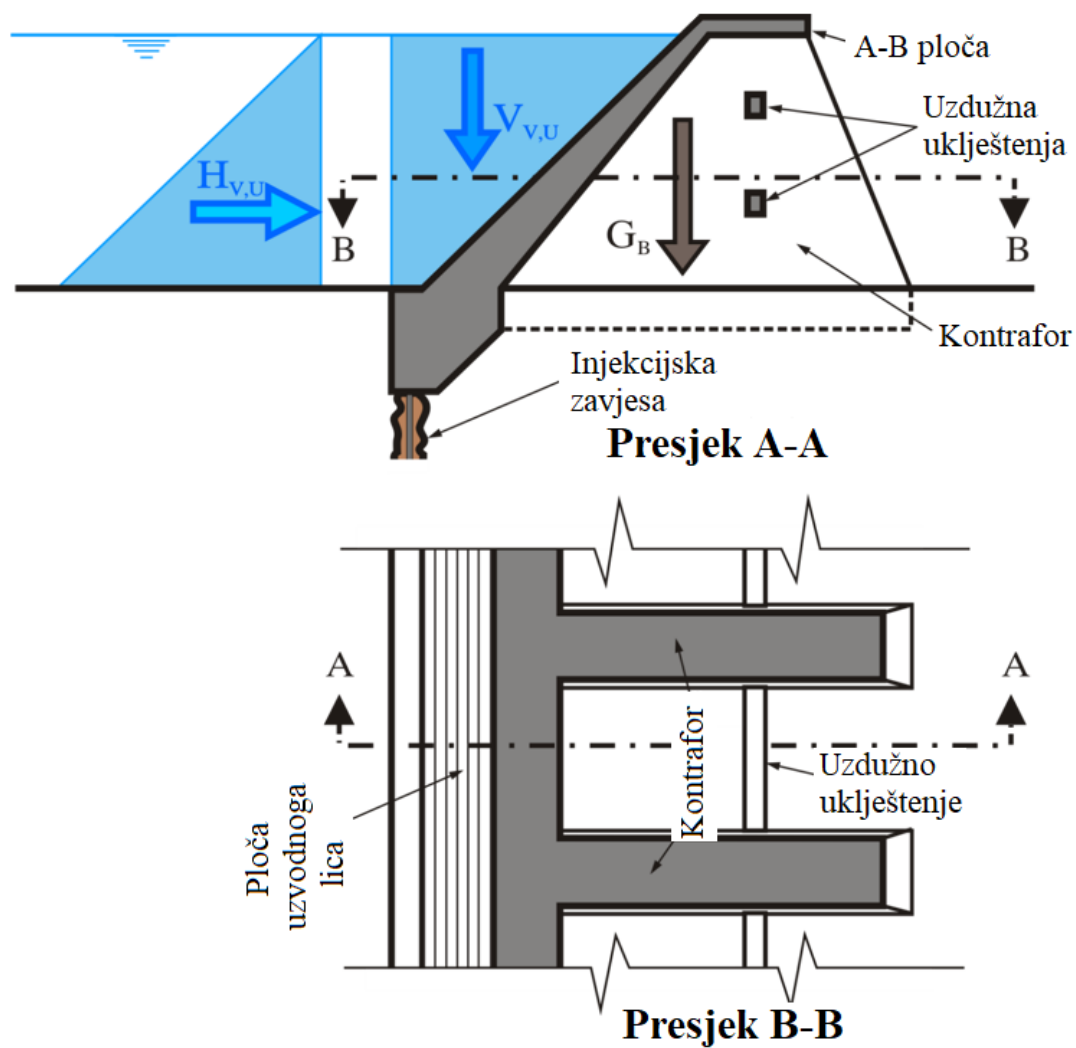
- 1) Iako je ukupna masa betona znatno manja nego za klasičnu gravitacijsku branu, *radovi po kubiku betona su skuplji*, jer je potrebna složena oplata (i armiranje kod kontrafornih brana), što uvjetuje veće troškove, kao i brojniju i kvalificiraniju radnu snagu.
- 2) Brane s armirano betonskim platnima su *osjetljivije i kraćeg vijeka* od gravitacijskih brana s obzirom na tip konstrukcije i opasnost od korozije armature.

Kod **višelučnih brana** (slika 6.8), umjesto armirano – betonskog platna između kontrafora se postavljaju svodovi, što značajno smanjuje količinu armature, ali povećava složenost izgradnje.

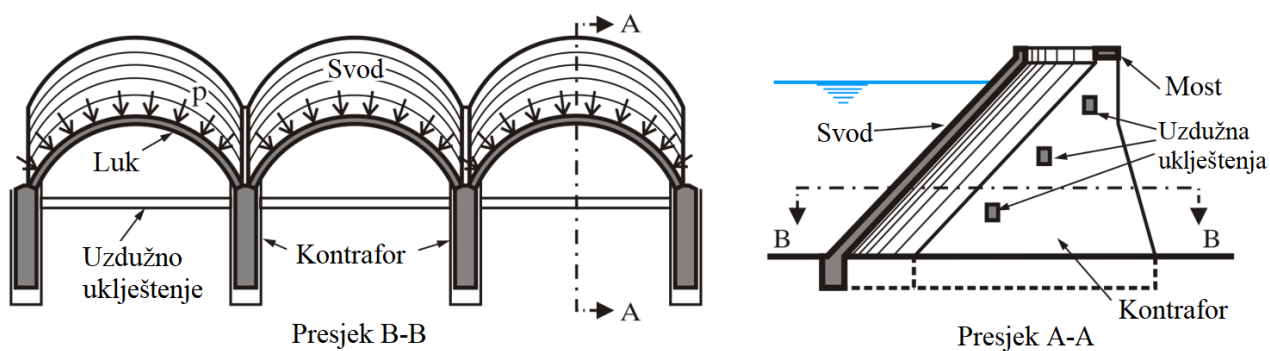
Masivne kontraforne brane, kod kojih je uzvodno lice oblikovano od zadebljanja samih kontrafora (tzv. “glave” kontrafora, slika 6.9) lišene su vlačnih naprezanja (na uzvodnom licu), pa se “glave” grade od nearmiranog betona (što je značajna prednost u odnosu na brane s ravnim zastorom, slika 6.7), ali se na ovaj način povećava težina brane. Težina se može smanjiti “ošupljavanjem” kontrafora (tzv. Marčelo tip brane, slika 6.10), čime se s druge strane dodatno usložnjava izvođenje radova na betoniranju.

¹ Svaka brana ima u sebi galerije i šahtove, ali su to relativno mali otvori u odnosu na volumen cijele brane.

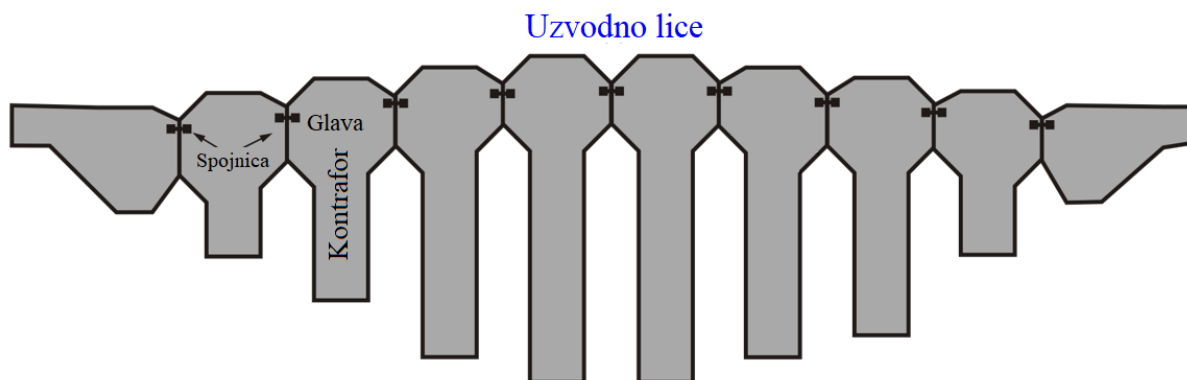
Kontraformnim branama potrebna su *uzdužna ukrućenja* između kontrafora (slike 6.7 i 6.8) da bi se osigurale od opterećenja u uzdužnom pravcu (npr. seizmičke sile).



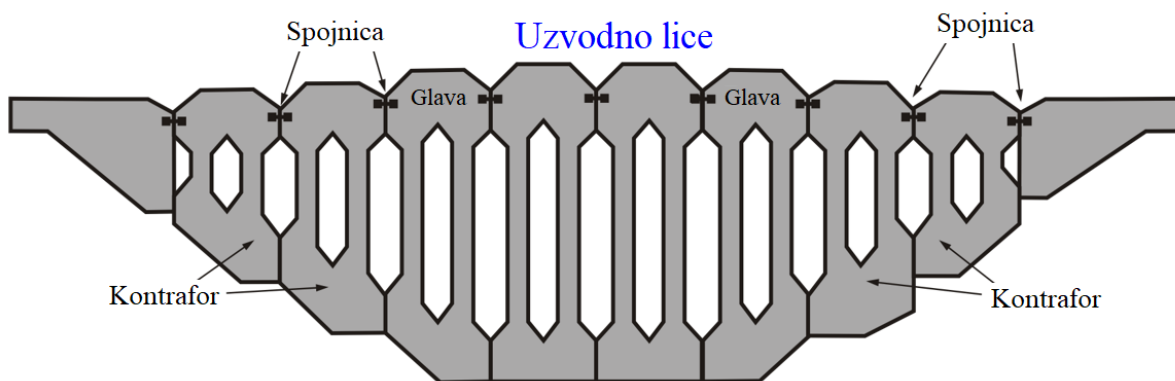
Slika 6.7 Kontraforna brana



Slika 6.8 Višelučna brana



Slika 6.9 Tlocrt kontraforne brane s pojačanom uzvodnom glavom



Slika 6.10 Tlocrt kontraforne brane s ošupljenim kontraforima – Marčelo tipa

LITERATURA:

- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Petrović, P.S., (2005), "Hidrotehničke konstrukcije", Treći deo – Brane, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, BEOGRAD.
- Petrović, P.S. i Kuzmanović, V.M., (2000), "Hidrotehničke konstrukcije, primeri primene VI (sa teorijom)", Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, BEOGRAD.
- Pećinar, M., (1960), "Hidrotehničke konstrukcije – brane", Izdanje udruženja studenata Građevinskog fakulteta, BEOGRAD.
- Smith, D.C, (1995), "Hydraulic Structures", University of Saskatchewan.
- Thomas, H.H. (1976), "The Engineering of Large Dams", Wiley, Chichester.
- USBR - Boggs, H.L., (1977), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Guide for Preliminary Design of Arch dams", Engineering Monograph No.36.
- USBR, (1966), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Concrete Dams CHAPTER 1, Arch dams", Design standard No.2.
- U.S.A. Corps of Engineers, (1994), "Arch Dam Design", Engineering Manual EM 1110-2-2201.
- Creager, W.P. et al., (1961), "Engineering For Dams", John Wiley and Sons.

VII

NASUTE BRANE

Nasute brane predstavljaju najrasprostranjeniji tip brana. Grade se *kontroliranim nasipanjem i zbijanjem* lokalno dostupnog materijala, a vanjskim silama se odupiru vlastitom težinom. Nasute brane mogu se shvatiti kao *visoki nasipi* koji su stalno u dodiru s akumuliranom vodom, sa svim dopunskim konstruktivnim osobinama koje visina i stalni dodir s vodom nameću.

Prednosti i mane nasutih brana naznačene su u poglavlju IV. Velika prednost nasutih brana u odnosu na betonske je što se grade od *lokalno dostupnih materijala*, uz potpuno *mehanizirano ugrađivanje*, pa su troškovi po jedinici volumena brane znatno niži u odnosu na betonske brane. S druge strane, volumen nasute brane je veći od volumena alternativne betonske brane. (Volumen zemljane brane je 6 - 8 puta veći, a kamene 4 - 5 puta veći od volumena odgovarajuće gravitacijske betonske brane.) Druga prednost je što nasute brane *prenose opterećenje na tlo preko znatno veće površine* nego betonske, čime se *značajno smanjuju naprezanja u tlu*. Uz to, nasute brane su i *manje osjetljive na slijeganja temelja* od betonskih brana. Zato su nasute brane često jedino rješenje za slabo nosivo i stišljivo tlo u temelju.

Najveća mana nasutih brana je velika *osjetljivost na eroziju uslijed djelovanja vode*. Osnovna podjela nasutih brana je na:

- 1) **Zemljane** brane i
- 2) Brane od **kamena** (kamenog nabačaja).

Nasute brane su se najviše gradile, ali i najčešće rušile. Tri najčešća uzroka rušenja su:

- 1) **Preljevanje**, praćeno vanjskom erozijom nizvodne kosine i krune nasipa.
- 2) **Ispiranje** materijala tijela (nasipa) i/ili temelja – unutarnja erozija, koja u konačnom stadiju formira veliki otvor (tzv. “proboj” ili “prodor”) kroz tijelo, odnosno temelj konstrukcije. Ispiranje se najčešće javlja duž takozvanih “*privilegiranih*” puteva procjeđivanja, koji se obično formiraju na kontaktu nasipa i betonske konstrukcije ili temelja, ili kroz poprečne pukotine koje se otvaraju uslijed nejednakog slijeganja pojedinih dijelova nasipa.
- 3) **Klizanje nizvodne kosine**¹, koje najčešće nastaje zbog nepredviđeno visokog pornog tlaka u nasipu ili temelju (do čega može doći uslijed nepredviđenog procjeđivanja ili ugrađivanja materijala nasipa pri vlažnosti koja je veća od optimalne), a ponekad i zbog seizmičkog udara.

Pri projektiranju, izgradnji i održavanju nasutih brana moraju se primijeniti sve raspoložive mjere i postupci za otklanjanje navedenih uzroka.

¹ Klizanje uzvodne kosine stvara ozbiljno oštećenje, ali obično ne dovodi do rušenja, s obzirom na to da po pravilu nastaje pri praznjenju akumulacije pa nema vode koja bi izazvala rušenje cijelog nasipa.

VII.1 PRELIJEVANJE I POVRŠINSKA EROZIJA

Nikakve mjere ni pravila ne pomažu u slučaju da se brana prelije. Ukoliko je prelijevanje dovoljno dugotrajno, nastaje erozija kosina i krune pa je rušenje brane neminovno¹. Jedina djelotvorna mjera je da se prelijevanje spriječi, a to se postiže:

- 1) *Ispravnom procjenom mjerodavnog vala velike vode* – vala od koga se objekt brani i prema kome se dimenzioniraju evakuacijski organi (objekti).
- 2) *Pravilnim izborom, dimenzioniranjem i oblikovanjem, izradom, upravljanjem i održavanjem evakuacijskih organa.*

O izboru mjerodavnog vala i dimenzioniranju evakuacijskih organa govorit će se u narednom poglavlju. Ovdje se navode najvažnije postavke:

1) Ako je područje nizvodno od visoke nasute brane *naseljeno*, obavezno treba *dimenzionirati evakuacijske organe na maksimalnu veliku vodu* (PMF²). Ako je nizvodno područje *nenaseljeno*, pa val izazvan rušenjem brane ne može ugroziti ljudske živote, obično se za mjerodavan val usvaja 10 000 – godišnja velika voda, ili čak 1000 – godišnja voda, *ako je to ekonomski opravdano*. U svakom slučaju je korisno da se između maksimalnog nivoa vode i krune brane ostavi dovoljno veliki zazor (“freeboard”) i da se na kruni podigne visok valobran (slično kao kod betonskih gravitacijskih brana).

2) *Zbog mogućnosti havarije ustava i uređaja za rukovanje ustavama*, dosta projektanata izbjegava preljeve s ustavama (kontrolirane preljeve) kod nasutih brana i opredjeljuje se *za slobodne preljeve* (bez ustava). Ako se ustave koriste, moraju imati više alternativnih pogona i rezervna preljevna polja, premda ni to ne garantira da će evakuacijski objekt uvijek biti u operativnom stanju. Projektiranje dubinskih ispusta za evakuaciju velikih voda je izuzetno rizično rješenje i kod visokih nasutih brana se *ne preporučuje* ni pod kojim uvjetima.

3) Dodatni kapacitet za evakuaciju velikih voda može se postići i pomoćnim preljevom (“fuse – pluge”), kao što je objašnjeno u VIII.9.4, kao i oblaganjem (dijela) krune i nizvodne kosine betonskom zaštitom (VIII.9.5).

Najveći broj rušenja visokih nasutih brana uslijed prelijevanja dogodio se u prvoj polovini 20-og stoljeća, dok je broj havarija uslijed prelijevanja znatno opao u bliskoj prošlosti, s obzirom na sve bolje poznavanje hidrologije, kao i na pridržavanje gore navedenih pravila.

¹ Izostavljaju se brane čija je kruna i nizvodna kosina (naknadno) obložena betonskom zaštitom, s umirujućim bazenom na nizvodnom kraju (Slika 8.104).

² PMF je uobičajena skraćenica prema engleskom nazivu Probable Maximum Flood.

VII.2 UNUTARNJA EROZIJA

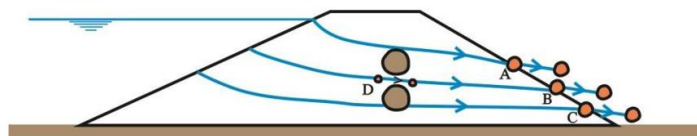
Najčešći uzrok rušenja ili oštećenja “suvremenih” nasutih brana je **unutarnja erozija**. Unutarnja erozija je posebno opasna kod zemljanih brana. Erozija nastaje *odnošenjem čestica nekoherentnog (nevezanog) materijala koje se ne mogu oduprijeti hidrodinamičkoj sili procjedne vode*¹. Ispiranjem se formiraju otvori – “prolazi” kroz tijelo ili temelj brane. (Ovi “prolazi” mogu nastati i uslijed pukotina u nasipu.) Prolaze voda vremenom proširuje, dok konačno ne dođe do “proboja” i rušenja (dijela) konstrukcije. Unutarnja erozija obično se javlja kao:

- 1) *Ispiranje* (sufozija) i
- 2) *Podizanje* (fluidizacija).

VII.2.1 Ispiranje – sufozija

Procjedna voda odnosi (iz nasipa ili temelja brane) čestice tla koje *nemaju oslonca iza sebe*, a svojom težinom se ne mogu oduprijeti sili toka koja ih gura nizvodno. Ova pojava se naziva *ispiranje – sufozija*. Može biti isprana čestica na nizvodnoj kosini, iza koje nema čestica da je podupru (čestice A, B, i C na slici 7.1), ili čestica iz unutrašnjosti nasipa ili temelja (čestica D), koja je suviše sitna da bi je okolne krupnije čestice mogle zakloniti i zadržati (tj. ona se može kretati kroz prostor – pore između susjednih čestica). Ovaj drugi vid ispiranja se redovno javlja na dodiru slojeva sitnozrnog i krupnozrnog materijala (naravno, ukoliko je smjer filtracije prema krupnozrnatom sloju).

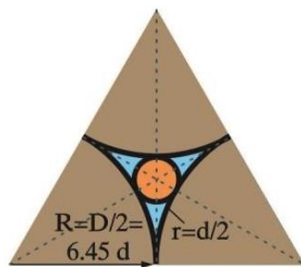
Ispiranje jedne frakcije čestica iz brane ili temelja ne mora uvijek biti opasno. Sitnije čestice mogu biti isprane iz heterogene mješavine bez narušavanja stabilnosti objekta, *ako preostale čestice nisu ugrožene rezultirajućim povećanjem brzine procjeđivanja vode* i ako su *održale poduprt sistem* (tj. ako čestice naliježu jedne na drugu). U ovakvom slučaju, *prvobitno mutna procjedna voda će se izbistriti* kad sve sitne čestice budu isprane. Naprotiv, *povećanje mutnoće i procjednog protoka*, znači da je erozija dobila na intenzitetu (da se ispiru sve veći broj čestica) pa će, ako se nešto ne poduzme, doći do potpunog ispiranja tla i rušenja objekta.



Slika 7.1 Sufozija kroz nasip brane

Na slici 7.2 je prikazan “kritični” odnos promjera čestica (zrna) pri kojem može nastati sufozija u heterogenom tlu. Pretpostavljeno je da su čestice sferičnog oblika pa se sitnija čestica promjera $d = 2r$ može osloniti na susjedne krupnije čestice promjera $D = 2R$ samo ako je $D/2 \leq 6.45d$. U protivnom će sitnija čestica biti isprana (naravno, ukoliko je hidrodinamička sila dovoljno velika da je pokrene). Navedena “procjena” je orijentacijska, s obzirom na to da u realnom tlu čestice (zrna) nisu sferične, pa je i spomenuti odnos drugačiji i u mnogo čemu zavisi, kako od oblika, tako i od položaja (orijentacije) zrna u odnosu na pravac procjeđivanja (filtracije).

¹ Unutarnja erozija može nastati i kod vezanog materijala ako postoji mogućnost da kohezijske sile oslabe, uslijed disperzivnosti.



Slika 7.2 Ispiranje sferičnih čestica

Da bi došlo do pomjeranja čestice unutar razmatranog tla, **hidrodinamička sila** koja djeluje na česticu mora biti sposobna da je *pomjeri* i *ponese*. Hidrodinamička sila proporcionalna je gradijentu filtracije, I , koji, prema Darcyjevom zakonu, određuje filtracijsku brzinu, u ¹. Gradijent filtracije predstavlja pad (nagib) pijezometarske linije duž procjedinog puta, a u praksi se često aproksimira količnikom pijezometarske razlike, $h = -\Delta\Pi$, i dužine procjedinog puta, $L = \Delta l$, na kome se razlika h ostvari (Slika 7.4):

$$(7.1): \quad \frac{u}{K} = I = -\frac{d\Pi}{dl} \approx \frac{-\Delta\Pi}{\Delta l} = \frac{h}{L},$$

gdje je: K koeficijent filtracije (vodopropusnosti), a znak “-“ ispred izvoda označava da pijezometarski nivo, $\Pi(l)$, opada u smjeru tečenja.

Opasnost da čestica određene krupnoće bude isprana raste s povećanjem gradijenta, I , a vrijednost gradijenta pri kojoj dolazi do sufozije razmatranog tla naziva se **kritični gradijent filtracije protiv sufozije**, I_{KR}^S . Kritični gradijent zavisi od osobina tla i određuje se laboratorijski, a orijentacijske vrijednosti (kao i orijentacijske vrijednosti koeficijenta filtracije) dane su u Tablici 7.1 (Novak 1996, Pećinar 1960).

Tablica 7.1 Orijentacijske vrijednosti kritičnog gradijenta filtracije na ispiranje (sufoziju) i koeficijenta filtracije

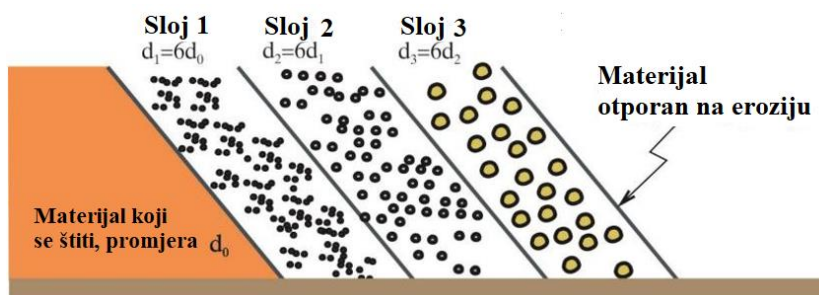
Materijal	I_{KR}^S	K (m/s)
Prašina i sitni pijesak	1/8.5	$10^{-3} - 10^{-4}$
Srednji pijesak	1/6.0	$10^{-2} - 10^{-3}$
Srednji šljunak	1/3.5	$10^{-1} - 10^{-2}$
Šljunak s oblucima	1/2.5	$> 10^{-1}$
Meka glina	1/3.0	$10^{-6} - 10^{-8}$
Tvrda glina	1/2.0	$< 10^{-8}$

¹ Darcyjeva filtracijska brzina, u , u jednadžbi 7.1 je fiktivna brzina. Stvarna brzina je $V = u/p$, gdje je “ p ” poroznost. Za poroznost $p \approx 0.2$, stvarna brzina procjedne vode u porama je oko pet puta veća od fiktivne filtracijske brzine, $V \approx 5u$.

Da bi se izbjegla sufozija, neophodno je da vrijednost *ostvarenog* (stvarnog) *gradijenta* filtracije bude manja od *kritične vrijednosti*, u svim uvjetima eksploatacije i izgradnje ($I < I_{KR}^S$). Uz to, na sličan način kao i kod procjene stabilnosti betonskih brana, i ovdje se uvodi dodatna sigurnost, koja se izražava preko zahtijevanog koeficijenta sigurnosti, $K_{S,min}$. Potrebno je da ostvareni koeficijent sigurnosti bude veći od zahtijevanog ($K_S = I_{KR}^S/I > K_{S,min}$). O mjerama za smanjenje gradijenta procjeđivanja, I , bit će riječi kasnije, u dijelu VII.6.

Opasnost od sufozije tla opada s povećanjem zbijenosti (smanjenjem poroznosti). Zbijanjem se zrna tla međusobno primiču, a postiže se i slojevita orijentacija zrna pločastog oblika, čime se smanjuje prostor kroz koji se mogu provući sitnije čestice između krupnijih.

Zbijanje, po pravilu, nije dovoljno, pa se ugroženi materijal nasipa redovno štiti **filtrima**. Filtar služi da onemogući ispiranje sitnih čestica kroz pore između krupnih čestica u susjednoj zoni - sloju. Filtar čine slojevi različite krupnoće zrna. Krupnoća zrna raste idući u smjeru toka vode, tako da materijal iz prethodnog (uzvodnog) sloja ne može biti ispran kroz naredni (nizvodni). Najuzvodniji sloj filtra (od najsitnijeg zrna) osigurava neposrednu potporu za materijal koji se štiti (slika 7.3), sljedeći sloj štiti prethodni i tako redom do filtracijski stabilnog sloja, gdje je ugrađen materijal kome krupnoća osigurava stabilnost za razmatrane uvjete tečenja ($I = h/L < I_{KR}^S/K_{S,min}$). O filtrima će se detaljnije govoriti u dijelu VII.6.1.

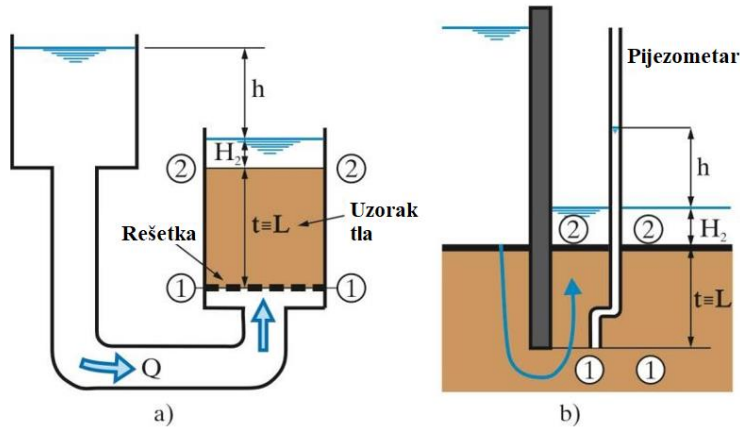


Slika 7.3 Princip filtarske zaštite

VII.2.2 Fluidizacija – podizanje

Fluidizacija (podizanje, likvefakcija, “ključanje”, “tečenje”) tla nastaje kada hidrodinamička sila vode koja se kreće prema gore postane veća od težine tla (odnosno, kada efektivno naprezanje u tlu postane jednako nuli). Tlo u potpunosti gubi nosivost – dolazi do razdvajanja čestica tla.

Uvjeti za nastanak fluidizacije mogu se sagledati sa slike 7.4. Na slici 7.4a je prikazana eksperimentalna aparatura za procjenu **kritičnog gradijenta filtracije protiv fluidizacije**, I_{KR}^F , dok slika 7.4b prikazuje fluidizaciju tla nizvodno od priboja. Debljina uzorka, t , (slika 7.4a), odnosno dubina priboja (t , na slici 7.4b) predstavlja filtracijski put vode kroz tlo između presjeka “1” i “2” ($t \equiv L$, iz jednadžbe 7.1). Pijezometarska razlika, h , između ovih presjeka omogućuje vodi da savlada otpor tečenju duž filtracijskog puta, t , a ujedno stvara i hidrodinamičku silu koja će, ako postane dovoljno velika, pokrenuti – podići čestice tla. Vrijednost pijezometarske razlike pri kojoj počinje fluidizacija je kritična razlika, $h = h_{KR}$, a odgovarajuća vrijednost hidrauličkog gradijenta je kritični gradijent protiv fluidizacije, I_{KR}^F .



Slika 7.4 Fluidizacija tla

Kritična pijezometarska razlika i kritični gradijent na fluidizaciju se određuju iz uvjeta ravnoteže sila koje djeluju na masu tla i vode unutar volumena između presjeka “1” i “2” u trenutku podizanja tla ($h = h_{KR}$). Kada hidrodinamička sila pokrene čestice tla, ove više neće nalijegati na rešetku na koju je uzorak (bio) oslonjen (slika 7.4a) pa će izostati reakcija kojom rešetka djeluje na uzorak. Zato će pri fluidizaciji, na masu uzorka između presjeka “1” i “2” djelovati samo sila težine uzorka i tlačne sile vode:

$$(7.2): \quad A\gamma_V H_2 + A\gamma_Z t = A\gamma_V (h_{KR} + H_2 + t), \text{ odakle je:}$$

$$(7.3): \quad (\gamma_Z - \gamma_V)t = \gamma_V h_{KR},$$

gdje je: γ_Z = specifična težina tla u zasićenom stanju, a A površina poprečnog presjeka kroz koji se procjeđuje voda. Prema jednadžbi 7.3, fluidizacija (podizanje čestica tla) nastaje ako je:

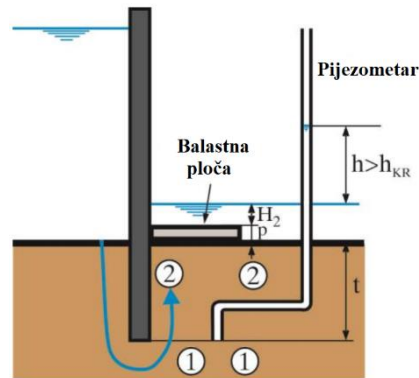
$$(7.4): \quad h \geq h_{KR} = \frac{\gamma_Z - \gamma_V}{\gamma_V} t,$$

odnosno, ako je dostignut *kritični gradijent* protiv fluidizacije:

$$(7.5): \quad I \geq I_{KR}^F = \frac{h_{KR}}{t} = \frac{\gamma_Z - \gamma_V}{\gamma_V}$$

Jednadžba 7.5 predstavlja aproksimaciju, koja u slučaju značajnije neujednačenosti promjera zrna tla, može bitno podcijeniti stvarni kritični gradijent (Kapor 2011, Vuković i Pušić 1986) pa je za više faze projektiranja neophodno koristiti eksperiment. Uz to, treba imati na umu da pri složenom strujanju u nehomogenoj i/ili anizotropnoj sredini, lokalno može doći do pojave znatno većih gradijenata od vrijednosti koje se dobivaju proračunom. Iz tog se razlika filtracijska stabilnost često osigurava zahtijevanjem visokih vrijednosti koeficijenta sigurnosti ($K_F = I_{KR}^F / I > K_{F,min}$). Nonveiller preporučuje minimalne vrijednosti koeficijenta sigurnosti u opsegu od $K_{F,min} = 4 - 7$ (manje vrijednosti za šljunak, a veće za sitan pijesak).

Da bi se podizanje spriječilo, neophodno je ugroženo tlo zaštititi balastnom oblogom koja će neutralizirati “višak” pijezometarske razlike, $h - h_{KR}$ (slika 7.5).



Slika 7.5 Balast

Minimalna debljina balastne obloge (sloja), p (potrebna da se spriječi fluidizacija), dobiva se iz ravnoteže sila (slika 7.5):

$$(7.6): \quad A\gamma_V H_2 + A\gamma_Z t + A\gamma_P p = A\gamma_V (h + H_2 + t + p),$$

odnosno:

$$(7.7): \quad p = \frac{\gamma_V h - (\gamma_Z - \gamma_V)t}{\gamma_P - \gamma_V}$$

gdje je γ_P = specifična težina balastnog sloja u zasićenom stanju. S obzirom na to da je:

$$h_{KR}\gamma_V = (\gamma_Z - \gamma_V)t$$

(prema jednadžbi 7.4) dobiva se:

$$(7.7): \quad p = \frac{\gamma_V (h - h_{KR})}{\gamma_P - \gamma_V}.$$

Ako se za balastnu oblogu koristi *betonska ploča*, ista mora biti *porozna* ili *perforirana*, inače se tlak vode ispod ploče (uzgon) dodatno povećava, što može dovesti do isplivavanja ploče. (Ovo povećanje tlaka osigurava energiju za savladavanje otpora pri opstrujavanju ispod ploče.) Ispiranje sitnijih čestica tla kroz otvore betonske ploče treba spriječiti odgovarajućom filtarskom zaštitom između ploče i tla koje se štiti. Obično se kod nasutih brana, za osiguranje nožice, umjesto balastne betonske ploče, koristi balastna obloga u vidu kamenog nabačaja s filtrom (slika 7.29).

Ponekad je korisno provjeriti sigurnosti na isplivavanje i za *horizontalne drenaže* temeljene na aluviju u nizvodnoj kosini (slike 7.26 i 7.29).

* * *

Značajno povećanje tlaka nastaje ako se iznad vodopropusnog sloja nalazi slabopropusni “pokrovni” sloj. Slično kao i kod balastne ploče, i ovdje se na dodiru propusnog i nepropusnog (odnosno, slabopropusnog) sloja javlja dopunski “nadtak”, potreban da omogući filtraciju kroz slabopropusni sloj, uslijed čega može doći do podizanja pokrovnog sloja – tzv. izdizanja, isplivavanja tla (slika 7.20).

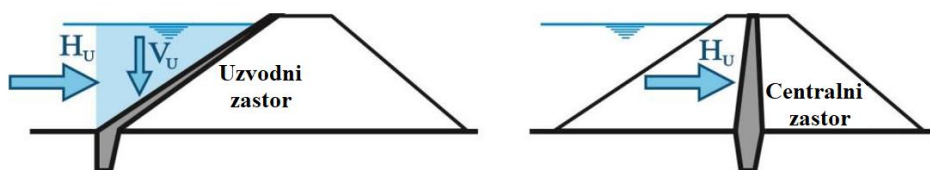
VII.3 ANALIZA VANJSKIH SILA

Nasute brane trpe ista vanjska opterećenja kao i betonske brane, samo ih prenose na drugačiji način. Bitne razlike u odnosu na betonske brane su:

1) **Hidrostatski tlak** ne djeluje na vanjsku površinu brane kao cjeline. Tlak djeluje na svaku česticu tijela brane pojedinačno, *smanjujući joj specifičnu težinu* (prema Arhimedovom zakonu). Ako postoji vodonepropusni zastor, onda na njega djeluje sila hidrostatskog tlaka, kao i na svaku drugu vodonepropusnu površinu (slika 7.6). Uslijed nepredviđenog procjeđivanja ili ugrađivanja (zbijanja) materijala pri vlažnosti koja je veća od optimalne, u pojedinim dijelovima nasipa (najčešće glinenoj jezgri) može nastati znatno viši **porni tlak** od predviđenog, čim se umanjuje stabilnost nasipa.

2) **Filtracijske hidrodinamičke sile** s tendencijom ispiranja (sufozije) i podizanja (fluidizacije), *bitno utječu na stabilnost* brane i temelja, kako je objašnjeno u prethodnom dijelu.

3) Površinska erozija uslijed **djelovanja valova** može oštetiti nasip, pa se *ne smije dozvoliti da valovi prelijevaju krunu brane*. Zato se na kruni gradi valobran, a dio površine uzvodne kosine koji može biti ugrožen udarima valova (u rasponu od minimalnog radnog nivoa, Z_{min} , do krune brane), mora se zaštititi (npr. betonskim pločama ili krupnom kamenom naslagom).



Slika 7.6 Hidrostatički tlak na zastor nasute brane

4) **Seizmičke** inercijske sile su opasne kao dodatni poticaj za pojavu klizanja kosina i temelja.

5) Nema statičke sile od **leda** jer je brana dovoljno deformabilna da amortizira opterećenje od širenja leda, a budući da se sante kreću prema preljevnjoj građevini (koja je uvijek posebna betonska konstrukcija), izostaje i dinamički utjecaj leda na tijelo nasipa brane. Led jedino može nepovoljno djelovati na zaštitnu oblogu kosine.

6) **Težina** doprinosi stabilnosti brane, tako što stvara *silu trenja* i time se odupire klizanju – smicanju. Prisustvo vode u tijelu brane smanjuje efektivnu težinu, pa je korisno *što više spustiti nivo vode u tijelu brane* – što više oboriti položaj *procjedne linije*.

VII.4 PROCJEĐIVANJE KROZ BRANU I PROCJEDNA LINIJA

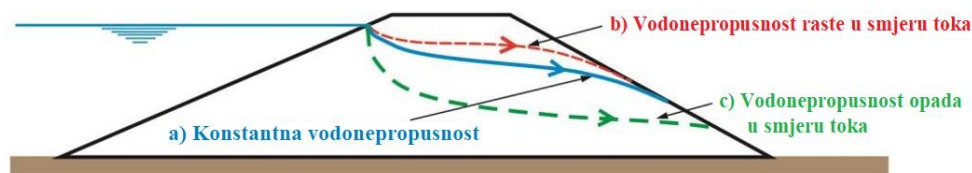
Procjedna linija (filtracijska linija, freatička linija) predstavlja liniju slobodne površine vode u nasipu (tijelu brane). Poznavanje položaja procjedne linije omogućava da se:

- 1) Utvrdi efektivna težina svih dijelova tijela brane.
- 2) Odredi optimalno mjesto za drenažu i filtre.
- 3) Procijeni protok procjedne vode (filtracijski protok), i sl.

Položaj procjedne linije dobiva se rješavanjem jednadžbi filtracije, koje se u proizvoljnom slučaju, ne mogu analitički riješiti. Za poznate parametre tla i granične uvjete, rješenje se može dobiti numeričkim modelom ili električnom analogijom (Pinder 1977). Za početne faze projektiranja se koriste približni postupci, gdje se, uz određena uprosječivanja, primjenjuju modificirana analitička rješenja jednostavnih problema.

Modifikacije analitičkih rješenja često omogućavaju da se uračuna i utjecaj *anizotropije* i *nehomogenosti* (*heterogenosti*) dijelova – zona brane i temelja.

Heterogenost nasipa određuje položaj procjedne linije (slika 7.7) isto kao što heterogenost temelja određuje položaj pijezometarske linije ispod temelja betonske gravitacijske brane (slika 5.14). Slučaj homogene i izotropne brane na vodonepropusnom temelju prikazan je procjednom linijom “a” na slici 7.7.



Slika 7.7 Utjecaj heterogenosti materijala na položaj procjedne linije u nasipu

Ako vodonepropusnost materijala *raste u smjeru toka*, procjedna linija će biti *viša* nego kod homogene brane, jer se najveći dio energije gubi na nizvodnom dijelu brane, gdje je najveća brzina, odnosno najmanja površina pora kroz koje voda provire (linija “b”). Ako vodonepropusnost *opada u smjeru toka*, procjedna linija je *niža*, jer su gubici energije dominantnina uzvodnom dijelu nasipa, gdje su brzine veće (linija “c”).

U nastavku su opisane dvije jednostavne metode za određivanje položaja procjedne linije: “Casagrandeov postupak” i “Linearna aproksimacija” (Maksimović 1995, Smith 1995, Boreli 1980 i Pećinar 1960).

VII.4.1 Casagrandeov postupak za određivanje procjedne linije na osnovu Kozenyjevog rješenja

Casagrandeov postupak zasniva se na Kozenyjevom analitičkom rješenju, s procjednom linijom u vidu kvadratne parabole (osim najuzvodnijeg dijela gdje je krivulja prilagođena graničnom uvjetu).

Kozenyjevo analitičko rješenje

Na slici 7.8 prikazano je Kozenyjevo analitičko rješenje položaja procjedne linije za homogenu branu (branu od homogenog materijala) temeljenu na vodonepropusnom temelju s horizontalnim drenom (drenažnim tepihom) na nizvodnom kraju.

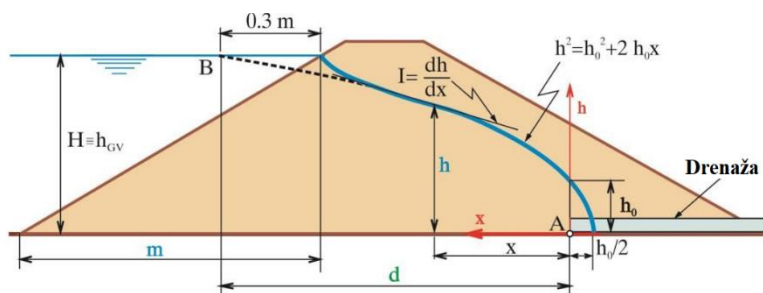
Pretpostavlja se ravninski zadatak pa je strujanje istovjetno u svakoj poprečnoj ravnini okomitoj na os brane. Procjedna linija određena je preko koordinata, x i h (slika 7.8), gdje je x = horizontalna udaljenost, mjerena od uzvodnog ruba drena u smjeru prema uzvodnoj kosini brane, a h = visina procjedne linije (formalno, pijezometarska razlika točke na procjednoj liniji i nivoa u drenu nizvodno od procjedne linije).

Kozeny je pokazao (Kapor 2011, Batinić 1994, Boreli 1980) da je linija procjeđivanja *kvadratna parabola* sa žarištem u točki “A” na uzvodnom rubu drena:

$$(7.8): \quad x = \frac{h^2 - h_0^2}{2h_0}$$

Parabola siječe liniju slobodne površine vode u točki “B”, udaljenoj 0.3·m od presjeka slobodne površine s uzvodnom kosinom brane (slika 7.8). Zamjenom, $x = d$, i $h = H$, za točku presjeka parabole i nivoa u jezeru, dobiva se:

$$(7.9): \quad h_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$$



Slika 7.8 Kozenyjevo analitičko rješenje

Od jednadžbe parabole (jednadžba 7.8) odstupa jedino najuzvodniji dio procjedne linije. Na osnovu jednadžbe (7.8) može se procijeniti protok procjedne vode (filtracijski protok) po metru dužnom nasipa, q . Prema Darcyjevoj jednadžbi (i uz prihvaćanje Dupitove pretpostavke) je:

$$(7.10): \quad q = hKI = Kh \frac{dh}{dx}$$

a iz jednadžbe parabole (7.8) je:

$$(7.11): \quad h = \sqrt{2xh_0 + h_0^2}, \text{ što diferenciranjem po } x \text{ daje}$$

$$(7.12): \quad \frac{dh}{dx} = \frac{h_0}{\sqrt{2xh_0 + h_0^2}} = \frac{h_0}{h}, \text{ pa je protok jednak:}$$

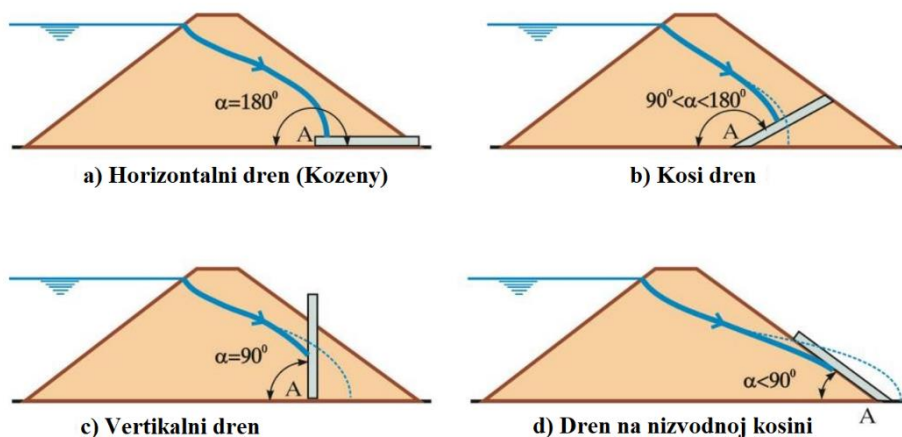
$$(7.13): \quad q = Kh_0 = K(\sqrt{H^2 + d^2} - d).$$

Sa slike 7.8 je očigledno da se procjedna linija spušta (“obara”) pomjeranjem drenaže uzvodno. Ovim se povećava stabilnost brane protiv klizanja, jer je povećan nepotopljen dio nasipa (koji nije olakšan pornim tlakom). Međutim, jednadžba 7.13 pokazuje da se istovremeno povećava i procjedni (filtracijski) protok, proporcionalno povećanju gradijenta dh/dx , odnosno povećanju visine h_0 , koja raste s pomjeranjem drenaže uzvodno (ako $d \rightarrow 0$, onda $h_0 \rightarrow H$, ako $d \rightarrow \infty$, onda $h_0 \rightarrow 0$). (Da bi se smanjio protok procjedne vode, drenažu treba pomjeriti nizvodno.)

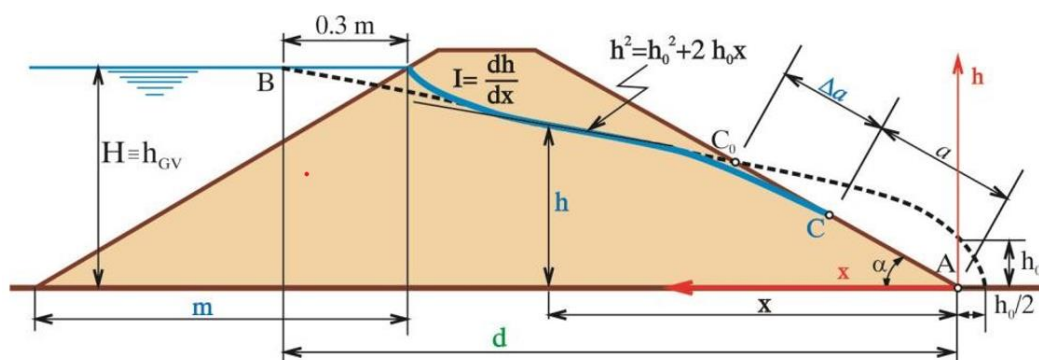
* * *

Casagrande je proširio Kozenyjevo rješenje za proračun procjedne linije (s horizontalnim drenom) na slučajeve s “proizvoljnim” položajem drena. Dren se rotira oko točke “A” za kut α (slika 7.9).

Slučaj d) na slici 7.9 (i 7.10), gdje je fiktivna drenaža na nizvodnoj kosini, predstavlja *procjeđivanje kroz nasip bez drena*. Na slici 7.10 uočava se razlika u odnosu na Kozenyjevo rješenje. Točka “C”, gdje procjedna linija izlazi na nizvodnu kosinu nasipa spuštenu je u odnosu na točku “C₀”, u kojoj Kozenyjeva parabola (jednadžba 7.8) siječe nizvodnu kosinu.



Slika 7.9 Mogući položaji drena kod Casagrandeovog postupka



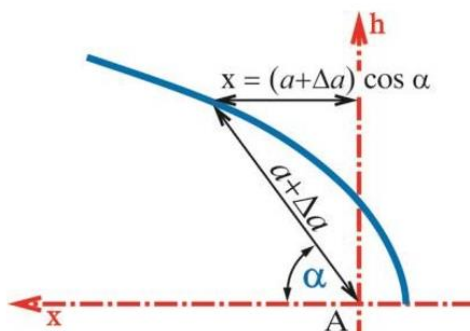
Slika 7.10 Procjedna linija za nasip bez drena

Položaj točke C_0 (slika 7.10) se određuje iz presjeka jednačbe Kozenyjeve parabole i pravca koji prolazi kroz koordinatni početak "A" pod kutom α (slika 7.11):

$$(7.14): \quad a + \Delta a = \sqrt{x^2 + h^2} = \sqrt{x^2 + h_0^2 + 2h_0x} = x + h_0 = (a + \Delta a)\cos\alpha + h_0,$$

odakle je:

$$(7.15): \quad a + \Delta a = h_0 / (1 - \cos\alpha)$$



Slika 7.11 Jednačba parabole u polarnim koordinatama

Položaj točke "C", odnosno udaljenosti, $a = \overline{AC}$, zavisi od kuta α i dobiva se preko iskustvenog dijagrama iz tablice 7.2 (Creager 1961) ili se aproksimira formulom (Linsley et al., 1979):

Tablica 7.2 Zavisnost odnosa $\Delta a/(a + \Delta a)$ od kuta α

α	30	60	90	120	180	$\Delta a/(a + \Delta a) = (180 - \alpha) / 400$, gdje je kut α u stupnjevima.
$\Delta a/(a + \Delta a)$	0.36	0.32	0.25	0.17	0	

Za procjedni protok vrijedi ista formula (7.13) kao i kod Kozenyjevog rješenja:

$$q = Kh_0 = K(\sqrt{H^2 + d^2} - d).$$

Opisani postupak je primjenljiv samo ako su temelji vodonepropusni. U protivnom se mora uključiti i protok kroz temelj. (O filtraciji kroz temelje govorit će se u dijelu VII.5.)

Anizotropna sredina $K_x \neq K_y$

Do sada je razmatrana izotropna sredina. Međutim, obično je vodopropusnost (koeficijent filtracije, K) značajno veća u horizontalnom (K_x) nego u vertikalnom pravcu (K_y), bilo da se radi o nasipu tijela brane, koji se nabija u slojevima ili o prirodno deponiranim materijalima u temelju. Zato je potrebno prethodno opisani postupak prilagoditi uvjetima anizotropne filtracije.

Za proračun procjedne linije u uvjetima anizotropne vodopropusnosti primjenjuje se transformacija dužina u horizontalnom pravcu, čime se *strujanje u anizotropnoj sredini preslikava (transformira) u strujanje u izotropnoj sredini*, na koje se mogu primijeniti prethodno pokazana rješenja. Dalje će se naznačiti priroda ovakve transformacije.

Problem je ravninski. Jednadžba održanja mase za elementarni volumen jedinične dužine ($dV = dx \times dy \times 1$), pri ustaljenoj filtraciji prema Darcyjevim pretpostavkama, a pri orijentaciji osi i brzina kao na slici 7.12, glasi (Kapor 2011):

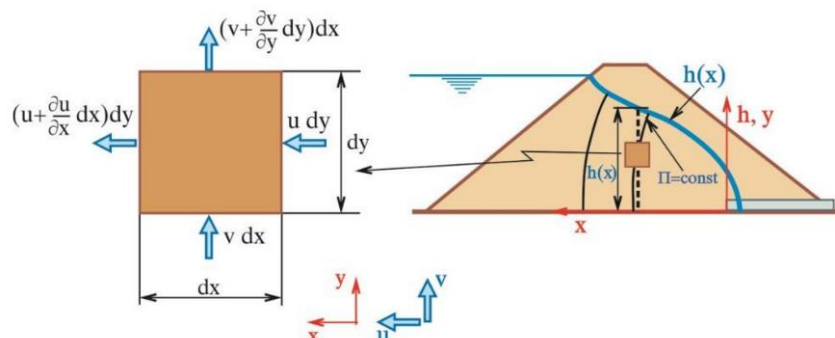
$$(7.16): \quad \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0,$$

gdje su: u i v komponente “Darcyjeve” filtracijske brzine za pravce “ x ” i “ y ”:

$$(7.17): \quad u = K_x \frac{\partial \Pi}{\partial x},$$

$$(7.18): \quad v = K_y \frac{\partial \Pi}{\partial y},$$

gdje je: Π = pijezometarska visina – “potencijal” procjeđivanja (Slika 7.1).



Slika 7.12 Jednadžba održanja mase za ravninski problem

Uvođenjem potencijala preko Darcyjevih brzina, u , i v , (jednadžbe 7.17 i 7.18) u jednadžbu održanja mase (7.16) dobiva se:

$$(7.19): \quad \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial \Pi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial \Pi}{\partial y} \right) = 0 ,$$

što za homogenu sredinu ($K_x = \text{const.}$ i $K_y = \text{const.}$) daje:

$$(7.20): \quad K_x \frac{\partial^2 \Pi}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 \Pi}{\partial y^2} = 0.$$

Ako je sredina izotropna ($K_x = K_y$), dobiva se Laplaceova jednadžba po pijezometarskoj visini, Π :

$$(7.21): \quad \frac{\partial^2 \Pi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Pi}{\partial y^2} = 0, \text{ za koju vrijedi Kozenyjevo rješenje.}$$

Za *anizotropnu* sredinu jednadžba (7.20) može se prepisati kao:

$$(7.22): \quad \frac{\partial^2 \Pi}{\frac{K_y}{K_x} \partial x^2} + \frac{\partial^2 \Pi}{\partial y^2} = 0, \text{ odnosno:}$$

$$(7.21a): \quad \frac{\partial^2 \Pi}{\partial x_*^2} + \frac{\partial^2 \Pi}{\partial y^2} = 0$$

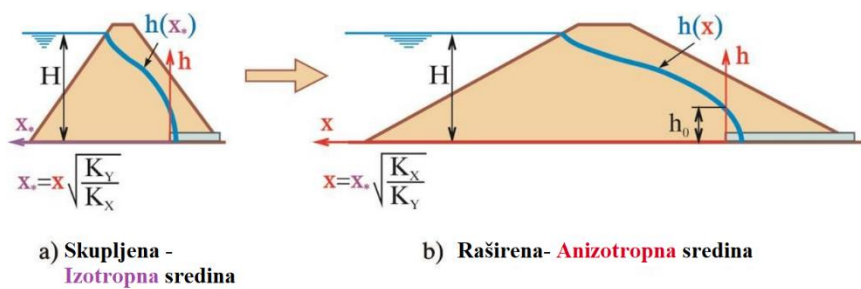
što predstavlja jednadžbu za *izotropnu* sredinu (jednadžba 7.21), samo s *novom nezavisno promjenjivom varijablom* (s novom dužinom) u horizontalnom pravcu, $x_* = x \sqrt{\frac{K_y}{K_x}}$, umjesto prvobitne promjenjive varijable x (Slika 7.13).

Linija procjeđivanja $h(x_*) = h \left(x \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} \right)$ računa se po već opisanom Kozenyjevom rješenju:

$$(7.23): \quad h = \sqrt{2x_* h_0 + h_0^2} = \sqrt{2x \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} h_0 + h_0^2},$$

s tim što je:

$$(7.23a): \quad h_0 = \sqrt{\frac{K_y}{K_x} d^2 + H^2} - \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} d.$$



Slika 7.13 Transformacija x -koordinate

Filtracijski protok, q , procjenjuje se kao i u prethodnoj analizi:

$$(7.10a) \quad q = hK_x I = K_x h \frac{dh}{dx}$$

gdje se izvod dh/dx računa iz transformirane Kozenyjeve parabole (jednadžba 7.23):

$$(7.24): \quad \frac{dh}{dx} = \frac{\sqrt{K_y}}{\sqrt{K_x}} \frac{h_0}{\sqrt{2x\sqrt{\frac{K_y}{K_x}}h_0 + h_0^2}}, \text{ pa je protok jednak:}$$

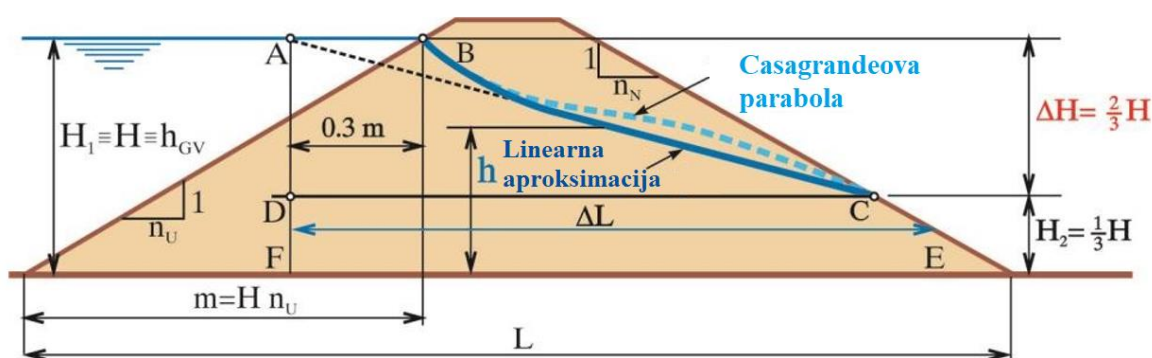
$$(7.25): \quad q = K_x \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} h_0 = \sqrt{K_y K_x} h_0 = K' h_0,$$

gdje je $K' = \sqrt{K_y K_x}$.

VII.4.2 Linearna aproksimacija

Ponekad se procjedna linija kroz nasip bez drena aproksimira pravcem umjesto parabolom. Greška koja se pri tome čini obično nije značajna pa je u dosta slučajeva sasvim opravdano koristiti ovu pretpostavku, pogotovo u početnim fazama projektiranja (Creager i dr. 1961).

Razmatra se filtracija kroz homogenu izotropnu nasutu branu na vodonepropusnoj podlozi (slika 7.14). Treba procijeniti *položaj procjedne linije* i *filtracijski protok* (po metru dužnom brane).



Slika 7.14 Linearna aproksimacija procjedne linije

Iskustvo s velikog broja objekata pokazuje:

- 1) Da procjedna linija siječe nizvodnu kosinu (u točki C) na udaljenosti $H/3$ od temelja.
- 2) Da se procjedna linija (većim dijelom dužine) može aproksimirati pravcem koji spaja točku C na nizvodnoj kosini s točkom A, na udaljenosti od 0.3 m od točke presjeka nivoa gornje vode i uzvodne kosine brane (slika 7.14).

Protok, q , se određuje iz Darcyjeve jednadžbe:

$$(7.10b): \quad q = hKI = Kh \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Sa slike 7.14 je očigledno da pijeziometarska razlika iznosi $\Delta H = 2/3 H$. Visina protočnog presjeka, h (površina po jedinici širine) se uzima kao srednja visina procjedne linije:

$h = \frac{H_1 + H_2}{2} = \frac{1}{2} \left(H + \frac{H}{3} \right) = \frac{2}{3} H$, a dužina procjeđivanja, ΔL , kao središnja linija trapeza DCEF (Creager 1961):

$$(7.26): \quad \Delta L = L - \left(0.7n_U + \frac{n_N}{6} \right) H.$$

Izraz za protok sada postaje:

$$(7.27): \quad q = K \frac{2}{3} H \frac{\frac{2}{3} H}{\Delta L} = K \frac{4}{9} \frac{H^2}{\Delta L}.$$

Ako su u *anizotropnoj sredini* s koeficijentima filtracije K_X u horizontalnom i K_Y u vertikalnom pravcu jednako značajne obje komponente procjedne brzine (u i v), za koeficijent K u jednadžbi (7.27) predlaže se, slično kao i kod izraza (7.25):

$$(7.28): \quad K = \sqrt{K_y K_x},$$

Premda je u tom slučaju pouzdanije primijeniti Casagrandeovu metodu (s paraboličnom procjednom linijom).

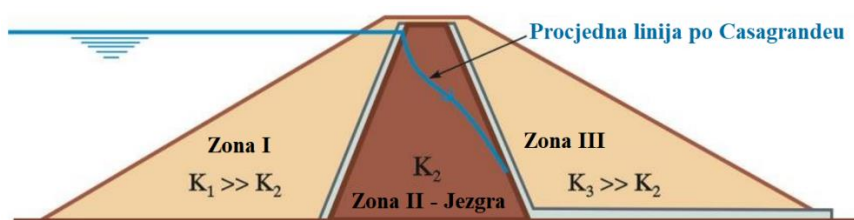
Napominje se da je ovakvo osrednjavanje nepotrebno (čak i pogrešno) ako je dominantan pravac strujanja horizontalan. Tada je mnogo bolja procjena $K \approx K_X$.

VII.4.3 Procjeđivanje kroz branu sa složenim – zoniranim presjekom

Velika razlika u vodopropusnosti zona

Brane i nasipi viši od 15 m najčešće se *ne* grade kao homogeni objekti (od jedne vrste materijala), već se materijal u nasipu **zonira** na pogodan način (dio VII.9). Obično se vodonepropustan materijal koristi kao brtvena pregrada – **jezggra** za smanjenje procjeđivanja, a oko njega se nasipa krupnozrniji materijal – **potpora** (s većim kutom unutarnjeg trenja), koji je znatno stabilniji na klizanje od materijala u jezgri, ali i znatno manje vodonepropustan.

Na Slici 7.15 prikazana je filtracija kroz branu s glinenom jezgrom. Protok kroz branu diktira usko grlo ("kontrolni presjek"), a to je najvodonepropusnija zona (zona s najmanjim koeficijentom filtracije), odnosno jezgra (zona II). Tu su otpori tečenju veliki pa se s raspoloživom denivelacijom može propustiti relativno mali protok, što i jest uloga jezgre. Tako mali protok, prema jednadžbi kontinuiteta, teče i kroz vodopropusne zone I i III uzvodno i nizvodno od jezgre, gdje stvara male gubitke energije (potencijala) zbog velikog koeficijenta filtracije. Zato je procjedna linija u zoni I horizontalna, dok zona III praktično predstavlja dren kojim procjedna voda otječe izvan brane (naravno, nekad je potrebno nizvodnu nožicu zaštititi od sufozije odgovarajućom zaštitom – filter i kameni nabačaj ili kamena stopa, slike 7.27 i 7.29).



Slika 7.15 Linija procjeđivanja kroz branu sa glinenim jezgrom

Položaj procjedne linije i procjedni protok kroz jezgru (zonu II) može se procijeniti istim postupkom kao za slučaj homogene brane (bilo po Casagrandeovoj metodi, bilo po linearnoj aproksimaciji), premda postoje i složeniji postupci (Nonveiller 1983). Najpouzdaniju procjenu pruža odgovarajući numerički model, naravno, uz pouzdane podatke o geometriji brane i filtracijskim osobinama materijala (što je obično dostupno tek u završnim fazama projekta).

Mala razlika u vodopropusnosti zona

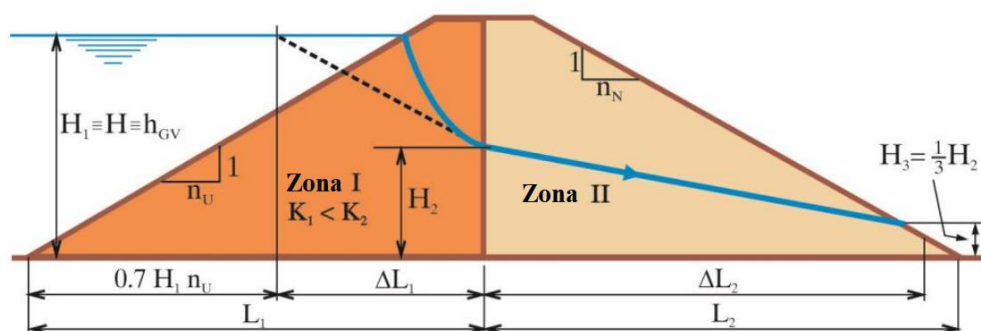
Ako je vodopropusnost zona u brani istog reda veličine, onda se protok i položaj procjedne linije ne mogu odrediti samo na osnovu tečenja kroz jednu zonu ("kontrolni presjek"), kao u prethodnom slučaju. Kao i kod tečenja u cijevima ili kanalima, moraju se obračunati gubici energije (pada) duž cijelog područja tečenja (filtracije), vodeći računa da je, prema jednadžbi kontinuiteta, protok isti u svakoj zoni.

Na slici 7.16 prikazana je brana s dvije zone, gdje je uzvodna zona vodonepropusnija od nizvodne ($K_1 < K_2$). Prema linearnoj aproksimaciji, Darcyjeva jednadžba za zonu I glasi:

$$(7.29): \quad q = K_1 \frac{H_1 + H_2}{2} \frac{H_1 - H_2}{\Delta L_1} = \frac{K_1}{2} \frac{H_1^2 - H_2^2}{\Delta L_1},$$

a za zonu II:

$$(7.30): \quad q = K_2 \frac{H_2 + H_3}{2} \frac{H_2 - H_3}{\Delta L_2} = \frac{K_2}{2} \frac{H_2^2 - H_3^2}{\Delta L_2}.$$



Slika 7.16 Filtracija kroz susjedne slojeve različite vodonepropusnosti

Ako se, prema linearnoj aproksimaciji, pretpostavi da je:

$$(7.31): \quad H_3 = \frac{H_2}{3}, \quad \Delta L_1 = L_1 - 0.7 n_U H_1, \quad \text{i} \\ \Delta L_2 = L_2 - \frac{1}{2} n_N H_3 = L_2 - \frac{n_N}{6} H_2,$$

i izjednače protoci u jednadžbama (7.29) i (7.30) dobiva se:

$$(7.32): \quad \frac{K_1}{2} \frac{H_1^2 - H_2^2}{\Delta L_1} = \frac{4K_2}{9} \frac{H_2^2}{L_2 - \frac{n_N}{6} H_2}.$$

Jednadžba (7.32) je nelinearna algebarska jednadžba po H_2 i može se lako riješiti postepenim približavanjem (iteracijama). Međutim, s obzirom na sva gore navedena uprosječenja, nedosljedno je zahtijevati veliku preciznost u određivanju dužine ΔL_2 . Može se pretpostaviti da je $\Delta L_2 \approx L_2$, pa se H_2 dobiva eksplicitno:

$$(7.33): \quad H_2 = \frac{H_1}{\sqrt{1 + \frac{8K_2 \Delta L_1}{9K_1 L_2}}}.$$

VII.5 PROCJEĐIVANJE U TEMELJIMA

Nasute brane se često temelje na vodopropusnom tlu (aluviju – riječnom nanosu) pa je potrebno procijeniti *protok procjeđivanja* kroz temelj i *gradijente* (gradijente pijezometarske linije) na mjestu gdje voda napušta tlo (ili se izmjenjuju slojevi različite krupnoće). Isto vrijedi i za temelje betonskih objekata, temeljenih na aluviju, gdje još treba odrediti i *silu uzgona*.

Za složenije slučajeve (izrazita heterogenost, nepravilne konture) koriste se numerički modeli ili elektro analogija. Ipak, dosta praktičnih zadataka može se uspješno aproksimirati modificiranim analitičkim rješenjima (bez primjene numeričkih metoda), prije svega u početnim fazama projektiranja. Kroz nekoliko primjera će se pokazati kako se dolazi do približnog rješenja kod jednostavnih problema procjeđivanja u temeljima. Cilj je da se objasne ideje na kojima se zasnivaju aproksimacije i rješenja, a ne da se daju recepti. Za detaljniju analizu čitatelj se upućuje na odgovarajuću literaturu (Kapor 2011, Petrović 1997, Batinić 1994, Vuković 1984, Nonveiller 1983, Boreli 1980, Bear 1977 i 1979, Reznicek 1978, SSSR 1955, Creager 1961). Treba imati na umu, da je gotovo svaki hidrotehnički objekt specifičan, pa *nije preporučljivo nekritički preslikavati rješenja s, po nečemu, “sličnih” objekata*.

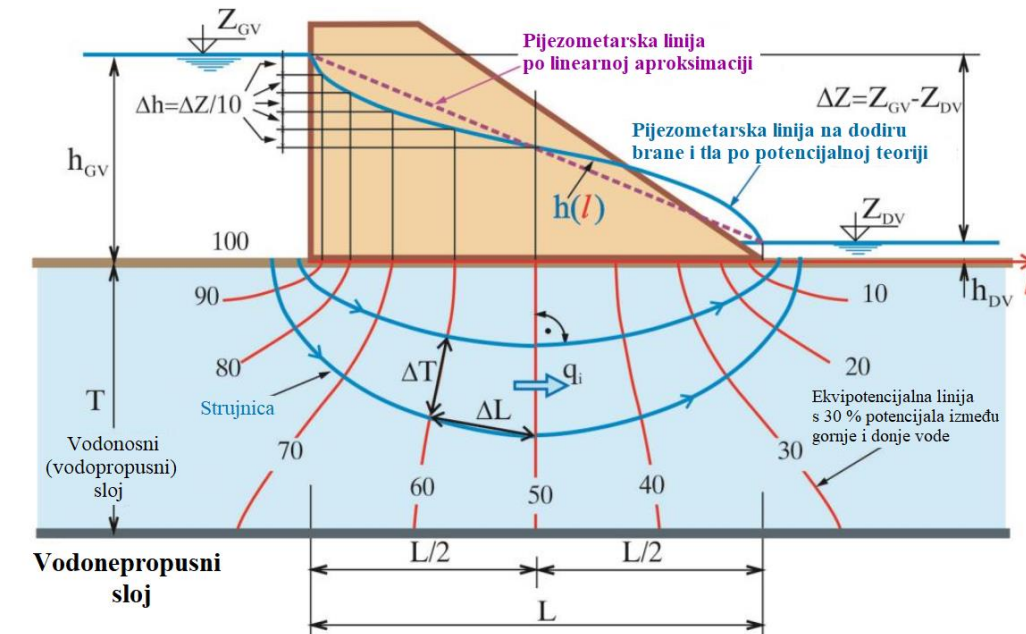
VII.5.1 Procjeđivanje ispod betonske brane u homogenom ne stjenovitom tlu ograničene debljine

Horizontalna temeljna ploča bez priboja

Prvo će se promatrati procjeđivanje u temelju betonske konstrukcije (npr. gravitacijske betonske brane ili ploče zagata), s obzirom na to da nema filtracije kroz samu konstrukciju, pa su granice procjedne sredine jasno određene. Pretpostavlja se da je tlo izotropno $K_X = K_Y$, i da je temeljna ploča horizontalna, bez “zuba” i priboja. Na ovakvo strujanje može se lako primijeniti *potencijalna teorija* (Kapor 2011, Batinić 1994, Boreli 1980, Bear 1979) i formirati strujna mreža međusobno okomitih strujnica i ekvipotencijalnih linija (slika 7.17). Strujnica je linija koja u svakoj svojoj točki ima tangentu u pravcu brzine strujanja. Ako je strujanje ustaljeno, strujnica se poklapa s putanjom (trajektorijom), tako da se voda kreće duž strujnice. Ekvipotencijalne linije su linije istih pijezometarskih nivoa (linije istih potencijala). Strujnice su okomite na ekvipotencijalne linije, jer se strujanje odvija u pravcu gradijenta – u pravcu najvećeg nagiba („pada“) ekvipotencijalne (u ovom slučaju, pijezometarske) linije. (Najveći pad između dvije ekvipotencijalne linije je duž njihove najkraće udaljenosti, a udaljenost je najkraća po normali, slika 7.17).

Ako se izabere da udaljenost između dvije susjedne ekvipotencijalne linije, ΔL , bude jednako udaljenosti dvije susjedne strujnice, ΔT (Slika 7.17), dobiva se kvadratna strujna mreža, s koje se lako određuju tlakovi na temeljnu ploču (odakle se dobiva sila uzgona), gradijenti tlaka (za procjenu filtracijske stabilnosti), a može se brzo procijeniti i filtracijski protok, kao:

$$(7.34): \quad q = \sum_{i=1}^{i=N} q_i .$$



Slika 7.17 Filtracija ispod temelja betonske brane

Indeks, N , označava broj “strujnih kanala” (protočnih površina između dvije strujnice), a q_i je protok (po jedinici dužine) između dvije strujnice:

$$(7.35): \quad q_i = K \frac{\Delta h}{\Delta L} \Delta T = K \Delta h,$$

gdje je: $\Delta h = \Delta Z / M$ = pijezometarska razlika dvije susjedne ekvipotencijalne linije, dok je $M + 1$ broj ekvipotencijalnih linija ($M = 10$, u slučaju sa Slike 7.17). Prema jednadžbi 7.34 ukupni filtracijski protok kroz temelj je:

$$(7.36): \quad q = NK \Delta h = \frac{N}{M} K \Delta Z.$$

Strujanje nije uvijek jednostavno kao na slici 7.17. Sredina je često heterogena i anizotropna, a konture složene pa konstrukcija strujne mreže postaje, u najboljem slučaju, složen posao.

Izvjescno uprosječivanje se ponekad može postići *linearizacijom pijezometarske linije* duž kontakta brane i temelja (kao kod brana temeljenih u stjenovitoj sredini – vidjeti V.1.2). Ovim se mnogo ne utječe na točnost procjene *uzgona*, ali se značajno podcjenjuje *izlazni gradijent* (usporediti linearnu i “potencijalnu” pijezometarsku liniju na Slici 7.17), što svakako treba nadoknaditi odgovarajućim koeficijentom sigurnosti pri provjeri filtracijske stabilnosti temelja (na sufoziju i fluidizaciju).

Filtracijski protok za linearnu aproksimaciju se računa kao:

$$(7.37): \quad q \approx KT \frac{\Delta Z}{L}.$$

Ovako se dobiva nešto veća vrijednost protoka nego primjenom potencijalne teorije (jednadžba 7.36), jer je “potencijalni” gradijent $(-dh/dl)_{50}$ na sredini temeljne ploče (gdje je protočni presjek, T , isti za obje metode), manji od prosječnog gradijenta, $\Delta Z/L$ (usporediti nagib točkaste i pune pijezometarske linije na slici 7.17).

Horizontalna temeljna ploča s pribojem

Radi smanjenja *uzgona*, *filtracijskog protoka* i *izlaznog gradijenta*, ponekad se u temelj pobijaju vertikalni zastori – **priboji** – kojima se produžava filtracijski put vode (slika 7.18). Filtracijska dužina, L , može se računati kao zbroj svih dodirnih “površina” (dužina) između objekta i tla:

$$(7.38): \quad L_{(o)} = 2p + L_{BR},$$

gdje je: p = dubina priboja (zastora), a $L_{BR} \equiv B$ = širina temelja.

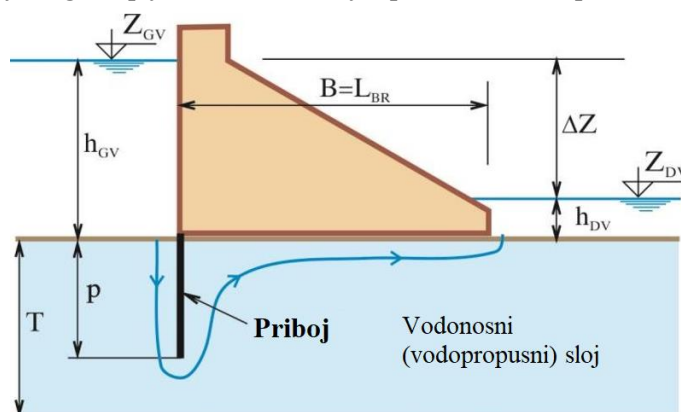
Uzimajući u obzir *anizotropnost koeficijenta filtracije* ($K_X \gg K_Y$) i mogućnost *lokalnih slijeganja duž horizontalnog dijela temeljne spojnice*, predloženo je od strane američkog inženjera E. W. Lanea (Smith 1995) da se dužina filtracije u temeljima umanjuje (reducira) u odnosu na jednadžbu (7.38), i računa kao zbroj:

- 1) *Punih (nereduciranih) dužina* po svim *vertikalnim kontaktima* objekta i temelja, i po svim *kosim kontaktima s nagibom strmijim od 45°*.
- 2) *Dužina reduciranih na jednu trećinu stvarne dužine* za *horizontalne kontakte* i za *kose kontakte s nagibom blažim od 45°*¹.

Ovako dobivena suma dužina (punih i reduciranih) uspoređuje se s dvostrukom širinom temelja, $2 \times L_{BR}$, (ili dvostrukom udaljenosti između nizvodnog i uzvodnog priboja, ako postoji nizvodni priboj), pa se za filtracijsku dužinu, $L_{(L)}$, usvaja manja od te dvije vrijednosti. U praksi se ponekad primjenjuju i druge približne metode, npr. metoda Čugajeva (Petrović, 1992).

a) Za *proračun gradijenta procjeđivanja* (s ciljem da se procijeni opasnost od sufozije i fluidizacije tla na kontaktu brane i temelja, kao i neposredno nizvodno od brane), treba koristiti Laneovu reduciranu dužinu procjeđivanja $L_{(L)}$, jer je kraća pa daje veći gradijent. (Lane je na osnovu promatranja velikog broja brana, napravio tablicu dozvoljenog izlaznog gradijenta, zavisno od vrste materijala u temelju – Tablica 7.1).

b) Za *proračun uzgona* treba koristiti “običnu” dužinu procjeđivanja, određenu jednadžbom 7.38, s *nereduciranim* horizontalnim dužinama, jer se tako dobiva veći uzgon. (Ovaj postupak se ponegdje naziva “Blajova” metoda – Smith 1995.) *Uzgon* (za detalje vidjeti V.1.2) je vertikalna komponenta hidromehaničke sile koja djeluje na dodiru konstrukcije i sredine temelja (ili u pukotinama unutar same konstrukcije). Kod ravninskog zadatka uzgon se računa kao površina (volumen po jedinici dužine) između *linije dodira (kontakta) duž koje djeluje uzgon* i *pijezometarske linije*, pomnožena sa specifičnom težinom vode.

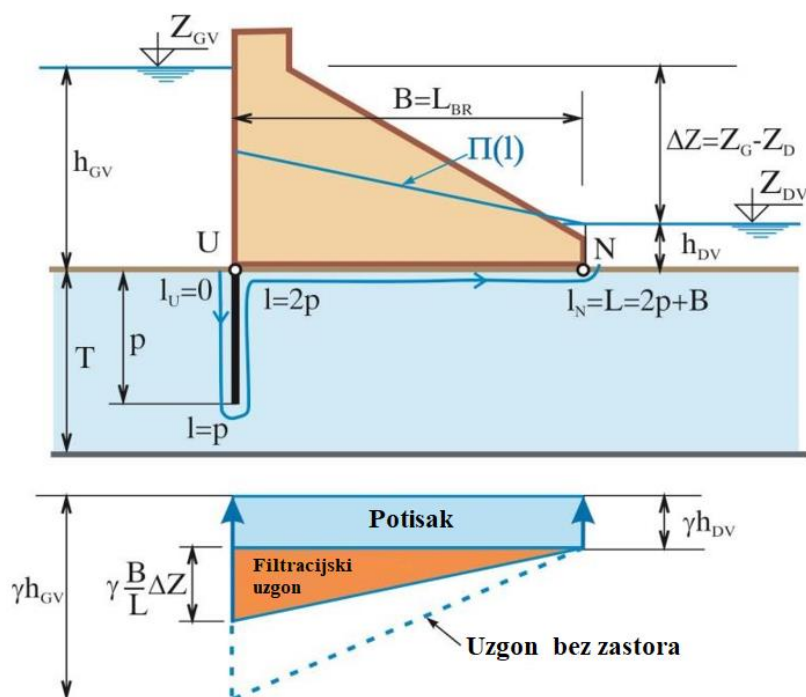


Slika 7.18 Filtracija za temelj s pribojem

¹ S istim načelom je razvijen postupak fiktivnih dužina (jednadžba 5.7a, Slika 5.10)

Položaj pijeziometarske linije, $\Pi(l)$, može se aproksimirati tako što se denivelacija gornje i donje vode, $\Delta Z = Z_{GV} - Z_{DV}$, linearno rasporedi duž linije dodira (kao u V.1.2). Ako se udaljenost duž linije dodira, mjereno od najuzvodnije točke “U”, označi s, l , (Slika 7.19), a ukupna dužina linije dodira (filtracijska dužina) $s, l_N = L$, linearnom interpolacijom se dobiva:

$$(7.39): \quad \Pi(l) = Z_{DV} + \frac{L-l}{L} \Delta Z.$$



Slika 7.19 Uzgon ispod brane s pribojem

Filtracijski protok u temelju, q , ne može se dobiti direktno iz Darcyjeve jednadžbe. Priboj se, hidraulički gledano, ponaša kao zatvarač na sredini cijevi – stvara gubitke energije, ali ne određuje kontrolni presjek (za razliku od zatvarača na slobodnom kraju cijevi, Creager 1961, IX.3).

U Tablici 7.3 dana je iskustvena zavisnost, bezdimenzionalnog filtracijskog protoka, $\varphi_q = q/q_0$ (q_0 je protok bez priboja), od odnosa dubine priboja i debljine vodonosnog sloja, p/T . Filtracijski protok, q , se odatle računa kao:

$$(7.40): \quad q = \varphi_q(p/T)q_0 = \varphi_q(p/T)KT \frac{\Delta Z}{L_{BR}}.$$

Tablica 7.3 Zavisnost bezdimenzionalnog filtracijskog protoka od odnosa dubine priboja i debljine vodonosnog sloja

p/T	1.00	0.95	0.85	0.80	0.60	0.20	0.00
φ_q	0.00	0.26	0.43	0.48	0.66	0.90	1.00

$$\varphi_q = \left(1 - \frac{p}{T}\right)^{0.45}$$

Za točnija razmatranja može se koristiti strujna mreža (mreža strujnica i ekvipotencijalnih linija), numerički model ili elektro analogija.

VII.5.2 Temelj iz dva sloja (“nivoa”) – pokrovni sloj i vodonosni sloj

Pored temeljenja nasutih brana, ovaj problem se javlja i kod nasipa za zaštitu od poplava (Rezniček 1978). Gornji, pokrovni sloj je male vodopropusnosti, a ispod njega je vodopropusni (vodonosni) sloj, obično znatno veće debljine (slika 7.20).

S obzirom na veliku razliku u vodopropusnosti slojeva, pretpostavlja se da je filtracijski protok u horizontalnom pravcu kroz vodonosni sloj, q_1 , znatno veći od horizontalnog protoka u pokrovnom sloju, $q_2 \ll q_1$, pa se ukupni protok može aproksimirati kao (slika 7.20):

$$(7.41): \quad q \approx q_1 = T_1 K_1 \frac{H-h}{L_1}.$$

Protok, q , mora izbiti na površinu na nizvodnoj strani nasipa i to kroz pokrovni sloj:

$$(7.41): \quad q = q_{2,y} = L_2 K_{2,y} \frac{\frac{1}{2}h}{T_2}.$$

U uvjetima ustaljene filtracije, dva protoka (jednadžbe 7.41 i 7.42) su jednaka:

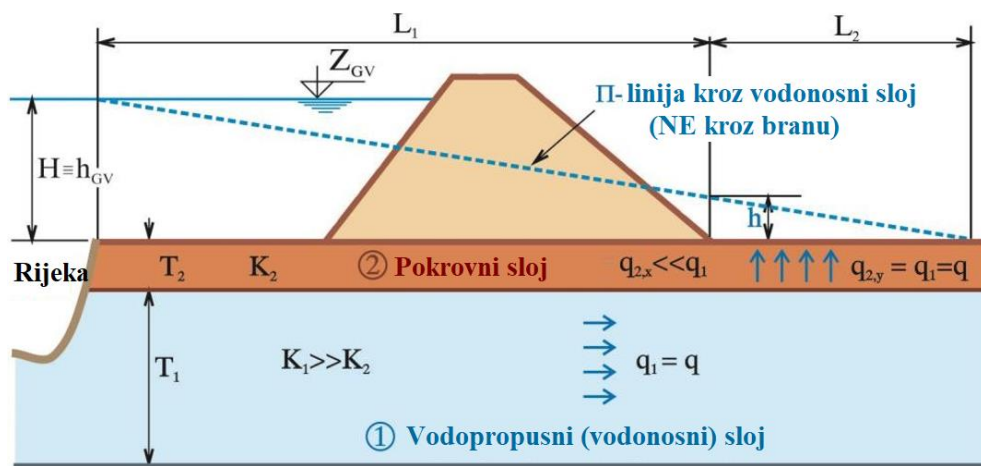
$$T_1 K_1 \frac{H-h}{L_1} = L_2 K_{2,y} \frac{\frac{1}{2}h}{T_2}.$$

Uvođenjem odnosa:

$$(7.42a): \quad \frac{h}{L_2} = \frac{H-h}{L_1}.$$

Eliminirajući se nepoznata dužina L_2 pa je:

$$(7.43): \quad h = \frac{H}{1 + L_1 \sqrt{\frac{K_{2,y}}{2K_1 T_1 T_2}}}.$$



Slika 7.20 Temelj iz dva sloja različite vodopropusnosti

Zamjenom u jednadžbi (7.41), ili jednadžbi (7.42), dobiva se protok procjeđivanja ispod nasipa, q , a maksimalni gradijent procjeđivanja kroz pokrovni sloj je:

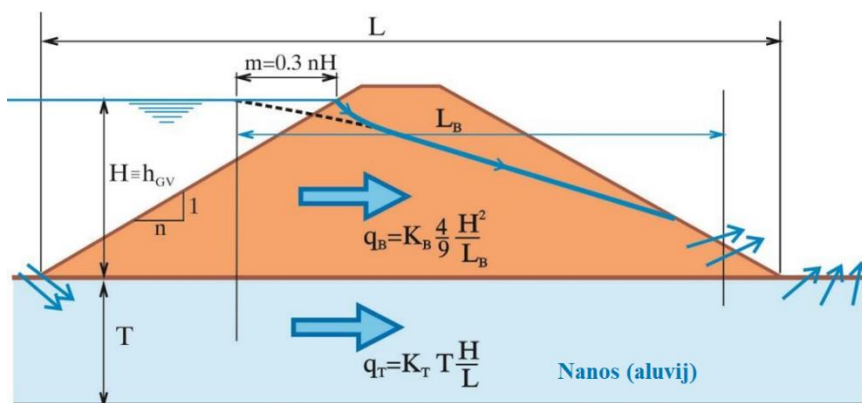
$$(7.44): \quad I = \frac{h}{T_2}.$$

Ova “ostvorena” vrijednost gradijenta treba biti manja od kritične (s odgovarajućim koeficijentom sigurnosti), kako ne bi došlo do podizanja pokrovnog sloja – “izdizanja na kontaktu”.

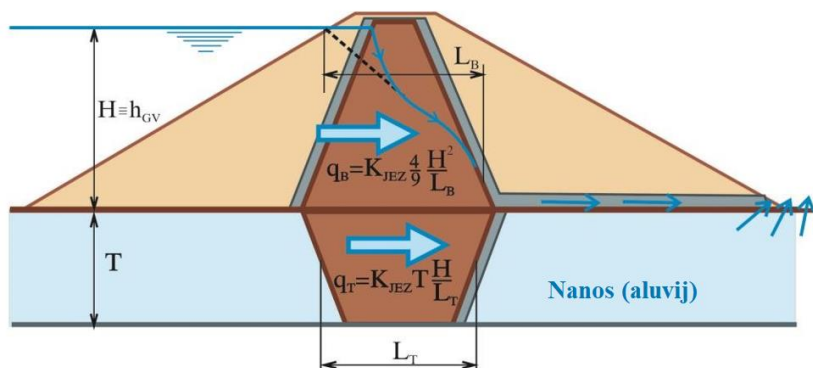
Treba primijetiti da se preko proporcije 7.42a pretpostavlja konstantan nagib pijeziometarske linije, što u razmatranom slučaju nije ispravno, s obzirom na to da protok u vodonosnom sloju opada duž toka, pa stoga nagib Π -linije postaje sve blaži. I ovdje se napominje, da je za pouzdanu procjenu izlaznog gradijenta i filtracijskog protoka (posebno kod filtracijski složenih sredina), potrebno primijeniti provjeren numerički model s pouzdanim geometrijskim i filtracijskim podacima.

VII.5.3 Nasute brane na vodopropusnom temelju

Za slučaj nasutih brana koje su temeljene na vodopropusnom temelju, prva – najgrublja aproksimacija je da se posebno procijeni procjeđivanje *kroz branu*, a posebno *kroz temelj* (slika 7.21 i 7.22). Bolja procjena dobit će se konstrukcijom strujne mreže, a postoje i drugi složeniji postupci za približni proračun filtracije kroz tijelo i temelj brane (Nonveiller 1983, Sherard 1963). Najpouzdaniju procjenu omogućava *numerički model* ili *elektro analogija*.



Slika 7.21 Procjeđivanje kroz temelj homogene nasute brane



Slika 7.22 Procjeđivanje kroz temelj nasute brane s glinenom jezgrom

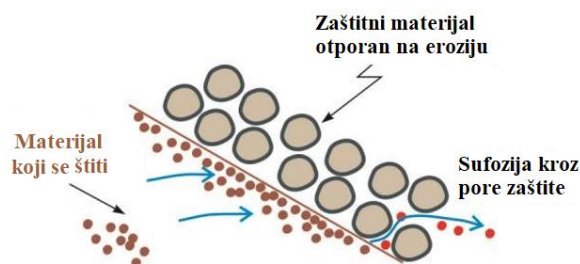
VII.6 ZAŠTITA OD UNUTARNJE EROZIJE

Procjeđivanje kroz tijelo (nasip) i temelj konstrukcije se ne može u potpunosti izbjeći ekonomski opravdanim postupcima, ali se može smanjiti i kontrolirati odgovarajućim mjerama, čime se značajno umanjuje opasnost od unutarnje erozije tijela brane i/ili temelja.

VII.6.1 Zaštita tijela brane

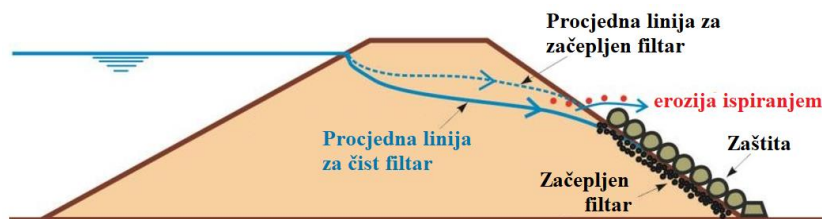
Kao što je rečeno u dijelu VII.2.1, sufozija (ispiranje) nastaje:

- 1) Kada se čestice *na mjestu procjeđivanja* vode iz nasipa ne mogu svojom težinom oduprijeti hidrodinamičkoj sili procjedne vode. Ugrožene čestice potrebno je zaštititi – prekriti krupnijim (težim) česticama, koje neće biti odnijete (takozvanom, *balastnom oblogom*).
- 2) Kada voda odnese (ispere) sitnije čestice kroz otvore (pore) između krupnih čestica (obično na granici između dvije zone različite krupnoće – npr. između glinene jezgre i uzvodne ili nizvodne potpore na Slici 7.40).



Slika 7.23 Ispiranje materijala koji se štiti kroz zaštitni materijal

Prvi slučaj može “prerasti” u drugi ako su pore zaštitnog materijala, balastne obloge, veće od čestica materijala koji se štiti (slika 7.23). Zato je neophodno između zona različite krupnoće (kao i između štićenog – sitnijeg materijala i obloge) postaviti *filtrarski sloj* koji će *spriječiti ispiranje štićenog materijala*. Ujedno, neophodno je *onemogućiti zagušenje* samog filtra. Zagušeni filter ne može propustiti predviđeni protok procjedne vode, što izaziva podizanje procjedne linije, uz smanjenje statičke stabilnosti brane i sufoziju u zoni gdje nema zaštite (slika 7.24).



Slika 7.24 Zagušenje filtra

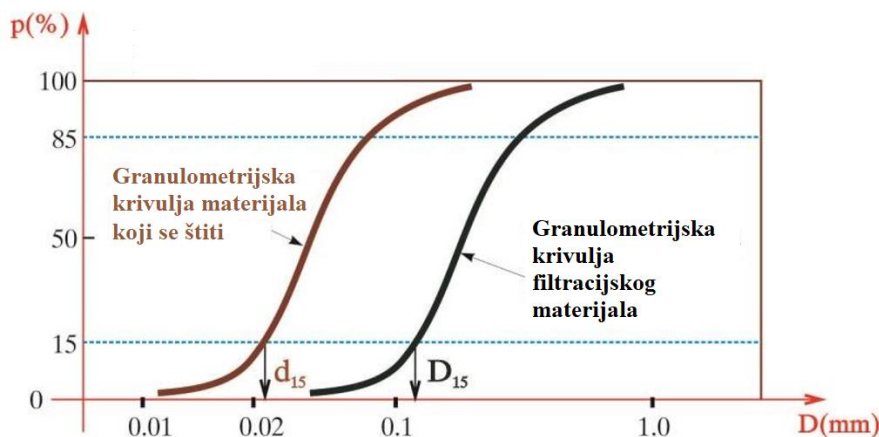
Iz navedenog se može izvesti opći zaključak:

Neophodno je postaviti *efikasnu filtarsku zaštitu na svakom mjestu gdje voda može isprati čestice materijala* (tijela brane ili tla u temelju).

Na slici 7.3 (u dijelu VII.2.1) prikazana je “idealna” filtarska zaštita, gdje je zrno sloja koji se štiti veće od pora u sloju koji ga štiti ($d_i > 0.155 d_{i+1}$). Granulacija materijala sa slike 7.3 zahtijevala bi opsežan posao oko prosijavanja i ugrađivanja. Veliki broj frakcija prirodnog materijala (od kog se gradi filter) morao bi se odbaciti, a često raspoloživi materijal nema sve frakcije zahtijevane krupnoće. Zato se, prema iskustvu s postojećih objekata, primjenjuju jednostavnije “recepture” za izradu filtera. Većina receptura koristi samo jedan, dva ili najviše tri filtarska sloja (US Corps of Engineers 2004, USBR 1987, Vuković i Pušić 1986, Građevinski kalendar 1981, JUS U.C5.020 1980, Sherard 1963, Pećinar 1960).

Na temelju već spomenutih zahtjeva koje filter treba ispuniti mogu se postaviti *tri osnovna uvjeta* pri projektiranju filtera (Vuković, Pušić 1986):

- 1) Filter mora biti **geometrijski neprohodan**: čestice materijala *koji se štiti* moraju biti krupnije od pora materijala u filteru *kojim se štiti* (inače će voda isprati štice čestice kroz pore zaštite).
- 2) Filter mora biti **filtracijski stabilan**: gradijent filtracije u najnižvodnijem sloju mora biti manji od dozvoljenog, čime se onemogućava odnošenje filtera.
- 3) Filter se **ne smije zagušiti** i izgubiti kapacitet – propusnu sposobnost.



Slika 7.25 Granulometrijska krivulja filtra

Navedene kriterije zadovoljavaju razne *filtarske recepture*. Na primjer, USBR (1987), preporučuje sljedeća pravila:

1) Odnos zrna D_{15} filtra i zrna d_{15} materijala koji se štiti (ili prethodnog sloja filtra) treba biti $D_{15}/d_{15} \geq 5$, čime se *onemogućava začepljenje filtra* (promjer D_{15} odgovara zrnu od koga je 15 % zrna sitnije, a 85 % zrna krupnije).

2) Odnos zrna D_{15} filtra i zrna d_{85} materijala koji se štiti (ili prethodnog sloja filtra) treba biti $D_{15}/d_{85} \leq 5$, čime se *onemogućava ispiranje*.

3) Ukoliko se voda filtrira u drenažne cijevi, zrno D_{85} filtarskog sloja koji je neposredno uz cijev mora biti bar *dva puta veće od otvora* (perforacije) drenažne cijevi.

4) Poželjno je da filter ima *što ujednačeniji granulometrijski sastav*, kako bi se ostvarila željena vodopropusnost i izbjegla segregacija pri čuvanju, transportu i ugrađivanju.

Nešto jednostavnije uvjete za izradu filtra daje Creager (1961):

1) Odnos zrna D_{15} filtra i zrna d_{15} materijala koji se štiti (ili sljedećeg sloja filtra) treba biti $D_{15}/d_{15} \leq 9$.

2) Poželjno je da granulometrijske krivulje materijala koji se štiti i svih filtarskih slojeva budu približno „paralelne“ (slika 7.25).

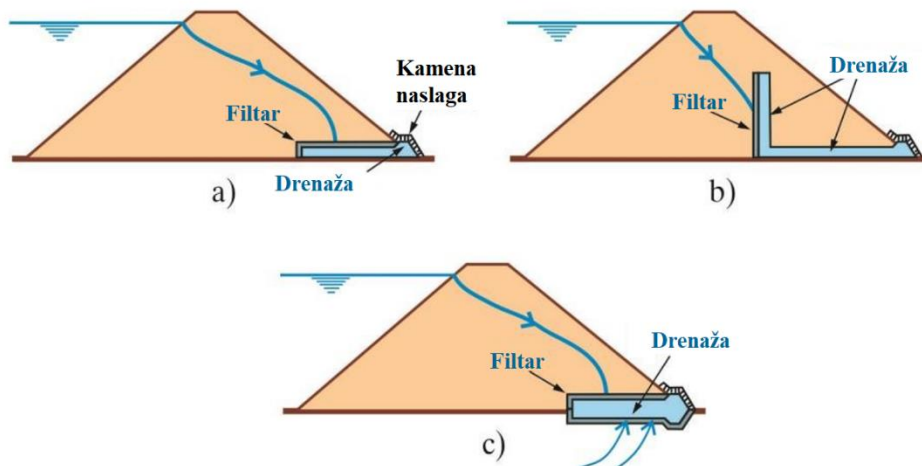
Minimalna debljina *horizontalnog* filtarskog sloja je 30 cm, ili 50 promjera zrna D_{15} (što je od to dvoje veće), dok debljina *vertikalnog* ili *zakošenog* filtra (uz glinenu jezgru, ili vertikalni ili kosi dren) ne bi trebalo biti manja od 2 do 3 m.

Detaljan pregled iskustava iz oblasti filtara može se naći u literaturi (US Corps of Engineers 2004, Vuković i Pušić 1986, Nonveiller 1983).

* * *

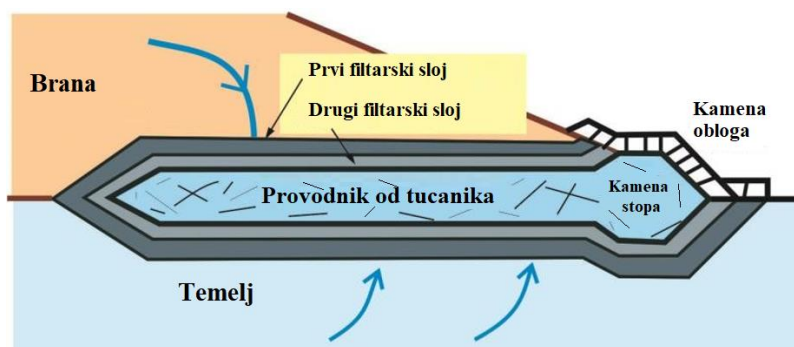
Kod *homogenih zemljanih brana* filtarska zaštita (uključujući vanjsku oblogu) može biti postavljena na samoj nizvodnoj kosini (slike 7.24 i 7.29a), ali se mnogo češće izvodi kao sastavni dio *horizontalnog* ili *kosog* drena u tijelu brane (slika 7.26), pogotovo kod visokih brana. Naime, kao što je objašnjeno u dijelu VII.3, s gledišta statičke *stabilnosti nasipa* je povoljno da površina ispod procjedne linije bude što manja, da bi što manji dio nasipa bio izložen pornom pritisku – “uzgonu”, koji mu “smanjuje” težinu. Zato je potrebno što više oboriti procjednu liniju, odnosno odmaknuti je što dalje od nizvodne nožice, što se postiže horizontalnim, vertikalnim i kosim drenažama u vidu tepiha ili šliceva (slike 7.8, 7.9 i 7.26).

Ako je temelj vodopropustan i erodibilan, filtarska zaštita je neophodna i s donje strane drenažnog sloja (slika 7.26c).



Slika 7.26 Tipovi drenaže kod homogenih zemljanih brana

Drenažu (vodoprovodnik, kolektor, dren) obično čini tepih od tucanika ili kamene drobine. Materijal nasipa oko drenaže (provodnika) se od ispiranja štiti filtrom (slike 7.26 - 7.30). Debljina drenaže mora biti dovoljna da primi protok vode koja se u nju slijeva (iz tijela brane ili/i iz temelja).

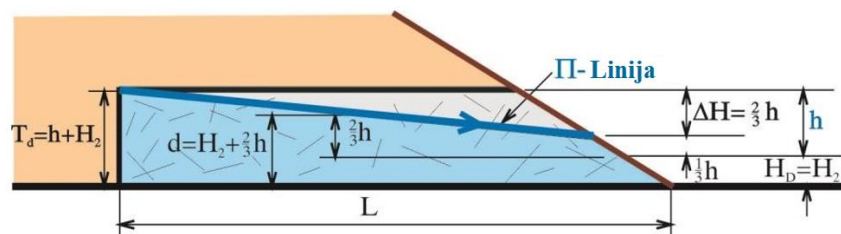


Slika 7.27 Drenaža kod vodopropusnog temelja

Kapacitet drenaže se (slično procjeđivanju kroz nasip brane) može procijeniti preko Darcyjeve jednadžbe, uz linearnu aproksimaciju pijezometrijske linije (slika 7.28):

$$(7.45): \quad q = Kd \frac{\Delta H}{L} = K \left(H_2 + \frac{2}{3}h \right) \frac{\frac{2}{3}h}{L} = \frac{2}{9} K (3H_2 + 2h) \frac{h}{L},$$

gdje su: H_2 = dubina donje vode nizvodno od drenaže, a L = dužina drenaže. Pri određivanju debljine drenaže, T_d , obično se, sigurnosti radi, za računski protok, q , uzima dvostruka vrijednost filtracijskog protoka koji drenaža treba prihvatiti.

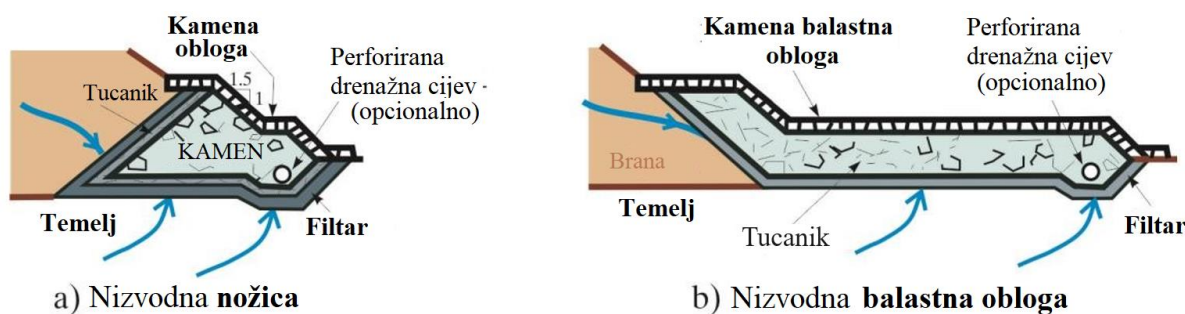


Slika 7.28 Aproksimacija tečenja u drenaži

Umjesto tucanika ili drobine ponekad se za veće protoke koriste perforirane cijevi, s obaveznom filtarskom zaštitom.

Kada je potrebno umanjiti procjedni protok (pa drenažu treba primaknuti nizvodnoj kosini), drenaža se može postaviti u sklopu nizvodne nožice brane (slika 7.29a).

Ako se procijeni da izlazni gradijent nizvodno od brane može izazvati *fluidizaciju tla*, zaštita (balastna obloga) se produžava dokle god je nizvodno tlo ugroženo (slike 7.5 i 7.29b).



Slika 7.29 Nizvodna nožica i nizvodna zaštita od fluidizacije

Kod brana s glinenom jezgrom (slika 7.40 i 7.41), filtarska zaštita se postavlja između jezgre i krupnijeg materijala u kosinama (potpornim zonama).

Zanimljivo je napomenuti da se, radi ubrzanja konsolidacije glinenog materijala, ponekad postavljaju horizontalni drenovi u više nivoa unutar kosine nasipa, na visinskom razmaku od 3 do 5 m (Novak 1996).

Umjesto klasične drenažne i filtarske zaštite, u suvremenoj geotehničkoj praksi sve više se primjenjuju različiti tipovi **geotekstila**. Kod nasutih brana geotekstili se mogu primjenjivati kod privremenih (dijelova) konstrukcija, dok se u stalnim konstrukcijama preporučuju samo za oblaganje drenažnih cijevi, i razdvajanje (razgraničavanje) filtarskih slojeva (ICOLD 1986). Geotekstile *ne bi trebalo primjenjivati* kao osnovni materijal pri izradi filtara nasutih brana, s obzirom na malu debljinu i nedovoljno pouzdanu trajnost (US Corps of Engineers 2004, ICOLD 1986).

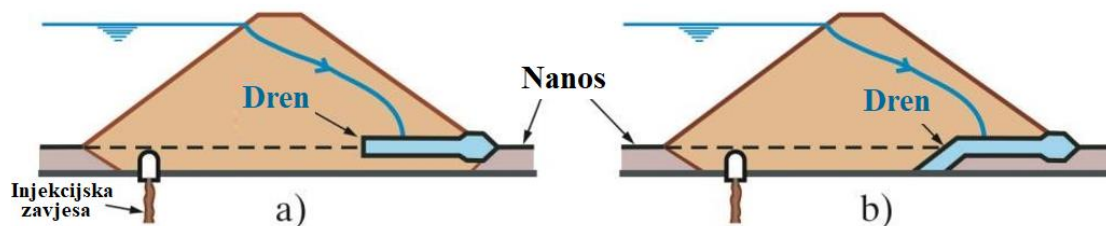
VII.6.2 Zaštita temelja

Umjesto da se fluidizacija nizvodno od brane sprječava balastnom zaštitom (kao na slici 7.29), često je sigurnije i jeftinije smanjiti izlazni gradijent, h/L (odnosno, procjednu brzinu) u temelju, što se postiže:

- 1) *Pregrađivanjem (dijela) filtracijskog puta* vodonepropustanim zastorom, u kojem se uslijed male vodopropusnosti gubi veliki dio energije – “potroši” se najveći dio “pada”, h .
- 2) *Produženjem filtracijskog puta, L .*

Uz to, često je neophodno da se *gubici vode koja se procjeđuje kroz temelj* što više smanje. U nastavku su prikazane neke od mjera za zaštitu temelja u riječnom aluviju *od unutarnje erozije* i za *smanjenje procjednog protoka*. (Ukoliko se brana temelji na stijeni primjenjuje se brtveno injektiranje – već opisano u V.4.2.)

a) Najefikasnija zaštita se postiže **uklanjanjem aluvijalnog i erodibilnog tla iz temelja**, tako da se brana (ili njen najveći dio) temelji na stijeni, koja se impregnira injekcijskom zavjesom (slika 7.30). Ovo je moguće samo kada je sloj riječnog nanosa – aluvija relativno tanak (do ~5 m).



Slika 7.30 Uklanjanje aluvija (nanosa) iz temelja

Materijal iz temelja ispod drena (drenaže) može se zadržati (slika 7.30b), ako po sastavu odgovara drenažnom sloju i ako ima odgovarajuću posmičnu čvrstoću i stišljivost.

b) Često je sloj nanosa (aluvija) suviše debeo da bi se isplatilo uklanjati ga po cijeloj širini temelja, ali je korisno na jednom *dijelu temelja nanos zamijeniti širokom vodonepropusnom pregradom*, obično od materijala od kojeg se gradi vodonepropustana zona nasipa. Pregrada se s gornje strane veže za vodonepropustanu zonu nasipa (npr. za glinenu jezgru), a s donje strane se veže za inekcijsku zavjesu u stijeni (slike 7.31, 7.40 – 7.42). Ovim se vodonepropusnost temelja (odnosno, cijele konstrukcije) značajno povećava – procjedni protok može se smanjiti 100 – 1000 puta u odnosu na protok bez pregrade. Ujedno se smanjuje gradijent ispiranja i fluidizacije nizvodno od brane.

Izlazni gradijent *bez* pregrađivanja temelja vodonepropusnom pregradom (jezgrom) može se grubo procijeniti kao:

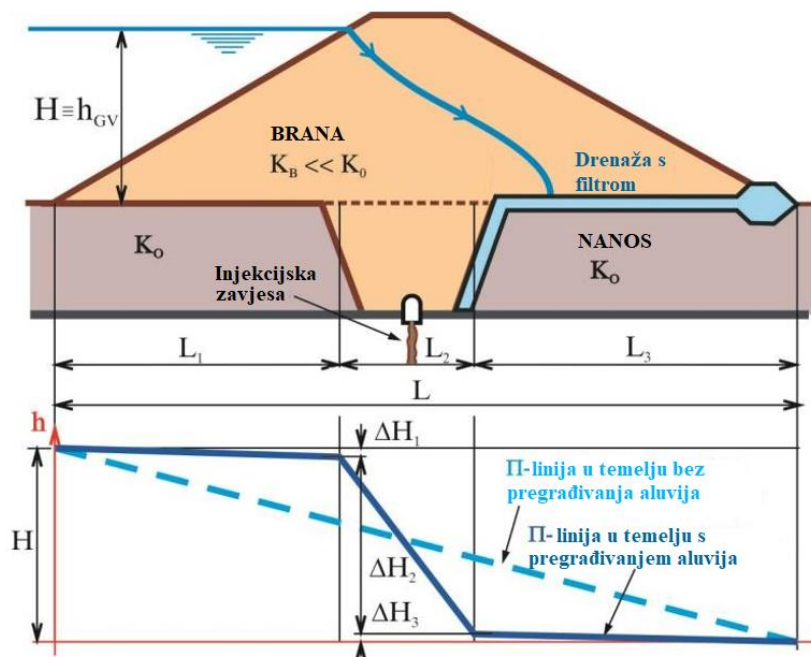
$$(7.46): \quad I_0 = \frac{H}{L} = \frac{H}{L_1 + L_2 + L_3},$$

dok je izlazni gradijent *s* pregrađivanjem jednak:

$$I_3 = \frac{\Delta H_3}{L_3} = \frac{u}{K_0} = \frac{H}{K_0 \left(\frac{L_1}{K_0} + \frac{L_2}{K_B} + \frac{L_3}{K_0} \right)}, \text{ odnosno:}$$

$$(7.47): \quad I_3 = \frac{H}{L_1 + L_3 + \frac{K_0}{K_B} L_2}.$$

Široka pregrada se primjenjuje ako sloj nanosa nije deblji od 10 do 20 m, s obzirom na to da se pri većim dubinama javljaju velike teškoće oko dreniranja temeljne jame. (Temeljna jama se osigurava od procjednih voda iglofiltrima i/ili bunarima – za detalje vidjeti DSD 1987 i Shearard 1963).



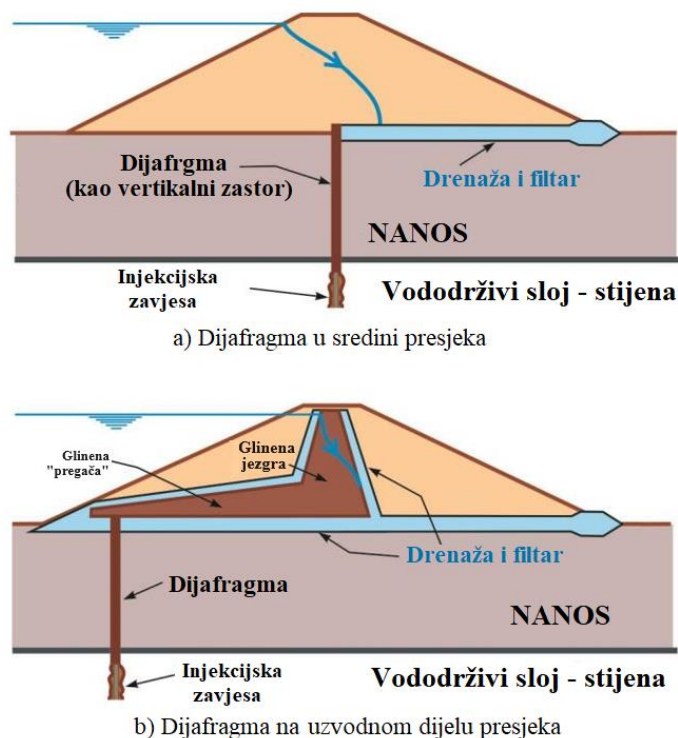
Slika 7.31 Pregrađivanje aluvija širokom vodonepropusnom pregradom

c) Za veće debljine nanosa (aluvija), vodonepropusna pregrada se sužava – primjenjuju se **uski vodonepropusni zastori – pregrade** (slika 7.32). Efikasnost ovakve zaštite zavisi od vrste i dubine zastora.

Najpotpuniju zaštitu omogućava brtvljenje *po cijeloj debljini aluvija* – do vodonepropusne stjenovite sredine – takozvani “**potpuni rov**” (ICOLD 2005, USBR 1987). Ovakvo brtvljenje postiže se izradom **pregrade – dijafragme** (po cijeloj debljini aluvija) ili **injektiranjem** (također po cijeloj dubini).

Suvremena specijalizirana oprema omogućava da se zastori u vidu **dijafragme** grade do dubine od preko 100 m. Iskop za dijafragmu se obično radi u vidu uskog rova (širine 0.5 - 2.0 m) specijalnim rovokopačima, pod zaštitom bentonitne isplake, koja omogućava statičku i filtracijsku stabilnost rova. Budući da je je rov stabiliziran, isplaka se zamjenjuje mješavinom cementa, agregata i bentonita. Obično se betonira u kampadama (pa je potrebno osigurati vodonepropusne spojeve), premda postoji i tehnologija za kontinuirano izvođenje radova. U SAD-u se, kod plićih pregrada (do 25 m debljine), mješavina za dijafragmu obično spravlja od bentonita i odabranih frakcija (iskopanog) tla, čime se pored niže cijene postiže i velika fleksibilnost zastora (manje je diferencijalno slijeganje u odnosu na okolnu sredinu, čime se smanjuje i opasnost od pucanja zastora).

Pregrada se može ostvariti i kao niz–red međusobno povezanih „pilota“ („*dijafragma od pilota*“). Ovakvo rješenje je skupo, ali omogućava postavljanje zastora (dubine do preko 50 m) u sredinama koje su nepogodne za klasične dijafragme (aluvij s krupnim samcima, slojevite sredine, raspadnute stjenovite sredine, karstificirane sredine i sl., ICOLD 2005). Piloti, promjera 0.5 – 1.0 m, se najčešće izvode bušenjem i upumpavanjem betonske mješavine istovremeno s podizanjem bušće opreme. Pregrada se izvodi ili kao jednoredna, ili u dva ili tri reda, tako što se piloti međusobno dodiruju, čime se osigurava vodonepropusniji zastor. Kod pjeskovitih temelja, piloti za dijafragmu se ponekad rade tako što se cement “utiskuje” i miješa s pijeskom u samom tlu temelja, posebno konstruiranom opremom (tzv. “*dubinsko miješanje*” i “*mlazno injektiranje*” ICOLD 2005, USBR 1987). Ovakva pregrada nema homogenost klasične konstrukcije, a veza između pojedinačnih “pilota” ne može se precizno utvrditi i kontrolirati, što značajno umanjuje vodonepropusnost, tako da se ovakav zastor može svrstati i u tzv. “*nepotpune rovove*”.



Slika 7.32 Zaštita vertikalnim zastorom (dijafragmom)

Kroz dijafragmu se, po potrebi, postavljaju bušotine za formiranje injekcijske zavjese u stijeni ispod dijafragme (slika 7.32).

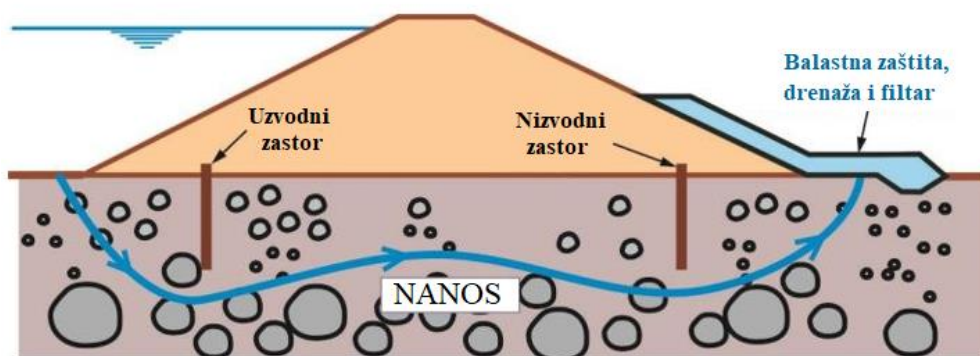
Injektiranje aluvija se ponekad primjenjuje na nekoherentne materijale, prije svega, krupnije granulacije (pijesak, šljunak). Radi se nekoliko redova bušotina na razmaku od 2 do 3 m (ICOLD 2005, Novak 1996, USBR 1987).

Vrlo je važno da se uspostavi dobra *veza* između dijafragme i jezgre brane, kako se u zoni kontakta ne bi ostvarila koncentracija naprezanja i nastale pukotine koje mogu izazvati opasna procurivanja. Zbog toga se dijafragma ponekad postavlja na uzvodnom dijelu konstrukcije, a s jezgrom se povezuje horizontalnom glinenom "pregačom" (slika 7.32b). Ovakvo rješenje je posebno pogodno ako je dijafragma predviđena samo na dijelu temelja koji prolazi preko riječnog korita (gdje je najveća debljina aluvijalnih naslaga). Na ovaj način se povećava pristupačnost zastoru i otklanja mogućnost procurivanja oko jezgre (uslijed spomenute veze sa dijafragmom). Također, treba napomenuti, da je za izradu kvalitetne pregrade *neophodan kvalificiran i iskusen izvođač* koji raspolaže odgovarajućom opremom za izvođenje ovako osjetljivih radova.

Postoji i tehnika, tzv. "*vibrirajućih zidova*" (ICOLD 2005) za izradu *vrlo* tankih zastora (5 - 15 cm debljine, dubine do 20 m), koji se primjenjuju samo za privremene objekte (predbrane) i manje nasipe. (Mala debljina zastora ne pruža dovoljnu zaštitu od visokih tlakova i velikih filtracijskih gradijenata koji se javljaju kod visokih brana.)

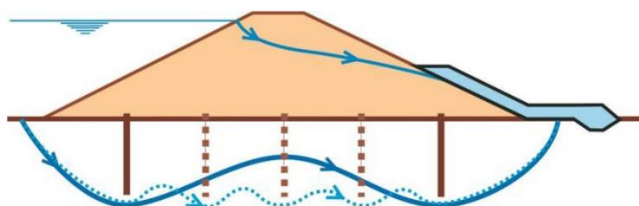
Vertikalni zastor se može formirati i pobijanjem **talbi** (priboja) kroz aluvij. Ovim se procjedni protok smanjuje svega 2 - 10 puta u odnosu na slučaj bez zaštite, što je znatno manji učinak od dijafragme ili injekcijske zavjese. Talpe su obično i skuplje, pa ih je opravdano primijeniti samo u slučaju da su alternativna rješenja iz nekog razloga nepovoljna (npr. zahtijevaju previše vremena za izvođenje).

d) Ponekad se ne isplati raditi zastor do vodonepropusnog sloja (“potpuni rov”), već samo do određene dubine aluvija – tzv. “**nepotpuni rov**” (slika 7.33). Također, pod nepotpunim rovom, može se smatrati i naprijed opisani zastor od “pilota” koji se dobiva miješanjem tla s utisnutim cementom (“*dubinsko miješanje*”), kao i tehnika “*mlaznog injektiranja*”, gdje se s površine terena putem rotirajućeg mlaza u tlo utiskuje i s njim miješa odgovarajuća vezivna masa. U oba slučaja ne može se ostvariti homogena pregrada, niti se mogu predvidjeti granice pojedinih “stupova” (“pilota”, kolona). Kod ovih tehnika se procjedni protok (Tablica 7.3) i izlazni gradijent znatno slabije umanjuju nego kod tehnika s “potpunim rovom”, pa je često potrebno uraditi zaštitu tla nizvodno od brane balastnim materijalom (slike 7.29b i 7.33).



Slika 7.33 Nepotpuni rov

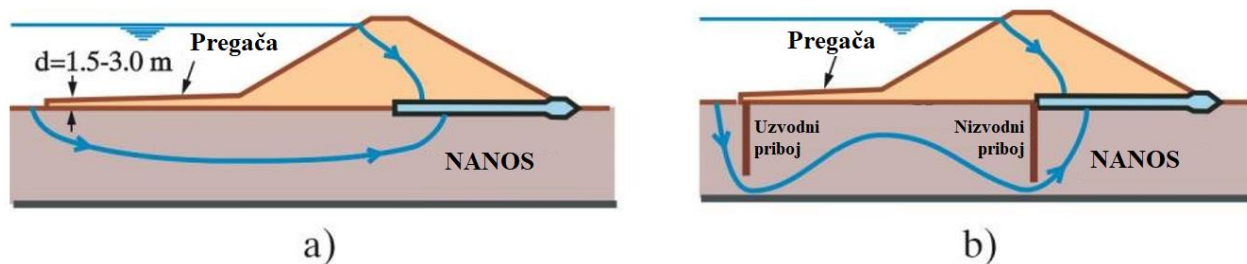
S obzirom da se kod nasutih brana ne postavlja problem uzgona u temeljima (kao kod betonskih brana), za produženje filtracijskog puta može se koristiti i vertikalni nizvodni zastor (slika 7.33). Rijetko se postavlja više od dva zastora, jer to ne bi imalo većeg utjecaja na produžetak puta vode (slika 7.34).



Slika 7.34 Postavljanje više zastora

e) Vertikalni zastori koriste se češće nego horizontalni, zbog nižeg koeficijenta filtracije (većeg otpora) u vertikalnom pravcu, kao i zbog opasnosti od naknadnog slijeganja tla ispod horizontalnih zastora. Ipak, kod nasipa male visine, ponekad je ekonomičnije koristiti **horizontalan zastor** – “**pregaču**” (slika 7.35a), ili se dva tipa zastora, horizontalan i vertikalni, kombiniraju (slika 7.35b). Horizontalan zastor se obično postavlja na dijelu riječne doline koji je prekriven aluvijom (u koritu rijeke), premda se u nekim slučajevima javlja potreba za proširenjem zastora na dio boka (padine) doline.

f) Ukoliko postoji opasnost od fluidizacije – podizanja slabo propusnog pokrovnog sloja koji pokriva vodopropusni sloj (tzv. “pokrivena sredina”, slika 7.20 i 7.36), često se primjenjuju **relaksacijski bunari** s filtarskom zaštitom. Bunarima se oslobađa nagomilani tlak u vodonosnom sloju, čime se smanjuje opterećenje (i opasnost od fluidizacije) na pokrovni vodonepropustani sloj (USBR 1987, Sherard i dr. 1963). Rasterećenje pokrovnog sloja raste s dubinom bunara pa je idealno da bunar prolazi cijelom dubinom vodonosnog sloja. (Ukoliko je pokrovni sloj tanak primjenjuje se drenažni rov.)



Slika 7.35 Horizontalni i kombinirani zastor

S druge strane, treba imati na umu da bunari povećavaju filtracijski protok, jer se povećava gradijent filtracije (nagib pijeziometarske linije) u vodonosnom sloju. Iskustvo na postojećim objektima pokazuje da bunare treba postaviti na međusobnoj udaljenosti od 15 do 30 m, a da unutarnji promjer bunara treba biti barem 15 -20 cm (Sherard i dr. 1963).



Slika 7.36 Relaksacijski bunar

* * *

Pored zaštite temelja od procjeđivanja, često je potrebno **poboljšati mehaničke karakteristike tla** (posmičnu i tlačnu čvrstoću, stišljivost), bilo po cijeloj površini temelja, bilo u pojedinim zonama. Aluvijalni materijal se obično obrađuje *zbijanjem* (najčešće dinamičkim) ili *vibroflotacijom* (vibriranjem iz bušotina), uz dreniranje. Zbijanje se može ostvariti i pomoću, tzv. “*kompaktnog injektiranja*“, gdje se u tlo utiskuje injekcijska masa s ciljem da se istisne voda. Sličan efekt može se postići i već opisanim “*dubinskim miješanjem*“ i “*mlaznim injektiranjem*“. Temelje (kao i nasipe) od uniformnog pijeska obavezno treba zbijati zbog opasnosti od *likvefakcije*, pri kojoj uslijed povećanog porednog tlaka, zrna gube međusobni kontakt koji osigurava trenje, odnosno tlo gubi posmičnu čvrstoću.

Zemljane brane se mogu temeljiti i na glinovitom terenu uz, odgovarajuću pripremu temelja (ocjeđivanje, zbijanje i sl.) radi povećanja čvrstoće i smanjenja stišljivosti (odnosno slijeganja). Ovdje nema teškoća s vodonepropusnošću, kao kod aluvija.

O obradi temelja u *stjenovitim materijalima* bilo je riječi u poglavlju V. Za detalje tretmana temelja vidjeti literaturu (ICOLD 2005, USBR 1987, JUS U.C5.020/1980, Nonveiller 1983 i Sherard 1963).

VII.7 PRORAČUN STABILNOSTI KOSINA I TEMELJA NASUTIH BRANA

Stabilnost nasutih brana obuhvaća značajan dio geotehničke prakse. Ovdje će se ukratko naznačiti najvažniji problemi vezani za proračun stabilnosti nasutih brana i metode za rješavanje, a zainteresirani čitatelj se upućuje na literaturu (Novak 1996, Maksimović 1995, Nonveiller 1983, Sherard 1963).

Jasno je da do *prevrtanja* nasutih brana ne može doći, jer se objekt od nekoherentnog materijala ne može obrtati kao kruto tijelo.

Do *klizanja* (*posmika*), međutim, može doći bilo u temelju ili u samom tijelu brane, i to po horizontalnoj, kosoj, kružnoj ili proizvoljno oblikovanoj kliznoj površini. Pored klizanja, u brani se mogu javiti pukotine, koje mogu postati uzrok rušenju bilo kao “podloga” za klizanje, bilo kao privilegiran put procjedne vode. Najčešći uzrok za nastanak pukotina je neravnomjerno slijeganje pojedinih dijelova nasipa.

Postoji više metoda za proračun stabilnosti nasutih brana. S obzirom na to da se radi o primijenjenoj mehanici tla, ovaj dio posla treba prepustiti za to kvalificiranim stručnjacima - geomehaničarima, a u daljnjem tekstu će se nabrojati i ukratko opisati neke od metoda za proračun stabilnosti.

Najprostija je *metoda posmika po horizontalnim kliznim ravninama*, zasnovana na radovima Rankina i Culona (Pećinar, 1960). S obzirom na to da se (klizanje) najvjerojatnije neće javiti po horizontalnim ravninama, za ovu vrstu metode zahtijevaju se visoki koeficijenti sigurnosti (2 ili više).

Znatno točnija, ali i složenija za analizu, je grupa metoda takozvanih *kritičnih kliznih krugova*, gdje se pretpostavlja da se klizanje odvija po kružno-cilindričnim površinama. Za ovu vrstu metode preporučuju se koeficijenti sigurnosti od ~1.5, izuzetno 1.3 i 1.1, zavisno od tipa opterećenja i vrste objekta (JUS U.C5.020/1980).

Nezavisno od metode koja se koristi, neophodno je razmotriti različite slučajeve opterećenja koji se mogu javiti u toku izgradnje, eksploatacije i održavanja brane (puna i prazna akumulacija, naglo pražnjenje akumulacije i sl., Novak 1996, Maksimović 1995, USBR 1987).

VII.7.1 Rankinova metoda - klizanje po horizontalnim ravninama

Ovo je metoda koja se može primijeniti za grubu procjenu nagiba kosina, u početnim fazama projektiranja (Creager et al. 1961).

Promatra se stabilnost, prvo nizvodnog, a zatim uzvodnog dijela brane (i pripadajućeg temelja, ako je brana temeljena na nestjenovitom materijalu), a pod djelovanjem “vanjskih” sila - praktično sila koje proizvodi susjedna polovina brane. (Može se pokazati da je ovo nepovoljniji slučaj opterećenja nego kada se promatra klizanje cijele brane.)

U narednom primjeru razmatrat će se stabilnost *nizvodnog* dijela brane pri punoj akumulaciji (slika 7.37). Pretpostavlja se da su temelji brane od čvrstog stjenovitog materijala.

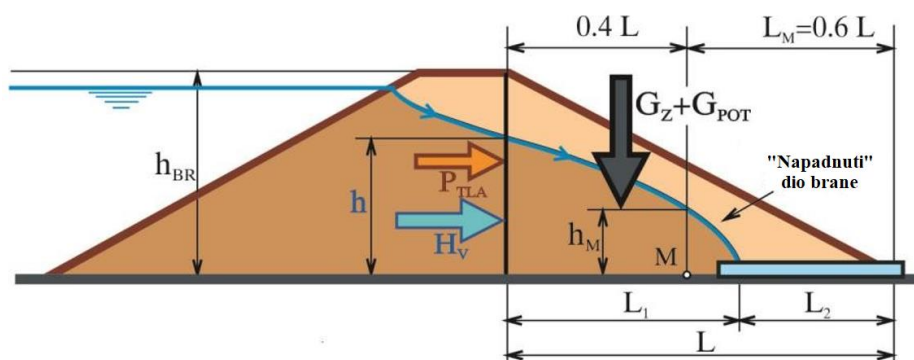
Posmične sile, koje teže da smaknu branu po temeljnoj spojnici, su:

1) Hidrostatska sila: $H_V = \gamma_V \frac{h^2}{2}$ i

gdje su: „prosječna specifična težina“ $\gamma_{SR} = (\gamma_Z - \gamma_V)h/h_{BR} + \gamma_Z(h_{BR} - h)/h_{BR}$, φ kut unutarnjeg trenja materijala, γ_Z = specifična težina nasutog materijala, a γ_V = specifična težina vode.

4) Sila kohezije: $T_C = c_1 L_1 + c_2 L_2$,

gdje su: G_Z = težina nizvodnog dijela brane iznad procjedne linije (sa specifičnom težinom γ_Z), G_{POT} = težina brane ispod procjedne linije (s potopljenom težinom $\gamma_Z - \gamma_V$), c_1 = kohezija između brane i temelja, c_2 = kohezija između drenaže i temelja, a L_1 i L_2 odgovarajuće dužine (slika 7.37).



Slika 7.37 Posmik (klizanje) po horizontalnoj ravnini

Odnos stabilizirajućih sila i sila posmika (klizanja) - **koeficijent (faktor) sigurnosti protiv klizanja**, K_K , mora biti veći od zahtijevane (minimalne) vrijednosti, $K_{K,\min}$:

$$(7.48): \quad K_K = \frac{(G_Z + G_{POR})tg\varphi + c_1 L_1 + c_2 L_2}{\gamma_{SR} \frac{h_{BR}^2}{2} tg^2(45 - \frac{\varphi}{2}) + \gamma \frac{h^2}{2}} > K_{K, \min} \approx 2.0.$$

Ako je koeficijent sigurnosti manji od zahtijevanog, trebalo bi smanjiti nagib kosine i/ili (dodatno) oboriti procjednu liniju.

Eksperimentalnim istraživanjima je utvrđeno da se najveće posmično naprezanje, τ_{MAX} , javlja u točki M na udaljenosti $L_M \approx 0.6 L$ od nožice brane (slika 7.37), i da iznosi (Creager, 1961):

$$(7.49): \quad \tau_{MAX} \approx 1.5\bar{\tau},$$

gdje je $\bar{\tau}$ = srednje (prosječno) naprezanje posmičnih sila u temeljnoj spojnici:

$$(7.50): \quad \bar{\tau} = \frac{\gamma_{SR} \frac{h_{BR}^2}{2} t g^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) + \gamma_V \frac{h^2}{2}}{I}.$$

Maksimalnom posmičnom naprezanju suprotstavlja se naprezanje od stabilizirajućih sila, koji u točki M (slika 7.37) iznosi:

$$(7.51): \quad \tau_S = [h_M(\gamma_Z - \gamma_V) + (0.6h_{RR} - h_M)\gamma_Z]tg\varphi + c.$$

Da bi se izbjegao lokalni posmik u točki M, preporučuje se da odnos *stabilizirajućeg i maksimalnog posmičnog naprezanja* bude veći od $\tau_S/\tau_{MAX} > 1.5$. Međutim, čak i ako je $\tau_{MAX} > \tau_S$, ne mora doći do klizanja kosine (ukoliko je zadovoljen uvjet opće stabilnosti – jednačba 7.48), jer se u slučaju lokalnog loma kosina odupire posmiku na preostaloj dužini (površini) posmične ravnine.

Na sličan način se ispituje i stabilnost uzvodne polovine brane, s tim što je iskustvo pokazalo da je ovdje najopasniji (a time i mjerodavan) slučaj naglog pražnjenja akumulacije. Tada će izostati stabilizirajući (horizontalni i vertikalni) hidrostatski tlak s uzvodne strane, a tlo ispod procjedne linije će i dalje biti u potopljenom stanju (djelovat će porni tlak vode), jer se voda ne može trenutno ocijediti iz nasipa (Creager 1961).

VII.7.2 Metode kritičnih kliznih krugova

Iskustvo je pokazalo da će u velikom broju slučajeva kosina brane *skliznuti po površini kružno – cilindričnog oblika* (slika 7.38).

Metode **kritičnih kliznih krugova** (Švedska, Bishopova i sl.) uspoređuju *posmični moment* prevrtanja sa *stabilizirajućim momentom* oko centra kliznog kruga, čiji isječak AB predstavlja potencijalnu površinu posmika (klizanja) kosine. Kod *Švedske* (Felenijusove) metode zanemaruju se međusobne sile između elemenata – lamela klizne površine pa se računa da posmik izaziva tangencijalna komponenta težine – sila T_i na Slici 7.38, dok stabilnost daju normalna komponenta težine (umanjena za porni tlak), N_i , i kohezija $L_i c_i$. S obzirom na to da sve razmatrane sile imaju isti krak (polumjer kliznog kruga, r), odnos stabilizirajućeg i posmičnog momenta će biti:

$$(7.52): \quad K_K = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i \tan \varphi_i + L_i c_i)}{\sum_{i=1}^n T_i} = \frac{\sum_{i=1}^n (G_i \cos \alpha_i - u_i L_i) \tan \varphi_i + L_i c_i}{\sum_{i=1}^n G_i \sin \alpha_i}$$

gdje su: $G_i = G_{Zi} + G_{POT,i}$ = težina lamele “i” (G_{Zi} = dio u suhom, $G_{POT,i}$ = dio pod vodom), α_i = kut između vertikale i normale kroz sredinu klizne površine lamele “i”, u_i = porni tlak na kliznoj (graničnoj) površini lamele “i”, L_i = dužina lamele “i”, c_i = kohezija za efektivna naprezanja (prividna kohezija) lamele “i”, φ_i = kut unutarnjeg trenja za efektivna naprezanja (kut posmične čvrstoće) lamele “i”, n = broj elemenata u razmatranom kružnom odsječku i K_K = koeficijent sigurnosti¹.

Neuzimanje u obzir sile između lamela, daje nepovoljniju procjenu stabilnosti, pa je Švedska metoda (često i previše) na strani sigurnosti (Maksimović 1995). Ipak, ova metoda se i danas primjenjuje, prije svega pri projektiranju manjih brana i nasipa (USBR 1987).

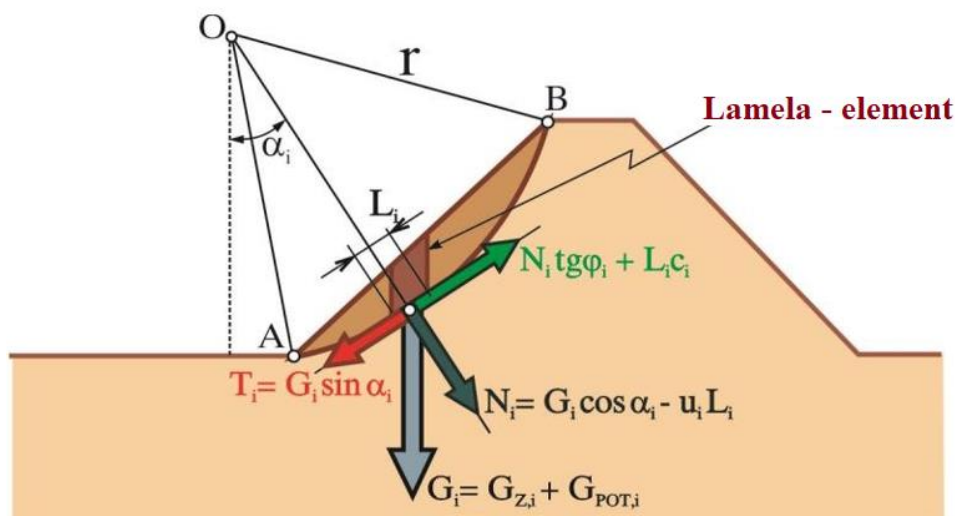
Bishopova “rutinska” metoda uvodi u analizu i sile između lamela, čime se bitno popravljaju točnost proračuna (Maksimović 1995). Ova metoda zahtijeva iterativno rješavanje, jer se koeficijent sigurnosti, K_K , izražava implicitnom jednačbom:

$$(7.52'): \quad K_K = \frac{\sum_{i=1}^n [(G_i - u_i L_i \cos \alpha_i) \tan \varphi_i + L_i \cos \alpha_i c_i] m_{\alpha_i}}{\sum_{i=1}^n G_i \sin \alpha_i}$$

gdje je:

$$m_{\alpha_i} = \frac{1}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i}{K_K} \tan \varphi_i}.$$

¹ U literaturi se koriste i druge oznake, npr. $K_K \equiv F_S$, $c \equiv c'$ i $\varphi \equiv \phi'$, ali su ovdje zadržane oznake iz dijela V o gravitacijskim betonskim branama.



Slika 7.38 Švedska (Felenijusova) metoda kritičnih kliznih krugova

Određivanje parametara (polumjera i položaja –koordinata centra) *kritičnog kliznog kruga* (kruga za koji je vrijednost koeficijenta sigurnosti najmanja) vrši se po nekoj od optimizacijskih metoda (Novak 1996, Maksimović 1995, Nonveiller 1983). Najjednostavnije, ali i najdugotrajnije je primijeniti jednostavnu metodu pretraživanja, gdje se položaj centra kritičnog kruga traži pretraživanjem u procijenjenom području rješenja, gdje se u svakoj (razmatranoj) točki prvo odredi polumjer koji daje najmanju vrijednost za koeficijent K_K (također pretraživanjem po nekom području). Ova “metoda” se može ubrzati tako što će se, prvobitno rijetka mreža potencijalnih koordinata centara, sukcesivno progušćivati (Maksimović 1995).

Ukoliko se procijeni da kritična klizna površina bitno odstupa od kružnog cilindra, primjenjuju se složenije metode (Maksimović 1995, Nonveiller 1983).

* * *

Mjerodavne kombinacije opterećenja za koje treba provesti analizu stabilnosti trebale bi obuhvatiti sve **najnepovoljnije kombinacije** opterećenja koje se *mogu očekivati* za vrijeme građenja i eksploatacije brane. Nonveiller (1983), smatra da je potrebno provjeriti:

- 1) Stabilnost temelja i kosina za *vrijeme građenja* brane, kao i neposredno *prije punjenja akumulacije*.
- 2) Stabilnost nizvodne kosine (i temelja) pri koti *normalnog uspora*.
- 3) Stabilnost nizvodne kosine (i temelja) pri koti *maksimalnog uspora*.
- 4) Stabilnost nizvodne kosine (i temelja) pri koti *normalnog uspora* i pri djelovanju *zemljotresa*.
- 5) Stabilnost uzvodne kosine (i temelja) pri *naglom pražnjenju* akumulacije.

* * *

Pored proračuna stabilnosti, u višim fazama projektiranja je neophodno proračunati i pomjeranja, prije svega slijeganja brane (Nonveiller 1983, JUS U.C5.020/1980). Također, potrebno je procijeniti i mogućnost nastanka (i položaj i dimenzije) pukotina i odgovarajućim mjerama spriječiti njihove nepovoljne posljedice na funkcioniranje i stabilnost brane.

VII.8 REZIME O OSNOVNIM PRAVILIMA ZA PROJEKTIRANJE

NASUTIH BRANA

Prema do sada izloženom, izdvojiti će se *najvažnija pravila* vezana za stabilnost nasutih brana (Creager 1961, Pećinar 1960):

- 1) *Ne smije se dozvoliti **prelijevanje** preko nasipa brane.*
- 2) *Ne smije se dozvoliti **nekontrolirano procjeđivanje** vode kroz branu.*
- 3) *Procjedna linija mora se uvijek **presjeći filtarskim drenom** (horizontalnim, kosim ili na nizvodnoj kosini).*
- 4) *Brzina (gradijent tlaka) vode koja izlazi iz tijela i temelja brane, **ne smije izazvati pokretanje čestica** tijela brane i/ili tla u temelju.*
- 5) *Nagibi uzvodne i nizvodne kosine moraju biti **stabilni**, s dovoljnim koeficijentom sigurnosti, za sve analizirane slučajeve opterećenja (uključujući i seizmička). Analiza stabilnosti mora obuhvatiti i temelje ako su od materijala podložnog posmiku (klizanju).*

Uz to:

- 6) *Uzvodna kosina brane mora se zaštititi od razornog **djelovanja valova**, a nizvodna od **ispiranja kišom**.*

VII.9 TIPOVI NASUTIH BRANA

Osnovna podjela nasutih brana je na:

- 1) Zemljane brane i
- 2) Brane od kamenog nabačaja.

VII.9.1 Zemljane brane

Zemljane brane se grade od materijala manje krupnoće (gline, pijeska, sitnog šljunka). Visoke brane od sasvim homogenog materijala su rijetkost, jer su raspoloživi materijali manje ili više heterogeni, pa se ne isplati da se iz “smjese” koristi samo jedna frakcija.

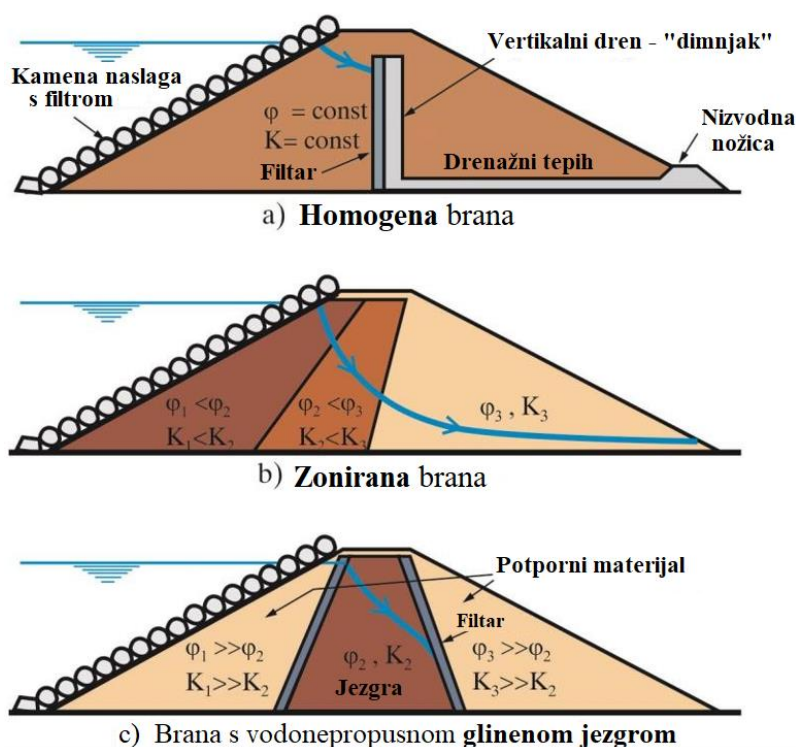
Ako je materijal u nasipu *približno homogenog sastava*, smatra se da je brana **homogena** (slika 7.39a). Homogena brana se štiti od sufozije (ispiranja) nizvodnom drenažom. Obično se vertikalni ili kosi dren - tzv. “*dimnjak*” povezuje horizontalnim drenažnim tepihom s nizvodnom nožicom (slika 7.26b i 7.39a). Ovim se osigurava efikasno spuštanje procjedne linije, pogotovo kod izrazito anizotropnih materijala¹.

Homogene brane se grade od materijala znatne vodonepropusnosti, kako bi se smanjio gubitak vode. S druge strane, ovakav materijal ima manju čvrstoću, što zahtijeva relativno blag nagib kosina i velik volumen nasipa. Zbog toga su homogene brane obično male visine (do 15 do 20 m).

Krupnozrnati materijali (pijesak i šljunak) imaju veliki kut unutarnjeg trenja, čime se postižu strmije kosine, a time i manji volumen nasipa nego kod brana od sitnozrnih vodonepropusnih materijala. S druge strane, krupnozrni materijali su, zbog velikih pora, najčešće nedopustivo vodopropusni. Ovo nameće ideju o *zoniranju presjeka brane*.

¹ Sasvim niski nasipi (do ~ 5 m visine), mogu se raditi samo s nizvodnom nožicom (slika 7.29a), bez dodatne drenaže u tijelu brane.

Zonirane brane se grade od materijala različitih karakteristika. Ako se *vodonepropustan sitnozrnati* materijal ugrađuje na *uzvodnom dijelu presjeka*, a prema *nizvodnom kraju* se redaju zone *manje vodonepropusnosti* (i veće čvrstoće, kao na Slici 7.39b), postiže se efikasno obaranje procjedne linije (slika 7.7), pa je veći dio nasipa oslobođen pornog tlaka. Međutim, uzvodni dio nasipa je male čvrstoće, što zahtijeva blažu uzvodnu kosinu. Očigledno, potrebno je pronaći *optimalan raspored lokalno dostupnih materijala*, što je zadatak koji se rješava za svaki slučaj (za svaku branu) posebno – nema unaprijed pripremljenih univerzalnih recepata.



Slika 7.39 Zemljane brane različitog stupnja heterogenosti

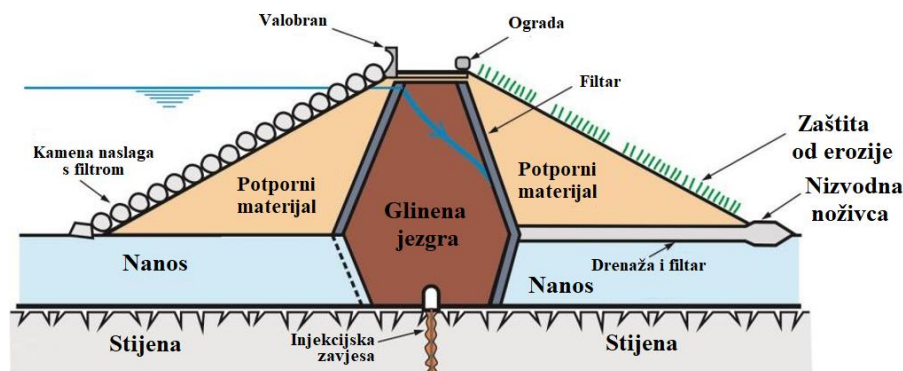
U suvremenoj praksi najčešće su zonirane zemljane brane s **vodonepropusnom glinenom jezgrom**. Kosine (“potporne zone”) se grade od stabilnog krupnozrnog materijala, koji štiti vodonepropustan materijal male čvrstoće u jezgri brane (slika 7.39c). Obično se ovako postiže stabilnost s manjim volumenom nasipa nego za slučaj sa slike 7.39b. Za jezgru je, pored velike vodonepropusnosti, potrebna i visoka plastičnost, čime se smanjuje rizik od nastanka pukotina pri eventualnim deformacijama u temelju ili tijelu brane.

S obzirom na to da razlika u krupnoći materijala omogućava ispiranje čestica jezgre kroz pore čestica kosina (potporne zone), na kontaktu jezgre i kosina se mora postaviti *filtarska zaštita* (slika 7.40). *Nizvodni filter* je potreban radi zaštite u normalnom pogonu, dok *uzvodni filter* štiti jezgru od ispiranja pri povratnom tečenju iz jezgre prema uzvodnoj potpori, u vrijeme naglog pražnjenja akumulacije, kada se voda iz krupnozrne potporne zone brzo ocijedi, a ostaje u vodonepropusnoj jezgri (odakle se cijedi mnogo sporije). Obično se smatra da pri povratnom strujanju neće doći do sufozije u temelju, jer se ne mogu javiti dovoljno veliki gradijenti između vode u jezgri i susjednom aluvijalnom materijalu, pa na tom dijelu nema potrebe za filtrom. Ipak, dosta projekatnata zadržava filter i na ovom mjestu (točkasta linija na slikama 7.40 i 7.41). Obično se između jezgre i materijala u potpori postavlja jedan do dva filtarska sloja, ukupne debljine od 2 do 3 m (slika 7.48).

Debljina jezgre, u odnosu na kosine, određuje se zavisno od osobina i raspoloživosti materijala.

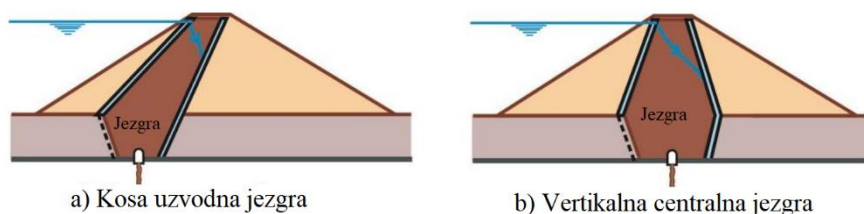
Orijentacijske vrijednosti dane su u dijelu VII.10.1.

Po položaju, jezgra može biti **kosa – uzvodna** ili **vertikalna – centralna**.



Slika 7.40 Brana s glinenom jezgrom temeljena na aluviju

Prednost kose, uzvodne jezgre u odnosu na centralnu, vertikalnu (slika 7.41) je efikasnije obaranje procjedne linije. Ovim se omogućava da nešto veći dio nizvodnog dijela brane bude oslobođen punog tlaka ("uzgona"), čime se postiže strmiji nagib nizvodne kosine (manji utrošak materijala). Uz to, kod brana s kosom jezgrom, često je moguće prvo ugraditi nizvodnu potporu (kosinu), pa tek zatim ugrađivati jezgru, što je značajno u područjima gdje je, zbog klimatskih uvjeta, sezona ugrađivanja gline kratka. Prednost brane s vertikalnom jezgrom je veći tlak na kontaktnoj površini između jezgre i stijene u temelju, zbog veće debljine nasipa iznad kontakta, pa je i manja opasnost od procjeđivanja na ovom potencijalno osjetljivom mjestu (Sherard 1963).



Slika 7.41 Položaj jezgra kod zemljanih brana

Pored homogenih i zoniranih brana, u suvremenoj svjetskoj praksi se primjenjuje (doduše, dosta rjeđe) još jedan tip brana – brane s **membranom – dijafragmom**. Najčešće su dijafragme od takozvanih **geomembrana** – tankih vodonepropusnih folija, posebno obrađenih kako bi izdržale opterećenja koja se zahtijevaju kod konstrukcija kao što su brane. Do sada je u svijetu urađeno nekoliko stotina ovakvih brana (ICOLD 2005a). Geomembrane se najčešće ugrađuju na *uzvodnom licu* brane (obično između odgovarajućih zaštitnih slojeva od maltera, betona ili asfalta, kombinirano s drugim materijalima). Nešto rjeđe primjenjuje se rješenje s membranom *unutar nasipa*, gdje je nedostupna za pregled i popravke, premda ima manju površinu (nego za varijantu s ugradnjom na uzvodnom licu) i bolje je zaštićena od vanjskih utjecaja. Geomembrane su relativno jeftine, lako se dopremaju i ugrađuju pri gotovo svim klimatskim uvjetima. S druge strane, mala debljina membrane predstavlja i nedostatak, jer znatno povećava rizik od oštećenja vodonepropusne pregrade. Uz to, treba imati na umu da brane s geomembranama još uvijek nisu prošle "test vremena" pa se kao i brane od kamenog nabačaja s krutim ekranom, preporučuju samo u slučaju nedostatka boljeg rješenja za odgovarajući profil.

VII.9.2 Brane od kamenog nabačaja

Brane od **kamenog nabačaja** se grade nasipanjem i zbijanjem¹ lomljenog kamena. S obzirom na veliku vodopropusnost kamenog nabačaja, ove brane se uvijek grade s vodonepropusnim zastorom. To može biti:

1) **Glinena jezgra.**

2) **Kruti zastor**, obično **armirano-betonski** ili **asfalt-betonski ekran**.

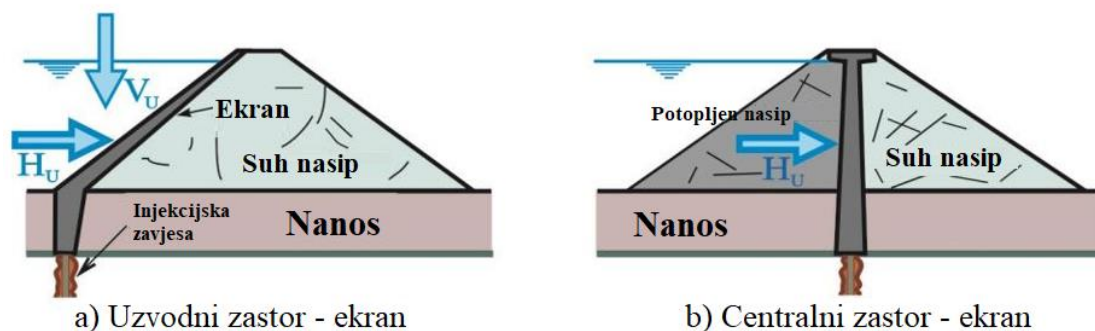
U oba slučaja drenaža u tijelu brane je suvišna, s obzirom na poroznost materijala. Naravno, neophodna je filtarska zaštita između glinene jezgre i kamenog nabačaja (s uzvodne i s nizvodne strane, kako je ranije objašnjeno).

Brane od kamenog nabačaja se grade u područjima s lako dostupnim – jeftinim kamenom za nasip, ako je materijal za zemljanu branu nedostupan ili skup. Brane od kamenog nabačaja su također u prednosti u vlažnim i hladnim klimatskim uvjetima, gdje bi građevinska sezona za nasipanje zemljane brane bila nedopustivo kratka. Uz to, brane od kamenog nabačaja su otpornije od zemljanih na eroziju, a uslijed velikog kuta unutarnjeg trenja dozvoljavaju i strmije nagibe kosina. S druge strane, brane od kamenog nabačaja su zahtjevnije u pogledu temeljenja u odnosu na zemljane brane (ali su u tom pogledu znatno povoljnije od betonskih). Potrebna je veća čvrstoća (nosivost) temeljnog tla nego kod zemljanih brana, jer je manja površina temeljne stope i neophodno je ograničiti slijeganje temelja zbog opasnosti od pucanja zastora. Ovo ne predstavlja problem kod temeljenja na zdravoj stijeni.

Brane s *glinenom jezgrom* su opisane u prethodnom dijelu pa će se u nastavku govoriti samo o branama s *krutim zastorima*.

Kruti zastori, kao i glinena jezgra, mogu biti **kosi uzvodni** ili **centralni vertikalni** (slika 7.42). Zastor se ukopava do stjenovitog materijala u temelju, gdje se veže s injekcijskom zavjesom, a filtarska zaštita u tijelu brane mu nije potrebna.

Uzvodni ekran je zastor na samom uzvodnom licu brane. Najčešće se radi od *armiranog betona* ili *asfalt – betona*, premda se može raditi i od drugih materijala (npr. metala). Armirano - betonski ekran se ponekad oblaže asfaltnim slojevima, epoksidnim premazima ili se primjenjuje neka druga zaštita protiv procjeđivanja (npr. geomembrane ispod ekrana).



Slika 7.42 Brane s armirano-betonskim ekranom

¹ Kamen se može ugrađivati i bez zbijanja ("prirodno zbijen nabačaj"), premda je kod većine suvremenih brana vršeno "klasično" zbijanje.

S gledišta *stabilnosti*, uzvodni ekran je povoljniji od vertikalnog, jer je cijela brana u “suhom”, a klizanju se suprotstavlja i *vertikalna komponenta hidrostatičke sile* (slika 7.42a), što omogućava strmije nagibe kosina nego kod vertikalnog ekrana (ili vertikalne glinene jezgre). U prilog uzvodnom ekranu ide i *pristupačnost za održavanje*, što je praktično nemoguće kod rješenja s vertikalnim ekranom. Uz to, uzvodni ekran osigurava zaštitu od valova i omogućava jednostavnije nadvišenje brane, ako se za to ukaže potreba tijekom eksploatacije. Mana uzvodnog ekrana je *velika osjetljivost na slijeganje* temelja i nabačaja ispod ekrana, uslijed čega može doći do deformacija ekrana i pucanja. Prednost *vertikalnog ekrana* je što se uz njega (s uzvodne strane) može postaviti vodonepropustan glineni sloj, koji umanjuje opasnost od procjeđivanja u slučaju pojave pukotina u betonu.

Dosadašnja iskustava pokazuju da su brane s krutim ekranima stvarale znatno više problema u eksploataciji od brana s glinenom jezgrom (Nonveiller 1983). US COE (U.S. Corps of Engineers, 2004) preporučuje da se prednost ukaže rješenju s glinenom jezgrom, kada god postoji mogućnost da se ovakav tip brane uradi (na raspolaganju dovoljno kvalitetne gline, povoljni klimatski uvjeti i sl.).

VII.10 KONSTRUKTIVNA PRAVILA I ORIJENTACIJSKE DIMENZIJE

VII.10.1 Zemljane brane

Zemljane brane se grade:

- 1) Mehaničkim nasipanjem i nabijanjem, ili
- 2) Hidrauličkim nasipanjem.

Mehaničko nasipanje i nabijanje

Materijal za nasipanje se uzima s pozajmišta, gdje mu se otkopavanjem značajno *povećava volumen*, pa se pri ugrađivanju mora *zbijati*, da bi se izbjeglo (smanjilo) *naknadno slijeganje*. Pored toga, zbijanjem se *povećava vodonepropusnost* materijala, jer se smanjuje volumen pora, a *raste otpornost na sufoziju (ispiranje)*, kao i *posmična čvrstoća*. (Zbijanje ne treba zamijeniti s konsolidacijom. Pri zbijanju se iz pora istiskuje zrak, i to je brz proces, dok je konsolidacija (glinovitih materijala) dugotrajan proces koji podrazumijeva smanjenje volumena na račun postepenog istiskivanja vode pod djelovanjem opterećenja, obično od težine samog objekta.)

Pozajmišta materijala za nasip trebala bi biti što bliže gradilištu i osigurati dovoljnu količinu kvalitetnog materijala za izradu nasipa. Najpovoljnije je da se pozajmište nalazi unutar buduće akumulacije, čime se izbjegavaju dodatni troškovi eksproprijacije i ne narušava se izgled okolnog terena (slično je i kod kamenoloma za branu od kamenog nabačaja). Materijal se iz pozajmišta obično dovozi teškim teretnim vozilima, a ponekad se izvođač opredjeljuje za transportne trake.

Razastiranje istovarenog materijala u slojeve projektirane debljine obavlja se buldozerima. Zbijanje gline se vrši teškim valjcima i ježevima u slojevima debljine od 20 do 30 cm. Zbijanje je najefikasnije pri *optimalnoj vlažnosti* – to je obično prirodna vlažnost materijala ili vlažnost nešto manja od prirodne. Previše vlažan materijal se, zbog prisustva vode, ne može zbiti do potrebne mjere i lijepi se na oruđa za ugrađivanje. Zato se glina ne smije ugrađivati po kiši, pa je vremenski period (u toku godine) pogodan za građenje zemljanih brana kraći nego kod betonskih. (Ne smije se nasipati ni u vrijeme mraza). Prema tome, meteorološki uvjeti na gradilištu su vrlo bitni za procjenu trajanja radova.

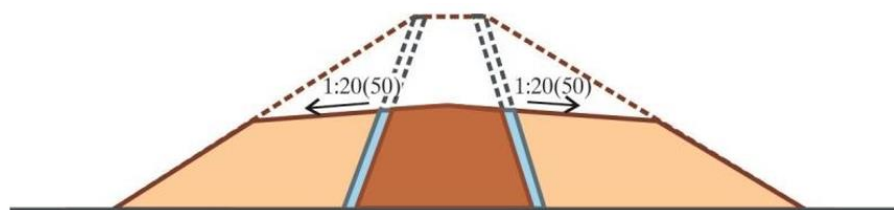
Ugradnja nasutog materijala koji nije glinovit (pijesak, šljunak) također zahtijeva zbijanje, a dinamičko nabijanje daje bolje rezultate od statičkog. Ovakvom materijalu pogoduje veća vlažnost pri zbijanju. *Što je materijal krupniji, to se za zbijanje dodaje više vode* – krupan pijesak i šljunak se polijevaju prije nabijanja, a pri ugrađivanju krupnog kamena se ponekad koriste mlazevi pod pritiskom. Filtarski materijal se nabija u slojevima od ~ 30 cm debljine.

Prije početka nasipanja temelj se čisti od organskog materijala (panjeva, korijenja), da nakon truljenja ne bi ostajale šupljine u zemljanoj masi, što može izazvati neravnomjerno slijeganje brane. (Prema Creageru 1961, u nasipu brane dozvoljeno je najviše 5 - 6 % organskog materijala).

Dijafragme i/ili priboje (ako su predviđeni) treba uraditi prije početka nasipanja, dok se injektiranje stijenske mase može uraditi i kasnije kroz injekcijsku galeriju (ili ponekad kroz glineno jezgro). Da bi se postiglo brtvljenje po cijeloj površini pregradnog presjeka, potrebno je da *injekcijska zavjesa* bude izvedena kao *nastavak vodonepropusne pregrade u tijelu brane* (glinene jezgre ili betonskog ekrana).

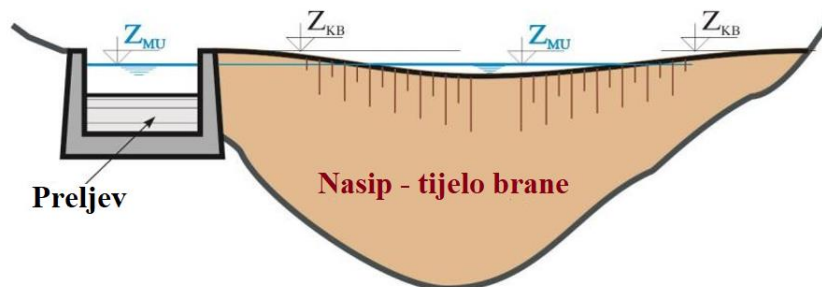
Neophodno je *osigurati dobru vezu između susjednih slojeva* nasipa, posebno između temelja i prvog sloja, kako bi se izbjeglo klizanje po ravni spoja, i spriječilo stvaranje privilegiranog puta procjedne vode između slojeva. Ovo se postiže hrapavljenjem donjeg (starog) sloja, neposredno prije početka nasipanja novog sloja.

Kada se rad na nasipanju privremeno prekida (kiša, mraz), potrebno je zbijanje gline završiti glatkim valjcima da bi se dobila glatka, *ocijedna površina s koje kiša otekne prije nego što se upije u nasip*. Iz istog razloga slojeve treba raditi sa *poprečnim padom* (1 : 20 - 1 : 50) od jezgre prema kosinama (slika 7.43).



Slika 7.43 Nagib materijala pri prekidu nasipanja

Visinski položaj krune nasipa (zemljane ili brane od kamenog nabačaja) određuje se slično kao kod betonskih brana (V.3.2). Postoji, međutim, i jedna važna razlika. I pored svih mjera za smanjenje slijeganja, kod nasutih brana *treba računati s 1 - 3 % slijeganja*, pa prema tome i izvoditi nasip (osigurati odgovarajuće “nadvišenje” nasipa). *Neuzimanje u obzir slijeganja nasipa može biti kobno*, jer se preliv (betonski evakuacijski objekt), koji je temelji na stijeni, daleko manje sliježe od nasipa brane, pa će nasip ostati snižen u odnosu na preliv (slika 7.44). Ovo znači da se na preljevu može javiti *nivo vode viši od krune nasipa*, pa će nasip biti prelivljen, s katastrofalnim posljedicama.

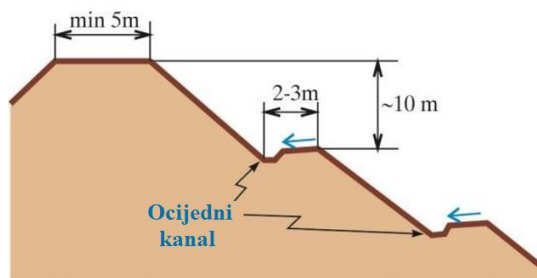


Slika 7.44 Nejednako slijeganje preljeva i nasipa brane

Na uzvodnom rubu krune obično se gradi valobran, a na nizvodnom ograda (slika 7.49, za detalje vidjeti USBR 1987 i Nonveiller 1983).

Uzvodna kosina mora biti zaštićena od udara valova, što se najčešće postiže slojem kamenog nabačaja. Za računsku visinu vala od $h_T \approx 1.0$ m, potrebna je zaštita od kamena krupnoće $d \approx 0.3$ m u sloju debljine od $t \approx 1.0$ m (Nonveiller, 1983). Pored kamenog nabačaja, za zaštitu od valova mogu se koristiti i obloga od armirano-betonskih ploča (livenih na licu mjesta ili prefabriciranih), obloga od asfalt-betona, obloga od rukom položenog kamena ("kamena naslaga"), ili se otpornost površinskog sloja kosine povećava miješanjem ugrađenog materijala nasipa s cementnim vezivom (USBR 1987, ICOLD 1986, Nonveiller 1983). Zaštita od valova mora biti postavljena u rasponu od krune brane do najnižeg radnog nivoa vode u akumulaciji. Između nasipa i zaštitnog sloja ugrađuje se filtarski sloj, koji štiti materijal nasipa od ispiranja prilikom pražnjenja akumulacije, kao i od ispiranja prilikom udara vala.

Nizvodna kosina se mora zaštititi od erozivnog djelovanja kiše. Zaštita se postiže kamenim nabačajem ili kamenom naslagom, ili zatravljanjem kosine pogodnim gusto rastućim travama. Ukoliko nema opasnosti od procjeđivanja kroz nizvodnu kosinu (tj. ako je procjedna linija presječena drenažnim filtrom), otpada i potreba za filtarskom zaštitom ispod kamene obloge.



Slika 7.45 Berme na nizvodnoj kosini

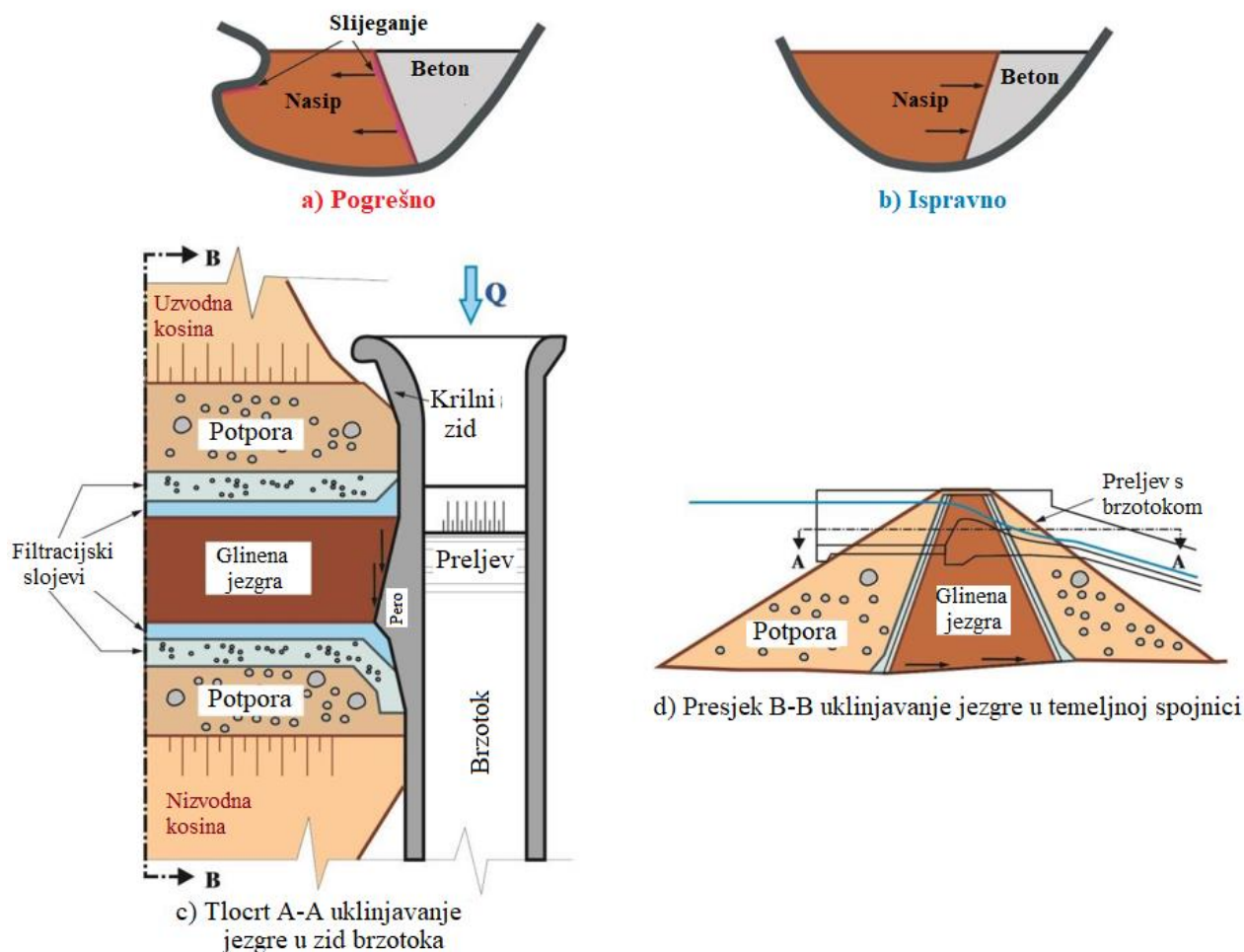
Kod brana visokih preko 15-20 metara često se rade proširenja – *berme* na svakih ~ 10 m visine, u cilju smanjenja erozivne energije kiše koja otječe kosinom. Berme su široke 2 - 3 m, s poprečnim padom prema kosini i s uzdužnim ocijednim kanalima (slika 7.45), kojima se voda odvodi, obično do kolektora na bokovima, a odatle kontrolirano do donje vode.

Pri nasipanju i zbijanju posebnu pažnju treba obratiti na *mjesta spoja nasutog materijala s dijelovima betonske konstrukcije i s bokovima i dnom dolina*, gdje najlakše dolazi do stvaranja pukotina i nekontroliranog procjeđivanja.

1) Ne smije se dozvoliti da betonska konstrukcija ili dio boka doline budu iznad zbijenog materijala, jer to redovno dovodi do pojave šupljina na mjestu dodira uslijed naknadnog slijeganja nasipa (slika 7.46a). Granični betonski zidovi trebaju biti *nagnuti od nasipa* (slika 7.46b), a nikako prema nasipu (materijal nasipa treba nalijegati na zidove). Suglasno s ovim, prvo treba uraditi betonski dio konstrukcije pa zatim nasipati.

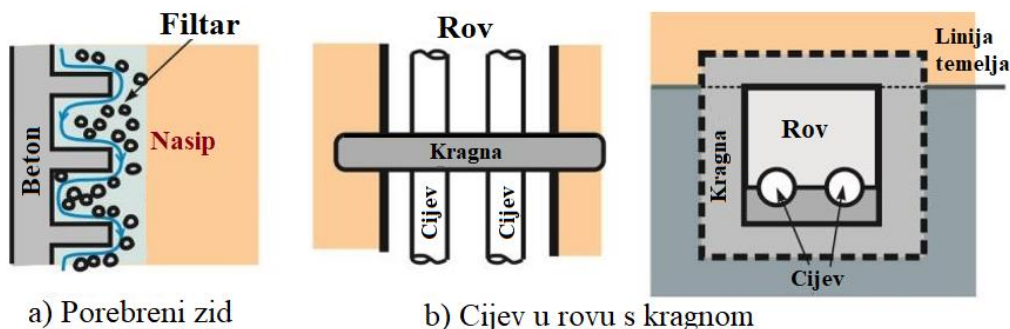
2) Zidovi kojima se nasip povezuje s betonskom konstrukcijom se ponekad porebruju (slika 7.47a), čime se donekle produžava put procjeđivanja vode na spoju (smanjuje se gradijent procjeđivanja). Međutim, ovakvi dijelovi nasipa oko betonskog objekta nisu pristupačni za velike strojeve pa se zbijanje mora vršiti specijalnim nabijačima, što često može izazvati nepovoljnije stanje nego da se gradila glatka kontura. Umjesto porebrivanja, može se u zoni kontakta proširiti jezgra i filtarska zaštita (slika 7.46c), a na vanjskoj strani betonskog zida uraditi izbočina ("pero"), kojim se jezgra tokom horizontalne deformacije pritišće na betonsku konstrukciju.

3) Ispod jezgre i filtera se kod temeljenja na ispucanoj stjenovitoj sredini postavlja sloj mršavog betona, a ako je ispucanost stijene velika, izlijeva se betonska ploča (debljine 20 - 30 cm). Na ovaj način se uklanja opasnost od ispiranja čestica jezgre kroz pukotine u stijenskoj masi. Također, korisno je da se prvi sloj jezgre gradi od gline visoke plastičnosti, kako bi se po slijeganju ostvario što bliži kontakt između jezgre i temelja. Uz to, kod raspadnute temeljne stijene, po potrebi se radi konsolidacijsko injektiranje, a između betonske ploče i stijene obavezno se radi vezno (kontaktno) injektiranje.



Slika 7.46 Veza betonske konstrukcije i nasipa

4) Cijevi, po pravilu, *ne bi trebalo postavljati kroz nasip brane*, niti kroz erodibilne temelje (najsigurnije je postaviti cijev kroz bok doline u stjenovitom materijalu). Ako je neophodno da cijevi prođu kroz branu, onda se mogu postaviti jedino u rovove u temelju, i to samo ako temelj ima odgovarajuću čvrstoću i malu deformabilnost, kako ne bi došlo do neravnomjernog slijeganja i pucanja cijevi. Rovovi se ponekad presijecaju betonskim “kragama” za *produženje puta procjedne vode* (slika 7.47b). Slično porebravanju zidova, i ova mjera može biti neefikasna uslijed neodgovarajućeg zbijanja nasipa oko rebara. Umjesto “kragne” cijevi se mogu ugraditi u betonske blokove, oblikovane tako da omogućavaju što tijesniji kontakt s nasipom. Neophodno je osigurati zatvaračnicu i na uzvodnom kraju cijevi, da bi se omogućio pristup po cijeloj dužini cijevi u slučaju havarije cijevi. Detalje o projektiranju, izvođenju i održavanju cijevi kroz nasute brane vidjeti u literaturi (FEMA 2005).



Slika 7.47 Veza nasipa sa zidom i postavljanje cijevi ispod nasipa

Hidrauličko nasipanje

Hidrauličko nasipanje je rjeđe primjenjivan postupak za izradu brana, s obzirom na to da se obično isplati samo za izuzetno velike količine nasipavanja.

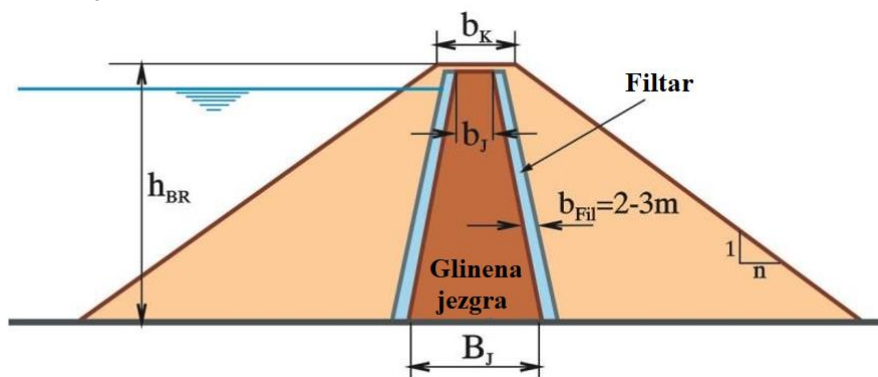
Zemljani materijal se suspendira u vodi, pa se specijalnim crpkama transportira i deponira – odlaže na mjesto nasipanja (Milovanov 1972, Creager i dr. 1961, Pećinar 1960).

Orijentacijske dimenzije

U početnim fazama projektiranja, neke od dimenzija nasutih brana (širina krune, širina jezgra, nagibi kosina) se iskustveno procjenjuju. Širina nasipa brane u kruni, b_K , (slika 7.48) može se računati kao (Nonveiller 1983):

$$(7.53): \quad b_K = 1 + A\sqrt{h_{BR}}, \text{ gdje je } A = 1.1 - 1.65, \text{ s tim da je } b_K > 4 \text{ m.}$$

Širina glinene jezgra u kruni, b_J , obično nije manja od 3 m (premda postoje brane s $b_J = 1$ m), dok se za širinu na dnu (osnovici), B_J , može pretpostaviti $B_J = \text{od } \frac{1}{4} h_{BR} \text{ do } \frac{1}{2} h_{BR}$. (Postoje brane sa znatno tanjom jezgrom, $B_J < \frac{1}{10} h_{BR}$, ali one predstavljaju izuzetak.



Slika 7.48 Orijentacijske dimenzije zemljanih brana

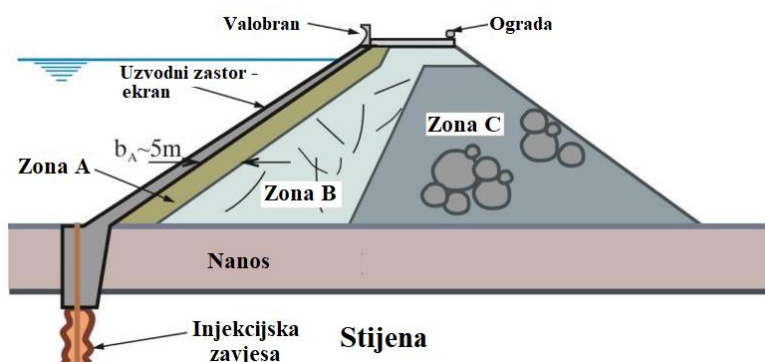
Nagibi vanjskih kosina zavise od materijala nasipa i uvjeta temeljenja. Na zdravom stjenovitom tlu se obično usvaja nagib od 1:2.5 - 1:3.5 za glinovite i prašinate materijale i 1:2 - 1:3 za pjeskovite i šljunkovite materijale. Za teže uvjete temeljenja povećava se i nagib kosina. Nizvodna kosina je obično sa većim nagibom od uzvodne (zbog nepovoljnih uvjeta stabilnosti na uzvodnoj kosini pri naglom pražnjenju akumulacije, VII.7.1).

VII.10.2 Brane od kamenog nabačaja

Kamen se zbija u vlažnom stanju korištenjem vibrovaljaka (ponekad uz vodene mlazove). Slojevi nabačaja su debljine od 0.3 do 2.0 m (najčešće ~ 1 m), zavisno od tipa brane i mjesta ugrađivanja (kod brane s glinenom jezgrom slojevi su tanji, naročito u blizini jezgre). Ugradnja kamenog nabačaja obavlja se po svim vremenskim uvjetima, što je velika prednost ovog tipa brana.

Najveća mana brana s uzvodnim armirano – betonskim ekranom je *deformiranje i pucanje ekrana uslijed nejednakog slijeganja materijala ispod ekrana*, pa se ekran postavlja tek pošto je završeno zbijanje materijala u nasipu.

Obično se brane od kamenog nabačaja rade zonirano (USBR 1987). Kod brana s ekranom, nizvodna zona, koja daje stabilnost – potporu, je od najboljeg i najkrupnijeg kamena (zona C na slika 7.49). Uzvodna zona (A) je od dobro zbijenog šljunka i sitnijeg tucanika, pa osigurava stabilnu osnovu za ekran koji se preko nje polaže. (Ponekad se postavlja i sloj od kamene naslage s istom ulogom.) Središnja zona (B) je obično od kamena slabijeg kvaliteta i čini popunu između zona (A) i (C).



Slika 7.49 Zoniranje materijala u brani od kamenog nabačaja

Utjecaj neravnomjernog slijeganja ekrana se smanjuje korištenjem *ploča manjih dimenzija* (rijetko se koriste ploče veće od 10 x 10 m), a spojnice se rade s fleksibilnim brtvama. Ekran se obavezno sidri u bokove doline i temelje (za detalje vidjeti USBR 1987 i Sherard 1963).

Armiranje ekrana štiti ploče od pucanja uslijed neravnomjernog slijeganja. Ako se i jave, pukotine u betonu će uslijed povezujućeg djelovanja armature biti znatno uže nego kod nearmiranih ploča, čime se postiže bolja vodonepropusnost ekrana.

Orientacijske dimenzije

Nagib kosina kamenog nabačaja pri temeljenju na stjenovitom temelju kreće se od 1:1.5 do 1:3 (i strmije). Za prvu procjenu, može se uzeti da je debljina ekrana – zastora u kruni oko 30 cm i da idući niz kosinu raste za 1 cm na svaki metar dubine vode. Debljina asfalta, odnosno asfalt-betonske zaštite iznosi ~ 30 – 50 cm i obično se radi u nekoliko slojeva različitog sastava. U posljednje vrijeme često se ispod armirano-betonske, odnosno, asfalt-betonske zaštite ugrađuju geomembrane (slično kao i kod zemljanih brana), radi postizanja boljeg brtvljenja (U.S.A Corps of Engineers, 2004).

O izradi i dimenzijama glinene jezgre već je bilo govora u dijelu VII.10.1.

LITERATURA:

- Batinić, B., (1994), "Hidraulika", Građevinski fakultet univerziteta u Beogradu, Beograd.
- Bear, J., (1979), "Hydraulics of groundwater", McGraw-Hill Book Company.
- Bear, J., (1988), "Dynamics of Fluids in Porous Media", Dover.
- Boreli, M., (1980), "Hidraulika", BEOGRAD.
- Vuković, M. i Pušić, M., (1986), "Filtracijske deformacije i stabilnost tla", Institut za vodoprivredu "Jaroslav Černi", BEOGRAD.
- Vuković, M. i Soro, A., (1984), "Dinamika podzemnih voda", Institut za vodoprivredu "Jaroslav Černi", BEOGRAD.
- Creager, W.P et al., (1961), "Engineering For Dams", John Wiley and Sons.
- FEMA (2005), "Technical Manual: Conduits through Embankment Dams". Građevinski kalendar (1981).
- Grišin, M.M., (1954), "Gidrotehničke Sooruzhenija", Gosudarstvennoje Izdateljstvo Literaturi po Stroitelstvu i Arhitekturi, MOSKVA.
- ICOLD (1985), "Filling Materials for Watertight Cut-off Walls", Bulletin No. 51.
- ICOLD (1986), "Soil-Cements", Bulletin No. 54.
- ICOLD (1986), "GEOTEXTILES as Filters and Transitions in Fill Dams", Bulletin No. 55.
- ICOLD (2005), "DAM FOUNDATIONS – Geological considerations. Investigation. Methods. Treatment Monitoring", Bulletin No. 129.
- ICOLD (2005a), "GEOMEMBRANE SEALING SYSTEMS FOR DAMS", Draft.
- Kapor, R., (2011), "Hidraulika" – drugo izmenjeno i dopunjeno izdanje, Građevinski fakultet.
- Linsley, R.K., Franzini J.B., (1979), "Water-Resources Engineering", McGraw-Hill Book Company.
- Maksimović, M., (1995), "Mehanika tla", Grosknjiga, Beograd.
- Milovanov, D., 1972, "Hidrosistem Dunav-Tisa-Dunav", Novi Sad.
- Nonveiller, E., 1983, "Nasute brane", ŠKOLSKA KNJIGA – ZAGREB.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Petrović, P.S., (1992), "Hidrotehničke konstrukcije", I deo, NAUKA, BEOGRAD.
- Pećinar, M., (1960), "Hidrotehničke konstrukcije – brane", Izdanje udruženja studenata Građevinskog fakulteta, BEOGRAD.
- Pinder, J., F. i Gray, W., G., (1977), "Finite Element Simulation In Surface and Subsurface Hydrology", Academic Press.
- Rezniček, K., (1978), "Odbrana od poplava u ravničarskim predelima", NOVI SAD.
- Sherard, J.L., et al., (1963), "Earth and Earth-Rock Dams – Engineering Problems of Design and Construction", Wiley, New York.
- Smith, D.C, (1995), "Hydraulic Structures", University of Saskatchewan.
- SRPS U.C5.020, 1980 "Projektovanje nasutih brana i hidrotehničkih nasipa – tehnički uvjeti". SSSR Ministarstvo Stroitelstva (1955), "Spravočnik po Gidrotehniki", MOSKVA.
- Thomas, H.H. (1976), "The Engineering of Large Dams", Wiley, Chichester.
- USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.
- U.S.A Corps of Engineers, (2004), "General Design and Construction Consideration for Earth and Rock-fill Dams", EM 1110-2-2300.

VIII

EVAKUACIJA VELIKIH VODA I

EVAKUACIJSKI ORGANI

Evakuacijski organi ili evakuacijski objekti ili evakuatori (skraćeno EO) služe da *višak vode*, koja se ne može iskoristiti niti zadržati u akumulaciji, *sigurno i kontrolirano odvedu iz akumulacije u nizvodno korito*. Pod ovim se podrazumijeva da ispuštena voda *ne ugrožava branu*, kao i sam evakuacijski objekt, okolne objekte i područje nizvodno od brane. EO se često nazivaju i *preljevima*, mada je preljev najčešće samo jedan dio evakuacijskog organa. Pored *glavnog evakuacijskog organa*, koji je predviđen za evakuaciju voda poplavnih valova male vjerojatnosti pojave, brana je opremljena i *temeljnim ispustom*, čija je osnovana namjena *pražnjenje akumulacije*. Kapacitet temeljnog ispusta je znatno manji od kapaciteta glavnog EO, premda se pomoću ispusta mogu evakuirati manji poplavni valovi (valovi veće vjerojatnosti pojave). Uz to, ispust omogućava pretpražnjenje akumulacije uoči nailaska vala. U ovom poglavlju proučavat će se *glavni evakuacijski organi*, dok će o temeljnim ispustima biti riječi u poglavlju XI.

Ovisno od vrste i značaja objekta, topografije terena, geološke građe, i količine vode koja se evakuiira, postoji “neograničeno” mnogo, manje ili više, različitih rješenja EO (Khatsuria 2005). Prema najopćenitijoj podjeli EO mogu propuštati vodu:

- 1) **Preko** preljevnog dijela brane.
- 2) **Kroz** tijelo brane.
- 3) **Oko** brane, kao nezavistan objekt (obično tunelski).

Najveći broj evakuacijskih organa sastoji se iz tri osnovna dijela (slika 8.1):

- 1) **Ulazni (zahvatni) dio** je obično *preljev* (s ili bez ustava), kojim se mirna voda iz akumulacije pokreće (ubrzava) i uvodi u:
- 2) **Provodnik** (najčešće brzotok ili tunel), koji odvodi vodu do:
- 3) **Izlaznog dijela**, koji omogućava da se voda prije upuštanja u nizvodno korito umiri (da joj se oduzme energija), kako ne bi potkopavala temelje objekta. Obično je izlazni dio neka vrsta *umirivača* (rasipača) energije.

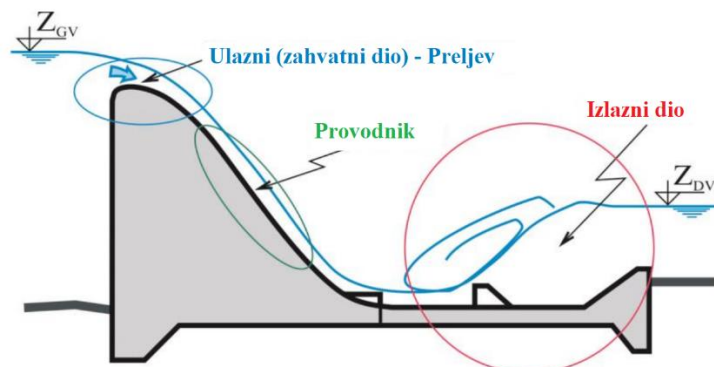
Kao i ostali hidrotehnički objekti, evakuacijski organi moraju biti:

- 1) Ispravno *hidraulički dimenzionirani i oblikovani*, kako bi efikasno i sigurno zahvaćali i odvodili višak vode iz akumulacije u nizvodno korito. Pri tome treba ostvariti što je moguće *jednostavnije oblike* konstrukcije i uskladiti položaj EO s ostalim objektima u okviru raspoloživih topografskih i geoloških uvjeta.
- 2) *Statički stabilni*.
- 3) *Što jeftiniji i lakši za izgradnju i montažu opreme, korištenje i održavanje*.

Na ispravno oblikovanom i hidraulički dimenzioniranom evakuacijskom objektu ostvaruje se *jednoznačna veza između protoka i nivoa vode* u akumulaciji (ovo vrijedi samo ako je prelijevanje nepotopljeno, tj. ako nizvodni uvjeti ne utječu na prelijevanje).

Kontrolni presjek evakuacijskog organa je presjek koji jednoznačno određuje (fizički i matematički) vrijednost protoka zavisno od nivoa vode u akumulaciji.

Kontrolni presjek je najčešće na ulaznom dijelu EO (preljevu), premda se kod nekih vrsta EO može postaviti i na pogodnom mjestu u provodniku, a ima objekata gdje se kontrolni presjek premješta duž objekta, zavisno od vrijednosti protoka (npr. bunarski preljev).



Slika 8.1 Dijelovi evakuacijskog organa

Projektiranje evakuacijskog objekta obično obuhvaća sljedeći postupak:

- 1) Prikupljanje i izrada odgovarajućih hidroloških, topografskih i geoloških *podloga* (za generalni, idejni projekt i glavni projekt).
- 2) Izbor *računskog* (projektnog) *protoka* (procjenjuje se u generalnom, a trebalo bi se konačno utvrditi u idejnom projektu).
- 3) Izbor *tipa* evakuacijskog objekta (radi se u idejnom projektu).
- 4) Postavljanje – *uklapanje objekta u teren* u okviru dispozicije cjelokupnog rješenja brane i pratećih objekata, vodeći računa o geološkoj građi i hidrološkim karakteristikama (radi se u idejnom projektu).
- 5) *Hidrauličko dimenzioniranje i oblikovanje* EO (radi se u idejnom projektu, a ako izmjene u podlogama nalažu, dorađuje se u glavnom projektu).
- 6) *Hidraulička modelska ispitivanja* (rade se, po potrebi, poslije ili tijekom idejnog projekta, kao podloga za glavni projekt).
- 7) *Statičko dimenzioniranje* objekta (idejni projekt i glavni projekt).
- 8) Izrada odgovarajućih crteža, tehnički opis i ostala neophodna dokumentacija (generalni, idejni i glavni projekt).

U preliminarnim fazama projektiranja, sve do razrade izabranog rješenja u drugom dijelu idejnog projekta, nema potrebe za detaljnim proračunima. Nije potrebno koristiti složene izraze i postupke koji obuhvaćaju mnoštvo utjecaja, a koji zanemarivo utječu na glavne dimenzije konstrukcije. S druge strane, pri razradi izabranog rješenja u idejnom projektu i narednim fazama projekta, treba koristiti svo raspoloživo znanje i iskustvo, kako bi se projektirao objekt prema naprijed izloženim zahtjevima. U tu svrhu često su od neprocjenjive vrijednosti i rezultati koji se mogu dobiti dobro osmišljenim i savjesno urađenim hidrauličkim modelskim ispitivanjima.

VIII.1 IZBOR MJERODAVNOG – RAČUNSKOG PROTOKA

Izbor **računskog (mjerodavnog, projektnog) protoka**, Q_R , je jedan od najosjetljivijih i najznačajnijih koraka u projektiranju evakuacijskih organa. Kao računski protok obično se usvaja vrh *izlaznog* (transformisanog, ublaženog) poplavnog vala *male vjerojatnosti (prekoračenja) pojave* (npr. vala 1000-godišnje, $Q_{0.1\%}$, ili 10 000-godišnje velike vode, $Q_{0.01\%}$), ili vrh *izlaznog vala maksimalne vjerojatne vode* (PMF – eng. *Probable Maximum Flood*), Q_{PMF} .

Često se (za isti evakuacijski objekt) koristi više različitih računskih protoka, od kojih je svaki mjerodavan za određeni dio objekta. Tako, zahvatni dio (preljev) obično ima kapacitet koji, pri koti maksimalnog uspora u akumulaciji, omogućava prihvatanje maksimalnog protoka koji treba evakuirati (recimo, Q_{PMF} , ili $Q_{0.01\%}$). Brzotok (prijelazni dio EO na slici 8.1) se ponekad može dimenzionirati na nešto manji protok (npr. $Q_{0.1\%}$, ili $0.3 \times Q_{PMF}$), s tim što će pri maksimalnom protoku (za koji je dimenzioniran preljev) doći do manjeg izlivanja vode izvan korita brzotoka i eventualno do manjih oštećenja, koja ne smiju ugroziti stabilnost samog objekta. Izlazni dio (umirivač energije) obično se može dimenzionirati na još manji protok (npr. $Q_{0.5\%}$, ili $Q_{1\%}$), uz rizik da se pri većem protoku ovaj dio objekta znatno ošteti (ili čak potpuno uništi), ali uz uvjet da stabilnost brane i ostalih vitalnih objekata time ne bude ugrožena.

Suglasno prethodno opisanom rasuđivanju, u projektnim kriterijima pojedinih projektantskih kuća, ili institucija, razlikuju se pojmovi računskog protoka EO, i računskog protoka mjerodavnog za stabilnost brane, kao i odgovarajućih nivoa vode u akumulaciji (Erčić 2002). Računski protok EO (ili dijela EO) je maksimalni protok koji EO (ili dio EO) može prihvatiti pri normalnim uvjetima rada, bez opasnosti od oštećenja (uslijed izlivanja vode iz korita, pojave vakuuma, vibracija i ostalih nepoželjnih pojava). Računski protok mjerodavan za stabilnost brane je najveći protok pri kome brana nije ugrožena od djelovanja poplavnog vala – to je najveći protok od koga se štiti brana. Pri ovom protoku ne smije doći do oštećenja na brani i pratećim objektima koja bi ugrozila stabilnost brane. Obično je to vrh izlaznog vala PMF (Q_{PMF}), ili vala 10 000-godišnje velike vode ($Q_{0.01\%}$), ili neki protok između ova dva. Očigledno, računski protok EO je uvijek manji ili jednak računskom protoku mjerodavnom za stabilnost brane. U skladu s protocima, javljaju se i odgovarajući “maksimalni” nivoi vode u akumulaciji: maksimalni nivo vode pri normalnom radu evakuacijskih organa, kao i maksimalni nivo mjerodavan za stabilnost brane – kota maksimalnog uspora (na slici 2.1).

Ne postoji sveobuhvatni “recept” za određivanje računskog protoka. Na izbor utječu brojni čimbenici, od kojih su najvažniji:

- 1) Tip brane.
- 2) Ugroženost nizvodnog područja.
- 3) Značaj samog objekta (brane s pratećim objektima).
- 4) Tip evakuacijskog organa.
- 5) Pouzdanost hidroloških podataka.
- 6) Retencijske mogućnosti akumulacije.

Kriteriji za izbor računskog protoka EO su se mijenjali – razvijali tijekom vremena. Nekada je kao jedini mjerodavni čimbenik prihvaćan tip brane (takozvana “Prva generacija kriterija”, Erčić 2002). Prelijevanje preko tijela (nasipa) nasutih brana gotovo uvijek dovodi do djelimičnog ili potpunog rušenja objekta, pa je zato za nasute brane usvajan val $Q_{0.01\%}$, a za betonske brane, koje su manje osjetljive na prelijevanje, uziman je val veće vjerojatnosti pojave, obično $Q_{0.1\%}$. U to vrijeme se pri razmatranju velikih voda uglavnom oslanjalo samo na statistiku, a primjena postupaka za procjenu fizički maksimalnog protoka nije bila uobičajena.

Suvremeniji i trenutno najzastupljeniji način izbora računskog protoka EO (“Druga generacija kriterija”), pored tipa brane, pažnju posvećuje i ugroženosti nizvodnog područja. Tako, na primjer, ako je nizvodno od nasute brane naseljeno područje, rušenje uslijed prelijevanja brane bi izazvalo ljudske žrtve i velike materijalne štete, pa se preljev (zahvatni dio) i, po potrebi, provodnik EO dimenzioniraju na vrh izlaznog (transformiranog) vala maksimalno velike vode – PMF (ublažavanje poplavnog vala je obrađeno u dijelu II.8). Izlazni dio EO (umirivač energije) se obično dimenzionira na manji protok (uzima se 1000-godišnja, $Q_{0.1\%}$, ili 200-godišnja, $Q_{0.5\%}$, ili čak 100-godišnja, $Q_{1\%}$, velika voda), naravno, ako se procijeni da eventualno oštećenje i privremeni izlazak umirivača iz pogona, uz pojačanu ali kratkotrajnu eroziju nizvodnog korita, ne bi ugrozili stabilnost brane i ostalih vitalnih objekata. Kao što je prethodno rečeno,

provodnik EO se također može dimenzionirati na manju vodu ($Q_{0.01\%}$, ili $Q_{0.1\%}$), uz uvjet da njegova eventualna oštećenja ne mogu ugroziti branu i vitalne objekte oko brane. Evakuacijski organi *betonskih brana* po pravilu se dimenzioniraju na val veće vjerojatnosti pojave (nego kod nasutih brana), s obzirom na to da prelijevanje betonskih brana obično ne dovodi do katastrofalnih posljedica. Često se za *lučne i gravitacijske* betonske brane uzima vrh izlaznog hidrograma 1000-godišnje velike vode ($Q_{0.1\%}$). Za betonske brane s preljevima koji su kontrolirani ustavama, mogu se razmatrati dva računski protoka: (1) *projektirani protok* $Q_{0.1\%}$, kada jedno preljevno polje nije u funkciji i (2) *kontrolni protok* $Q_{0.01\%}$, kada su sva polja funkcionalna. Proračunom opće stabilnosti bi trebalo pokazati da će s ovako dimenzioniranim EO brana ostati stabilna i pri nailasku maksimalno vjerojatne vode (PMF), s eventualnim prelijevanjem preko nepreljevnog dijela brane, uz dopuštena manja oštećenja. (Ponekad se umjesto hidrograma vala 1000-godišnje velike vode, računa s valom čiji protoci iznose 30 % vrijednosti vala PMF, dok se umjesto hidrograma 10 000-godišnje velike vode, računa s protocima koji iznose 50 % vrijednosti PMF vala.)

Za male objekte, čija oštećenja, ili potpuno rušenje, ne bi izazvali žrtve i znatne nizvodne štete, računski protok za evakuaciju velikih voda određuje se ekonomskom analizom. Na primjer, za malu nasutu branu (visine 5 – 10 m i dužine od 50-ak metara) u nenaseljenom području, obično je ekonomski neopravdano dimenzioniranje evakuacijskih organa na 10 000-godišnju veliku vodu (ili PMF), jer bi koštanje EO višestruko nadmašilo koštanje same brane. Ovakav objekt će se najvjerojatnije dimenzionirati na 100-godišnju veliku vodu, ili čak na 50-godišnju vodu, ako tako pokaže ekonomska računica i zavisno od želje investitora.

Posljednjih godina, uporedno s “klasičnim pristupom”, kao pomoćna metoda, u mnogim projektantskim kućama i institucijama se primjenjuje i postupak zasnovan na *upravljanju rizikom* (odnosno *analizi rizika*, Savić Lj. i Savić D., 2003 i Erčić, 2002). (Ovaj postupak bi se mogao shvatiti kao kandidat za naziv “Treće generacije kriterija”.) U postupku upravljanja rizikom se analiziraju mogući *hazardi* po razmatranu branu (poplavni val, zemljotres, otkazivanje ustava, rušenje uzvodne brane i sl.), utvrđuju mogući mehanizmi rušenja razmatrane brane izazvani navedenim hazardima (erozija nasipa uslijed prelijevanja, klizanje kosine nasipa uslijed seizmičkog udara, klizanje betonske lamele uslijed povećanja uzgona i sl.) i procjenjuje vjerojatnost svakog od događaja u lancu mehanizma rušenja, kako bi se procijenila ukupna *vjerojatnost rušenja brane*. Zatim se, na osnovu parametara poplavnog vala koji bi nastao uslijed rušenja brane procjenjuje šteta, pa se kao „umnožak“, štete i vjerojatnosti rušenja dobija *rizik*. Ovaj rizik bi trebao biti manji od onoga što je zajednica na ugroženom terenu (nizvodno od brane) spremna prihvatiti.

Pojedine države i organizacije daju propise i/ili preporuke prema kojima se određuje mjerodavni računski val za dimenzioniranje evakuacijskih organa, prije svega kod visokih brana (ICE 1996, Novak 1996, ICOLD 1992, USBR 1987). Također, mnoge države zakonski propisuju da se za svaku visoku branu napravi *proračun “hidrauličkih posljedica rušenja brane”*, u okviru koga se procjenjuju brzina kretanja poplavnog vala u nizvodnom koritu i nivoi do kojih bi voda stigla u slučaju rušenja brane (Vischer & Hager 1998). Na osnovu rezultata proračuna se priprema sustav uzbunjivanja stanovništva na ugroženom području. Na terenu se obilježava granica zone koja je sigurna – iznad koje bi se stanovništvo (i pokretna dobra) trebala evakuirati u slučaju opasnosti od rušenja brane i postavljaju sirene kojima se oglašava opasnost.

Uvijek treba imati na umu da se tijekom života objekta *može javiti i protok veći od računskog* pa je korisno da kapacitet evakuacijskog organa brzo raste pri malim priraštajima nivoa preko kote maksimalnog uspora. Ovim se dodatno smanjuje rizik od prelijevanja brane, čak i u slučaju da je računski protok podcijenjen. Dodatna sigurnost brane pri evakuaciji velikih voda se može osigurati izradom sigurnosnih preljeva (dio VIII.9.4, ICOLD 1987).

Određivanje protoka velikih voda nije predmet ove knjige, pa se čitatelj upućuje na odgovarajuću literaturu (Erčić 2002, Zelenhasić i Ruski 1991, ICOLD 1992, ACER 1988, Linsley 1975). Ipak, mora se

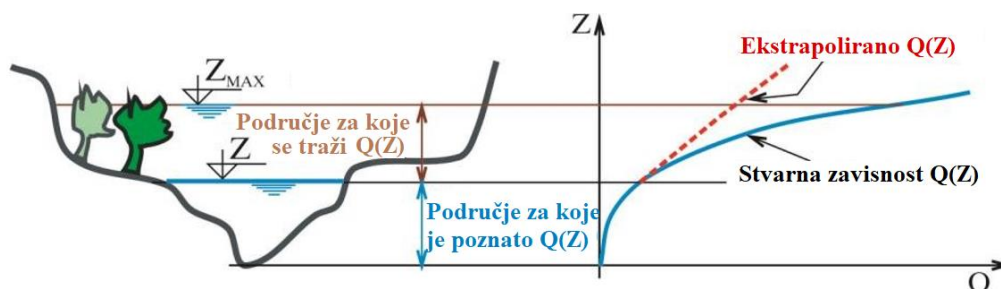
istaknuti veliki značaj kvaliteta hidroloških podataka za sigurnost objekta pa stoga treba posvetiti dovoljno vremena i sredstava da bi se osigurali što pouzdaniji podaci. Ne bi trebalo štedjeti na mjerenjima tijekom projektiranja, a i kasnije tijekom eksploatacije objekta, kada se mogu dobiti korisni podaci za razmatrani objekt, kao i za objekte koji će se u budućnosti graditi u bliskim područjima.

VIII.2 ODREĐIVANJE KRIVULJE PROTOKA DONJE VODE

Protočna krivulja donje vode – skraćeno **krivulja donje vode**¹ – predstavlja zavisnost protoka, Q , od nivoa vode, Z , u poprečnom presjeku riječnog korita na mjestu brane (odnosno, na mjestu izlaznog dijela EO). To je neophodna podloga za projektiranje EO, kao i svih ostalih građevina koje imaju veze s vodotokom nizvodno od brane (temeljni ispušt, hidroelektrana, osiguravanje temeljne jame za vrijeme građenja i sl.). Vrlo često se ne raspolaže mjerenjima na osnovu kojih bi se formirala protočna krivulja, ili se u najboljem slučaju raspolaže samo podacima za male (“normalne”) protoke, a za dimenzioniranje objekta bitni su baš oni veliki (“nenormalni”). Vrijednosti nivoa pri velikim protocima mogu se procijeniti na više načina:

1) Zavisnost $Q(Z)$ se za velike protoke može **ekstrapolirati** na osnovu manjih protoka za koje postoje rezultati mjerenja. Međutim, ekstrapolaciju treba izbjegavati kao *nepouzdan* postupak, pogotov ako rezultati mjerenja odgovaraju protocima za koje je nivo vode *unutar glavnog korita*, a ekstrapolacija se odnosi na protoke za koje se voda *izlijeva u inundaciju*, gde se uvjeti tečenja bitno razlikuju (slika 8.2).

2) Krivulja protoka se može dobiti (dopuniti) i **računski**, tako što se za izabrane vrijednosti protoka, Q , izračunavaju *linije nivoa* vode, počevši od pogodnog *nizvodnog graničnog uvjeta*, a zaključno s presjekom za koji se traži krivulja (slika 8.3). (Ovakav postupak vrijedi za mirno tečenje; ako je režim silovit, zavisnost $Q(Z)$ određuje uzvodni granični uvjet – sam objekt.) Računsko određivanje krivulje protoka omogućava i da se procijene utjecaji promjena u koritu (uslijed erozije ili uslijed radova u koritu) na vezu $Q(Z)$.

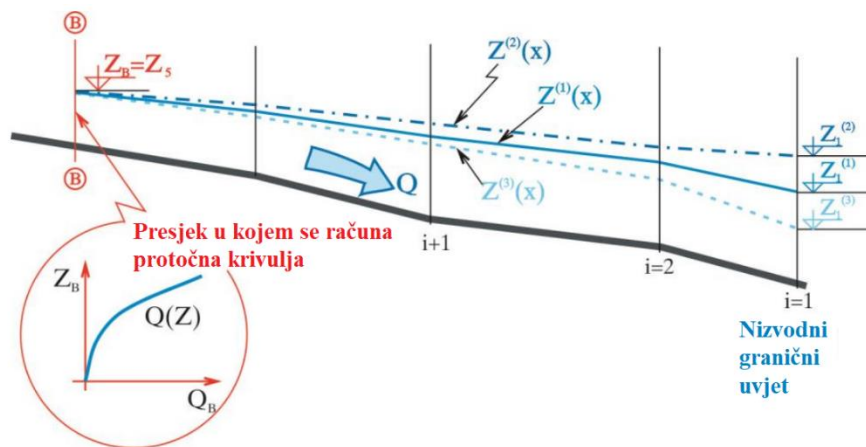


Slika 8.2 Krivulja donje vode za složeno korito

Nivo u najnižvodnijem presjeku (gdje je potrebno zadati granični uvjet) najčešće se mora pretpostaviti. Obično se pretpostavlja normalna dubina, osim ako uvjeti tečenja ne zahtijevaju kritičnu ili neku drugu dubinu.

Obično se linija nivoa računa u 3 – 5 presjeka nizvodno od mjesta u kome se traži krivulja protoka (presjek “B” na slici 8.3). Može se uzeti i manji broj presjeka, ako postoji krivulja protoka za relativno blizak nizvodni presjek, koja će predstavljati pouzdan granični uvjet. Ne treba pretjerivati s brojem presjeka. Ako se za najveći promatrani protok izračunaju linije nivoa $Z^{(1)}(x)$, $Z^{(2)}(x)$ i $Z^{(3)}(x)$ za različite vrijednosti *nizvodnog graničnog uvjeta*, $Z_1^{(1)}$, $Z_1^{(2)}$ i $Z_1^{(3)}$ (slika 8.3) i ako sve tri linije konvergiraju istoj vrijednosti Z_B u *najuzvodnijem presjeku*, tada nema potrebe da se linija nivoa produžava dalje nizvodno, tj. ne treba uvoditi dodatne nizvodne presjeke.

¹ Ponegdje se može naći i na naziv “konsumpcijska krivulja”.



Slika 8.3 Konvergencija linija nivoa za različite vrijednosti graničnog uvjeta

Linija nivoa u neprizmatičnom koritu proizvoljnog poprečnog presjeka računa se primjenom energetske jednadžbe za tečenje između dva presjeka (Jovanović 2002, Henderson 1966). S obzirom da se pretpostavlja miran režim, nivo vode je poznat u nizvodnom presjeku "1" (odnosno "i"), a računa se u uzvodnom presjeku "2" (odnosno "i+1"). Prema slici 8.4, energetska kota u uzvodnom presjeku "2", E_2 , jednaka je koti energije u nizvodnom presjeku "1", E_1 , uvećanoj za gubitke na dionici između dva presjeka, ΔE_{1-2} , pa se može napisati:

$$(8.1): \quad E_2 = E_1 + \Delta E_{1-2}, \text{ odnosno:}$$

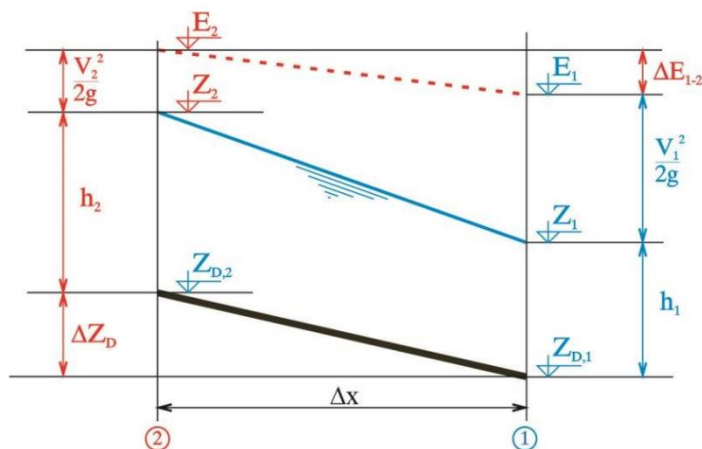
$$(8.2): \quad Z_{D,2} + h_2 + \frac{v_2^2}{2g} = Z_{D,1} + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \frac{1}{2} \Delta x \left(\frac{Q^2 n^2}{A_1^2 R_1^3} + \frac{Q^2 n^2}{A_2^2 R_2^3} \right)$$

gdje je R = hidraulički radijus, n = Maningov koeficijent hrapavosti, koji se obično procjenjuje na osnovu pregleda terena. Linijski gubitak energije, ΔE_{1-2} , izražen je preko Chezy-Manningove jednadžbe, osrednjavanjem nagiba (pada) trenja između dva računsa presjeka, a po potrebi se slično obračunavaju i lokalni gubici.

Površina i hidraulički radijus su *geometrijske funkcije dubine u presjeku*, a brzina se može izraziti preko površine, odnosno dubine, kroz jednadžbu kontinuiteta:

$$(8.3): \quad A = A(h), \quad R = R(h) = \frac{A(h)}{O(h)}, \quad \text{ i } \quad v = \frac{Q}{A(h)},$$

što znači da je energetska jednadžba (8.2) *implicitna jednadžba* po promjenljivoj h_2 (dubina u uzvodnom presjeku "2"), i rješava se nekom od numeričkih metoda. U većini praktičnih slučajeva može se primijeniti *postupak postepenog približavanja (metoda prostih iteracija)*, gdje se pretpostavi početna vrijednost za dubinu h_2 , pa se preko jednadžbe (8.2) pretpostavljena vrijednost "popravlja", dok se ne postigne željena točnost.



Slika 8.4 Proračun linije nivoa između dva presjeka

U nastavku će se opisati postupak rješavanja jednadžbe (8.2) postepenim približavanjem ("iteracijama"). Energetska jednadžba (8.2) će se prepisati kao:

$$(8.4): \quad h_2 + \frac{v_2^2}{2g} - \frac{1}{2} \Delta x \frac{Q^2 n^2}{A_2^2 R_2^3} = h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \frac{1}{2} \Delta x \frac{Q^2 n^2}{A_1^2 R_1^3} - \Delta Z_D = C_1$$

Vrijednost desne strane jednadžbe (8.4), C_1 , je poznata, jer su sve promjenjive veličine funkcije poznate dubine u nizvodnom presjeku, h_1 (preko izraza 8.3).

Pri mirnom režimu tečenja, utjecaj dubine h_2 , koja predstavlja potencijalnu energiju presjeka "2", dominantan je u odnosu na brzinsku visinu i (ako je dionica relativno kratka) na linijske gubitke, zbog čega se energetska jednadžba (8.4) "rješava" (odnosno izražava) po promjenljivoj h_2 . Na početku iterativnog postupka (početna pretpostavka ili "prva iteracija"), zanemarit će se utjecaj ostalih članova vezanih za presjek "2" pa se može napisati:

$$(8.5): \quad {}^{(1)}h_2 = C_1 - \frac{v_2^2}{2g} + \frac{1}{2} \Delta x \frac{Q^2 n^2}{A_2^2 R_2^3} \approx C_1$$

gdje prefiks (1) označava redni broj iteracije (ponavljanja).

S pretpostavljenom dubinom ${}^{(1)}h_2$ dobivaju se površina presjeka ${}^{(1)}A_2$, hidraulički radijus ${}^{(1)}R_2$, i brzina ${}^{(1)}v_2$:

$$(8.6): \quad {}^{(1)}A_2 = A_2 \left({}^{(1)}h_2 \right), \quad {}^{(1)}R_2 = R_2 \left({}^{(1)}h_2 \right), \quad \text{ i } \quad {}^{(1)}v_2 = \frac{Q}{A_2 \left({}^{(1)}h_2 \right)},$$

s kojima se računa "popravljena" dubina ${}^{(2)}h_2$ u drugoj iteraciji (u drugom koraku približavanja):

$$(8.7): \quad {}^{(2)}h_2 = C_1 - \frac{{}^{(1)}v_2^2}{2g} + \frac{1}{2} \Delta x \frac{Q^2 n^2}{{}^{(1)}A_2^2 {}^{(1)}R_2^3}.$$

Zatim se s dubinom ${}^{(2)}h_2$ računaju površina ${}^{(2)}A_2$, radijus ${}^{(2)}R_2$, i brzina ${}^{(2)}v_2$, prema jednadžbi (8.6), pa se "nova" – popravljena vrijednost dubine, ${}^{(3)}h_2$, računa prema jednadžbi (8.7). Postupak se ponavlja sve dok relativna razlika (greška) vrijednosti dubine između dvije uzastopne iteracije (na primer iteracija (m) i $(m+1)$) ne postane manja od unaprijed zahtijevane točnosti:

$$(8.8): \quad \frac{|{}^{(m+1)}h_2 - {}^{(m)}h_2|}{{}^{(m)}h_2} \leq \varepsilon. \text{ Brža konvergencija postiže se primjenom Newton-Raphson metode,}$$

gdje se za računanje “popravke” rješenja iz prethodne iteracije, pored same funkcije koristi i njen izvod. U obzir dolazi i neka kombinirana metoda za rješavanje korijena implicitne jednačbe (Acton, 1970). U tu svrhu jednačbu (8.4) preglednije je napisati kao:

$$(8.9): \quad F(h_2) = h_2 + \frac{[v_2(h_2)]^2}{2g} - \frac{1}{2} \Delta x \frac{Q^2 n^2}{[A_2(h_2)]^2 [R_2(h_2)]^{\frac{4}{3}}} - C_1 = 0$$

Ponekad nijedan od opisanih postupaka ne konvergira rješenju. Ovo može biti rezultat *pogrešne pretpostavke režima tečenja* na razmatranoj dionici ili je pak uzeta *predugačka dionica* između dva presjeka. U slučaju da je dionica predugačka treba interpolirati međupresjeke ili koristiti “*grubu ali izdržljivu*” metodu pretraživanja, ili metodu polovljenja intervala, kojima će se svakako naći rješenje, ukoliko postoji (tj. ako je pretpostavka o mirnom režimu ispravna).

Za proračun linije nivoa u takozvanom složenom koritu (gdje se vodi računa o karakteristikama tečenja u glavnom koritu i u inundacijama) vidjeti odgovarajuću literaturu (na pr. Henderson, 1966). Na tržištu softvera postoji nekoliko programa za proračun linije nivoa, od kojih se trenutno najčešće koristi HEC-RAS. Treba, međutim, uvijek voditi računa da je za primjenu ovakvih programa neophodno dobro poznavanje osnovnih zakona hidraulike i da nepromišljeno i automatsko korištenje istih može dovesti do značajnih grešaka.

U slučaju da se za niži nivo projektiranja ne raspolaže sa snimljenim poprečnim presjecima za proračun linije nivoa, može se za krivulju protoka $Q(Z)$ usvojiti veza između protoka i *normalne dubine* u traženom presjeku (presjek B na slici 8.3). Normalna dubina će se računati uz pretpostavku trapeznog korita s konstantnim nagibom dna, tako što će se širina i nagib dna korita na dionici nizvodno od razmatranog presjeka procijeniti na osnovu raspoloživih topografskih podloga.

VIII.3 OSNOVNI TIPOVI I DISPOZICIJE EO

Zavisno od načina na koji se voda *zahvaća* iz akumulacije, puta kojim se voda *provodi* kroz, ili oko brane i izlaznog dijela kojim se voda *predaje* nizvodnom koritu projektant se može opredijeliti za veliki broj alternativnih tipova i dispozicija (pod dispozicijom se podrazumijeva raspored objekata ili njihovih dijelova (komponenti)) evakuacijskih organa.

Suglasno s rečenim na početku poglavlja, voda se iz akumulacije može evakuirati:

- 1) Preko **preljevog dijela brane** (ili preljevnog praga).
- 2) **Istjecanjem kroz tijelo brane** – ispusti i dubinski preljevi.
- 3) Nezavisnim **preljevnim objektom** s provodnikom (brzotokom ili tunelom), **oko brane**.
- 4) **Dubinskim tunelskim** ispustom ili preljevom kojim se voda provodi **oko brane**.

Najčešći su, a ujedno i *najpouzdaniji*, prvi i treći način evakuacije, pa će se o njima najviše i govoriti. U oba slučaja ulazni (zahvatni) dio evakuacijskog organa je **površinski preljev**, kod koga mali prirast nivoa u akumulaciji omogućava veliki prirast protoka (jer protok raste s dubinom na tri polovine, $Q \sim h^{3/2}$). Zbog toga se u slučaju nailaska protoka koji je nešto veći od računskog (projektiranog), nivo u akumulaciji neće bitno povećati, pa se neće značajnije ugroziti sigurnost brane. Pored klasične *preljevne brane* (slika 4.1a, 4.1b, 8.6, i 8.7) i preljevne brane sa *stepenastim preljevom* (slika 8.104), u suvremenoj hidrotehničkoj praksi najviše se primjenjuju *čeonni preljev s brzotokom* (slika 8.68a), *bočni preljev s brzotokom* (slike 8.68b i 8.76, ili rjeđe s tunelom, slika 8.82) i *bunarski preljevi* (slike 4.1c i 8.83). Površinski preljevi mogu biti kontrolirani *ustavama*, a mogu biti *slobodni*.

Dubinski preljev (ili ispust) s istjecanjem kroz tijelo brane ili kroz tunel oko brane, zahtijeva značajno povišenje nivoa u akumulaciji za mali prirast protoka, s obzirom da ovdje protok raste s dubinom na jednu polovinu ($Q \sim h^{1/2}$). Zbog toga i malo povećanje protoka iznad računskog, može izazvati znatno povišenje nivoa u akumulaciji, s opasnošću od prelijevanja nepreljevnog dijela brane. Uz to, kao što će se vidjeti u narednim poglavljima, rješenje s dubinskim zahvaćanjem je manje pouzdano od površinskog zahvaćanja zbog teže pristupačnosti, veće mogućnosti kvara na zatvaraču, opasnosti od kavitacijske erozije i veće osjetljivosti na greške pri rukovanju opremom, pa se u najvećem broju slučajeva *ne preporučuje za glavne evakuacijske organe* brana. S druge strane, dubinski evakuator često se koristi kao **temeljni ispust** (poglavlje XI), gdje obavlja drugačije funkcije (ne koristi se kao glavni evakuacijski organ).

Koje će se od mogućih rješenja razmatrati i/ili usvojiti, zavisi od mnogo čimbenika, od kojih su najvažniji:

- 1) **Topografske karakteristike terena** na profilu brane i/ili na još nekom pogodnom mjestu (obično "sedlu" – prijevoju, gdje se može postaviti preljev).
- 2) **Hidrološki uvjeti na profilu brane** – *količina vode* koja se evakuira (računski protok), i *trajanje* poplavnog vala.
- 3) **Geološki uvjeti** – uvjeti temeljenja, seizmički uvjeti, stabilnost korita u koje se voda upušta.
- 4) **Tip brane i visina brane** (odnosno, denivelacija gornje i donje vode).
- 5) **Raspored i tip ostalih objekata** (HE, zahvatne građevine i sl.).
- 6) **Način evakuacije vode za vrijeme građenja.**
- 7) **Značaj objekta.**
- 8) **Pouzdanost prognoze** dotoka poplavnog vala.
- 9) **Pouzdanost upravljanja** objektom.
- 10) **Nizvodna naseljenost** i izgrađenost.
- 11) **Ekonomski efekti** koji su uvijek manje ili više prisutni.

Detaljnije će se objasniti utjecaj nekih od nabrojanih čimbenika, odnosno kombinacije čimbenika:

Topografija terena često nameće ili eliminira određena rješenja s obzirom na raspoloživi prostor za raspored EO u sklopu *razmatrane dispozicije*. Topografski uvjeti u velikoj mjeri određuju obim zemljanih radova (npr. usjecanje konstrukcije bunarskog ili bočnog preljeva u kosinu doline), što može biti presudno za *ekonomsko vrednovanje*. Nepovoljna konfiguracija terena za uklapanje EO može diskvalificirati izgledan poprečni profil za izgradnju brane.

Hidrološki utjecaj često se kombinira s drugim čimbenicima, kao što su topografija terena, nizvodna naseljenost, pouzdanost prognoze, tip brane i dr. Prema tome, velika vrijednost računskog protoka može uvjetovati određena rješenja, prije svega u uskim dolinama, gdje je teško postići dovoljno dugačak preljeveni rub pa su bunarski preljev i bočni preljev sa sabirnim kanalom obično jedini izbor za zahvaćanje velikih voda. Nagli prirast nivoa vode u akumulaciji uslijed velikog volumena poplavnog vala i relativno malog akumulacijskog prostora za prihvaćanje vala često eliminira preljev s ustavama kao sigurno rješenje kod nasutih brana. Intenzitet kavitacijske erozije i abrazije, između ostalog, zavisi i od trajanja poplave (odnosno od trajanja prelijevanja vode).

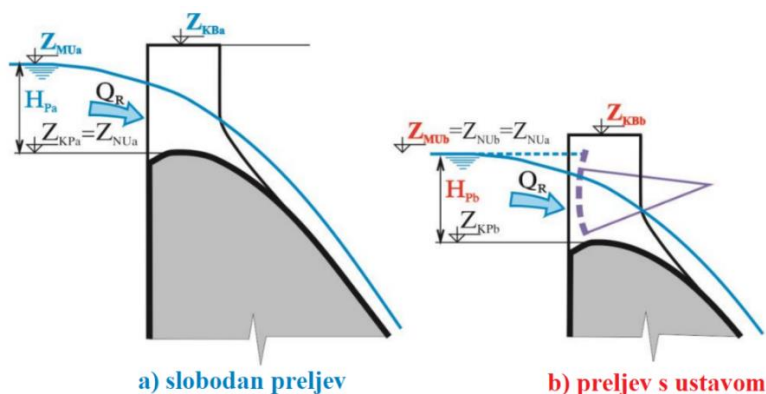
Tip i raspored evakuacijskih organa, kao i svih drugih betonskih konstrukcija bitno zavise od *uvjeta temeljenja*. Uz to, izbor tipa i dimenzija izlaznog dijela (umirivača energije) zavisi od stabilnosti *nizvodnog korita*, odnosno stabilnosti bokova doline nizvodno od brane. Zato je potrebno obaviti sve potrebne *geološke i geofizičke* istražne radove, proučiti raspoložive rezultate istražnih radova pa tek onda početi s

detaljnim projektiranjem i na kraju s računicom. Postupak *istrage – ideja – projekt – vrednovanje* se neminovno mora ponavljati dok se ne stigne do željenog rješenja za efikasnu i sigurnu evakuaciju velikih voda.

Tip brane i značaj nizvodnog područja već su spominjani u vezi s izborom računskog protoka. Neće se postavljati isti uvjeti kod evakuacije vode za 200 metara visoku nasutu branu, nizvodno od koje se nalazi gusto naseljeno područje i za 20 metara visoku lučnu branu iza koje nema naselja, s obzirom na to da je prva mnogo osjetljivija na prelijevanje i da njeno rušenje dovodi do katastrofe velikih razmjera. Također se ne dozvoljava da evakuacijski objekt bude u tijelu (nasipu) nasute brane, dok je to moguće kod betonskih brana. Uz to, *pouzdanost prognoze dotoka, pouzdanost upravljanja* objektom i rukovanja opremom, kao i *značaj samog objekta i nizvodnog područja* bitno će utjecati na izbor ili eliminaciju preljeva s ustavama.

* * *

Preljevni – ulazni (zahvatni) dio evakuatora (evakuacijskog organa) može biti **slobodan** – bez ustava ili **kontroliran ustavama**. Preljevi betonskih brana često su kontrolirani ustavama jer se time omogućava manja visina brane.



Slika 8.5 Usporedba slobodnog i kontroliranog preljeva

Na slici 8.5a prikazan je slobodan preljev s krunom na koti normalnog uspora ($Z_{KPa} = Z_{NUa}$). Kota maksimalnog uspora, Z_{MUa} , koja određuje visinu brane ($Z_{KBa} = Z_{MUa} + \text{visina penjanja vala} + \text{zazor}$, slika 5.40), viša je od normalnog uspora za debljinu preljevnog mlaza, H_{Pa} . Na slici 8.5b dano je alternativno rješenje s ustavom koja za vrijeme poplavnog vala održava nivo u akumulaciji na koti normalnog uspora, koja je ovdje ujedno i kota maksimalnog uspora ($Z_{MUb} = Z_{NUb} = Z_{NUa}$) (Premda je obično u praksi kota maksimalnog uspora nešto viša od kote normalnog uspora).

Višak vode se ispušta iz akumulacije odgovarajućim podizanjem ustave, tako da se nivo održava na koti maksimalnog uspora (odnosno na koti normalnog uspora). Pri nailasku maksimalnog (računskog) protoka, Q_R , ustava će biti sasvim podignuta, i preko preljeva će se ostvariti slobodno prelijevanje.

Jasno je da će brana b) s ustavama biti niža od brane a) sa slobodnim preljevom i to za visinu preljevnog mlaza, H_{Pa} . Također, očigleno je da će varijanta s ustavama biti ekonomski opravdana, ako je njeno koštanje manje od koštanja varijante bez ustava:

$$(8.10): \quad K_b < K_a.$$

Pri vrednovanju varijanti treba uračunati i koštanje eksproprijacije uzvodnog zemljišta i, po potrebi, izmještanja naselja i prometnica, što može dodatno opteretiti rješenje bez ustava. Uz to, dimenzije umirivača energije zavise od denivelacije (pada) između gornje i donje vode, pa rješenje s ustavama smanjuje i koštanje umirujućeg bazena, o čemu bi također trebalo voditi računa.

Za dispozicije s relativno uskim preljevom (mala dužina preljevnog ruba) i velikim protocima, često se rješenje s ustavama nameće kao ekonomski povoljnije. S druge strane, ustave se, očigledno *ne isplate*, ako se pri računskom protoku može postići mala visina preljevnog mlaza, H_{pa} .

Ekonomski pokazatelj ne smije biti ključan čimbenik pri izboru kontrole preljeva (slobodan ili s ustavama). **Sigurnost** objekta mora biti važnija. Treba imati na umu da uvijek postoji mogućnost da sistem za upravljanje ustavama otkáže, ma koliko bio pouzdan. I u slučaju da postoji više alternativnih pogona za pokretanje, može se dogoditi da se ustava ošteti ili zaglavi, posebno u trusnim područjima. Raspoloživost pouzdane radne snage za upravljanje objektom također utječe na izbor. Zbog toga treba biti krajnje oprezan pri projektiranju, građenju i održavanju preljeva s ustavama *kod nasutih brana* (s obzirom na veliku osjetljivost na prelijevanje), pogotovo ako je područje nizvodno od brane naseljeno pa bi prelijevanje i rušenje brane dovelo do katastrofe.

Kod preljeva s ustavama, obavezno treba predvidjeti mogućnost da *jedno ili više preljevnih polja bude van pogona pri nailasku računskog poplavnog vala*. Preljev s ustavama zahtijeva pouzdanu prognozu dotoka u akumulaciju da bi se omogućilo optimalno upravljanje ustavama u vrijeme nailaska, odnosno pred nailazak vala (pretpražnjenje akumulacije). S pretpražnjenjem treba biti posebno oprezan, jer uslijed loše prognoze ili neodgovarajućeg upravljanja može doći do nepotrebno velikog ispuštanja vode iz akumulacije, što s jedne strane može nepotrebno izazvati poplavu nizvodnog područja, a s druge strane manjak vode za potrošača u periodu koji slijedi. Međunarodni odbor za visoke brane (ICOLD) preporučuje da preljeve s ustavama treba izbjegavati ako se očekuje nagli prirast nivoa u akumulaciji, točnije ako je brzina podizanje nivoa u akumulaciji veća od 1 – 2 metra na sat (ICOLD, 1986).

Postoje i kombinirani preljevi koji se sastoje iz dijela kontroliranog ustavama i dijela sa slobodnim preljevom. Preljev s ustavama omogućava da se voda kontrolirano evakuira pri značajnijim poplavama, kada je potrebno ispuštati velike protoke, dok se slobodni preljev, s krunom na koti normalnog uspora koristi kod malih protoka, kada bi podizanje ustava moglo izazvati nepotreban gubitak vode ili nepotrebno nizvodno plavljenje.

VIII.4 PRELJEVNE BRANE

Pod **preljevnim branama** će se podrazumijevati preljevni dijelovi (preljevne lamele) betonskih brana (gravitacijskih, lučnih, olakšanih). Betonske gravitacijske preljevne brane često se koriste i kao *evakuacijski organi nasutih brana* (slika 8.6).

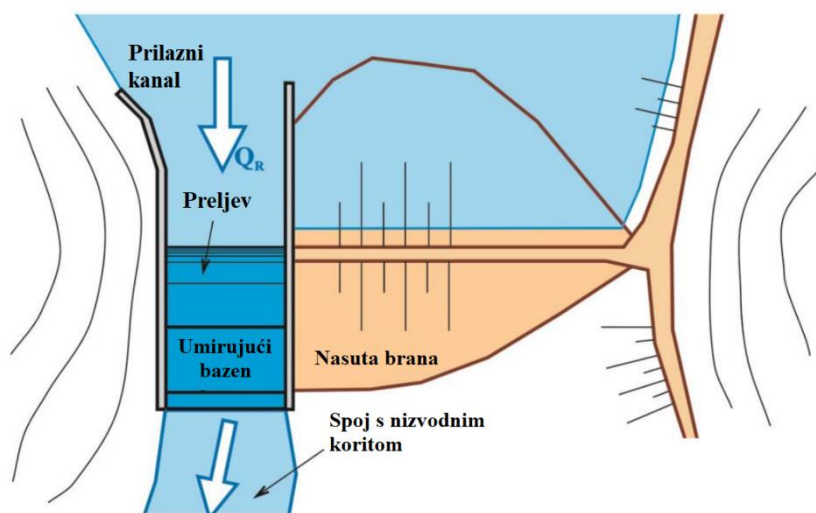
Preljevne brane su, uz preljev s brzotokom, najčešći tip evakuacijskih organa. Mogu biti kontrolirane ustavama ili sa slobodnim preljevom.

Najvažniji dijelovi preljevne brane su (slike 8.1, 8.6 i 8.7):

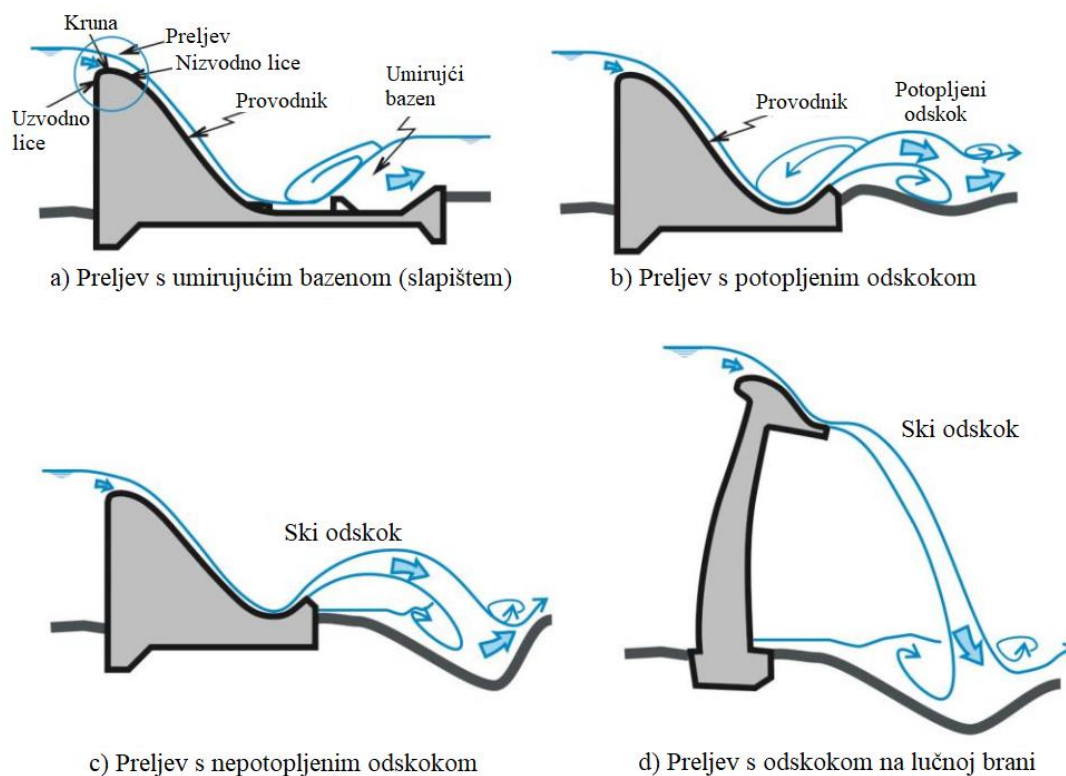
- 1) Ulazni (zahvatni) dio – **preljev**, najčešće *Creager – Ofitserovog* (“praktičnog”) profila. Preljev može biti slobodan ili kontroliran ustavama.
- 2) Prijelazni dio – **provodnik**, u vidu strmog brzotoka na nizvodnom licu preljevne brane. Prijelazni dio se može izostaviti kod lučnih brana (slika 8.7d), ili kod niskih gravitacijskih pragova gdje se umirujući bazen nadovezuje direktno na preljev (slika 8.16).
- 3) Izlazni dio – za **spajanje s nizvodnim koritom** (s donjom vodom).

Izlazni dio treba osigurati kontrolirano rasipanje (“umirenje”) energije preljevne vode, čime se sprječava razaranje riječnog korita i potkopavanje temelja objekta. Najčešće se za spoj s donjom vodom

koristi umirujući bazen – slapište (slika 8.7a), gdje se energija rasipa u vrtložnom “valjku” hidrauličkog skoka – najboljeg rasipača energije. Ako je nivo donje vode približno konstantan i dovoljno visok može se upotrijebiti i jeftiniji objekat – potopljeni odskok (slika 8.7b). Najjeftinije rješenje za spoj s donjom vodom, nepotopljeni ski odskok (ski skok, slika 8.7c i d) se koristi kada je moguće odbaciti mlaz dovoljno daleko, tako da erozija korita ne ugrozi temelj objekta.



Slika 8.6 Nasuta brana kombinirana s preljevnom betonskom gravitacijskom branom



Slika 8.7 Osnovni tipovi preljevniha brana

VIII.4.1 Ulazni dio – preljev

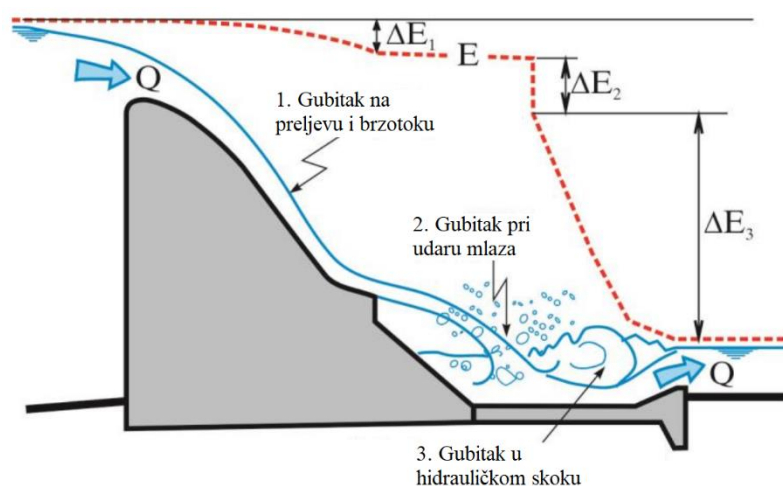
VIII.4.6 Umirenje – rasipanje energije

Završni (najnižvodniji) dio evakuacijskog objekta je izlazni dio, preko kojeg se preljевна вода predaje koritu rijeke nizvodno od brane. Zadatak izlaznog dijela je raspršiti (“potrošiti”) ili “odbaciti” što dalje energiju vode koncentriranu uzvodno od brane, kako bi se izbjegla erozija tla neposredno nizvodno od brane, što bi moglo dovesti do rušenja brane ili okolnih objekata. Treba se podsjetiti da je izgradnjom brane rijeka usporena pa se veći dio energije, koja se u prirodnom stanju (prije izgradnje brane) trošila na stvaranje i održavanje turbulencije, eroziju, pokretanje i pronos nanosa, sada akumulira ispred brane. Svu tu energiju, koja se prikupljala duž usporenog toka rijeke, treba potrošiti na malom prostoru nizvodno od brane (ako se uz branu nalazi hidroelektrana, treba utrošiti “višak” energije koji se ne može pretvoriti u električnu energiju). Kolika je energija u pitanju, može se vidjeti na primjeru brane i hidroelektrane HE Bajina Bašta. Instalirana snaga hidroelektrane iznosi $N_{HE} = 348$ MW, dok je snaga koja se oslobađa pri evakuaciji računskog protoka $N_{EV} = 5500$ MW, dakle, preko 15 puta veća.

Na slici 8.33 prikazani su osnovni vidovi rasipanja energije kod evakuacijskog organa:

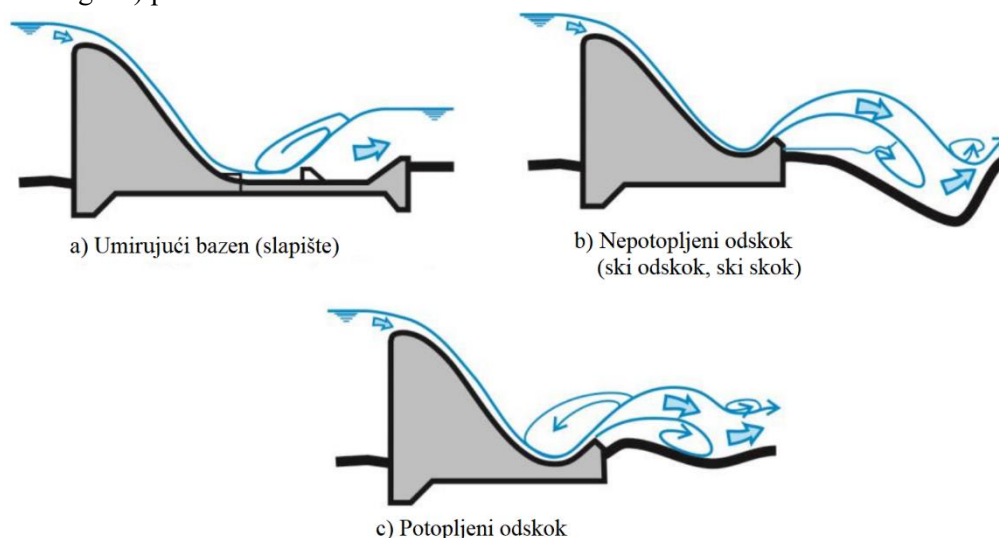
- 1) Samo mali dio energije se utroši kroz otpor “**trenja**” duž brzotoka (gubitak ΔE_1 na slici 8.33). (Izuzatak su stepenasti preljevi, opisani u dijelu VIII.9.5.)
- 2) Ako se preljевni mlaz odbaci u zrak, gdje se djelimično rasprši i ozračuje, jedan dio energije se utroši na **sabijanje mjehura uvučenog zraka** pri udaru mlaza u vodenu površinu nizvodnog toka, a drugi dio energije se troši na **otpor zraka** duž putanje mlaza (i to samo u slučaju da je mlaz razbijen na kapljice koje su podložne kočenju u zračnoj masi). Gubitak ozračenog mlaza označen je s ΔE_2 na slici 8.33.
- 3) Najveći dio energije troši se u **vrtlozima** (turbulenciji) hidrauličkog skoka koji nastaju prilikom kočenja mlaza na prijelazu iz silovitog u mirno tečenje (gubitak ΔE_3 na slici 8.33).

Treba imati na umu da se *sva energija ne može rasuti* u umirivaču. Nešto “neumirene” energije ostat će u vrtlozima - turbulenciji toka i nizvodno od hidrauličkog skoka. Ne smije se dopustiti da “neumirena” voda potkopava objekt pa, prema potrebi, nizvodno od izlaznog dijela treba predvidjeti dodatnu zaštitu korita (obično kamenu naslagu ili gabione – vidjeti VIII.4.8).



Slika 8.33 Rasipanje energije duž preljевne brane

Najčešće primjenjivani tipovi umirivača energije (kako za preljevne brane, tako i za ostale vrste evakuacijskih organa) prikazani su na slici 8.34.



Slika 8.34 Karakteristični tipovi umirivača energije

Za slučaj da je brana temeljena na stijeni, a da položaj i veličina erozijske jame (koju će mlaz stvoriti nizvodno od brane) ne mogu ugroziti stabilnost brane i okolnih objekata, često se, kao najjeftinije rješenje, primenjuje **ski odskok** (slika 8.34b), poznat i kao **ski-skok** ili **nepotopljeni odskok**. Mlaz se preko odgovarajuće oblikovanog nizvodnog kraja brzotoka ("žlice" odskoka) odbacuje što dalje od brane. Ozračen pri prolasku kroz atmosferu, mlaz udara u površinu vodotoka, pri čemu se jedan dio kinetičke energije troši na razbijanje mjehurića zarobljenog zraka. Ostatak energije se utroši na razaranje korita i odnošenje iskopanog materijala. Vremenom će mlaz iskopati **erozijsku jamu** (erozijski lijevak) u kome se kroz vrtložno strujanje utroši najveći dio energije. Ski odskok je odlično rješenje kod velikih padova ($H > 50$ m), odnosno pri velikim brzinama, koje odbace mlaz dovoljno daleko od objekta, dok bi u umirujućem bazenu mogle izazvati kavitaciju, vibracije i dinamička opterećenja.

Nepotopljeni ski odskok se ne smije koristiti kada erozijska jama može ugroziti stabilnost objekata. Tada se mora osigurati da siloviti mlaz bude raširen i usporen, kako bi se uspostavio hidraulički miran režim tečenja prije ulaska vode u nizvodno korito. Iskustvo je pokazalo, da ovaj zadatak najbolje obavlja **umirujući bazen** (slapište slika 8.34a), u kome se preko hidrauličkog skoka buran mlaz s velikom kinetičkom energijom pretvara u miran tok sa znatno manjom energijom, odnosno manjom erozijskom sposobnošću.

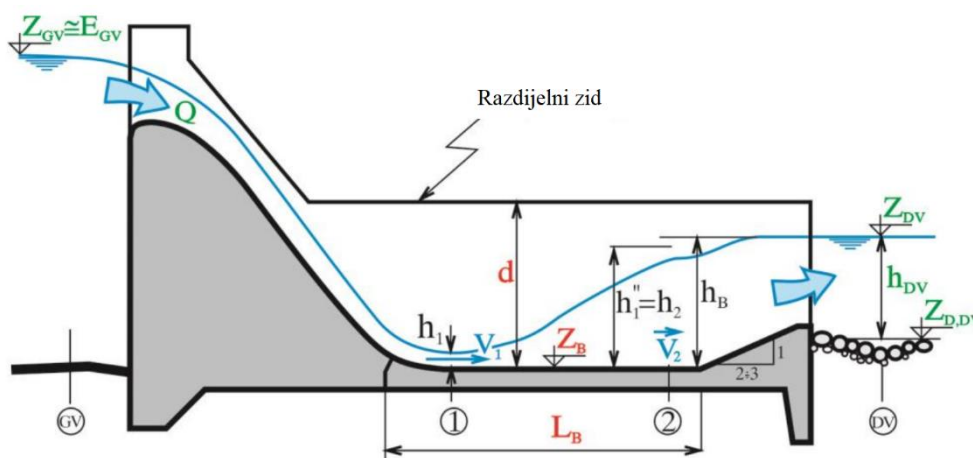
Potopljeni odskok (slika 8.34c) je jednostavno i jeftino rješenje, koje se često koristi kod brana temeljenih na stijeni, u slučaju da je donja voda dovoljno visoka da omogući efikasan rad ovakvog umirivača.

Postoje i kombinacije gore opisanih umirivača, kao što je rješenje prikazano na slika 8.33. Iscrpan pregled objekata i postupaka za umirenje energije prikazan je u literaturi (Vischer i Hager, 1995). O primjenjivosti različitih tipova umirivača energije, zavisno od padova i protoka vode koja se umiruje, vidjeti diskusiju na kraju dijela VIII.4.

VIII.4.7 Umirujući bazen – slapište

Umirujući bazen (slapište¹), u kome se stvara *vertložni valjak hidrauličkog skoka*, je najčešće korišteni tip umirivača energije, naročito pri padovima (denivelacijama gornje i donje vode) do 50 m ⁽²⁾. Obično se izvodi kao horizontalni, prizmatični, pravokutni “kanal”, s ili bez dodatnih elemenata za razbijanje, usmjeravanje i stabiliziranje mlaza (zupci, blokovi, izlazni prag i sl.).

Mlaz se u silovitom režimu tečenja obrušava preko preljeva i brzotoka brane (slika 8.35), tako da ulazi u umirujući bazen s velikom brzinom, V_1 , i s velikom količinom gibanja, odnosno velikom “inercijalnom silom”, $\rho Q V_1$, a s malom dubinom, h_1 . U bazenu, mlaz udara u masu vode u mirnom režimu, koja se kreće znatno manjom brzinom, V_2 , i raspolaže manjom količinom gibanja, ali i većom dubinom, h_2 , koja stvara tlačnu silu za “kočenje” mlaza. Prijelaz iz silovitog tečenja ispred skoka (presjek “1” na slici 8.35), u mirno tečenje iza skoka (presjek “2”) nije gladak. Naprotiv, pod djelovanjem posmičnih naprezanja između “brzog” ulaznog mlaza i “spore–mirne” vode kroz koju mlaz prodire, javlja se snažna turbulencija koja dovodi do povratnog tečenja i stvaranja vrtložnog valjka hidrauličkog skoka (slika 8.36). U ovom turbulentnom valjku najveći dio energije mlaza nepovratno odlazi u stvaranje i održavanje vrtloga (koji se vremenom usitnjavaju pa na kraju radom viskoznih naprezanja “izgubljena” energija odlazi u toplinu, Hajdin 1983). Mlaz, koji gubi kinetičku energiju, se širi i prilagođava obliku presjeka na izlazu iz bazena.



Slika 8.35 Umirujući bazen – slapište

Da bi umirujući bazen dobro i sigurno vršio svoju ulogu, neophodno je (ali ne i dovoljno) da se **hidraulički skok ostvari u bazenu** (da siloviti mlaz ne odbaci vrtložni valjak skoka van bazena) **pri računskom protoku i svim nižim protocima**. Ovo znači da pri svakom razmatranom protoku, dubina vode u bazenu, h_B (slika 8.35), mora biti jednaka ili nešto veća od spregnute (konjugirane) dubine, $h_1'' \equiv h_2$, koja odgovara dubini h_1 i brzini v_1 ulaznog mlaza ($h_B \geq h_1''$). Također, dužina bazena mora biti dovoljna da primi valjak skoka (ili makar njegov najturbulentniji dio).

¹ Naziv “slapište” se ponekad u našoj stručnoj literaturi koristi za bazen koji nije ukopan u odnosu na dno nizvodnog korita, dok se za ukopan bazen, u tom slučaju, koristi naziv “bučnica”. U daljem tekstu ovdje će se slapište i umirujući bazen koristiti kao sinonimi.

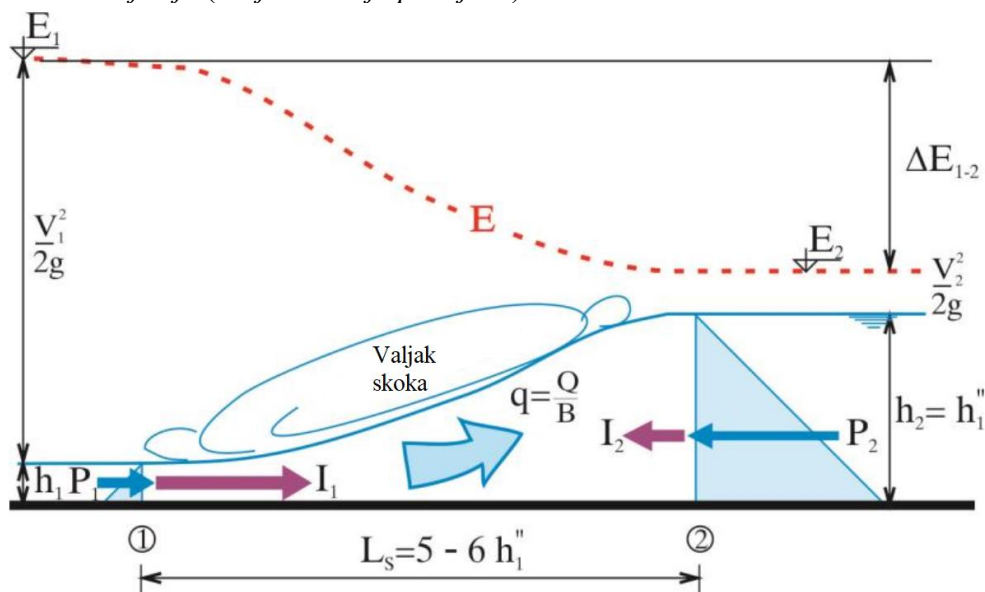
² Procjenjuje se da umirujući bazeni čine oko 90 % od svih umirivača energije u svijetu (Vischer i Hager 1995).

Odnos dubine ulaznog (uzvodnog) mlaza, i njegove spregnute (konjugirane) dubine za pravokutni horizontalni prizmatični kanal (korito), dobija se analitički, primjenom *jednadžbe održanja količine gibanja* na masu vode u volumenu između presjeka “1” i “2” uzvodno i nizvodno od skoka (slika 8.36). *Jednadžba održanja energije* ovdje ne bi bila od koristi, jer se ne može unaprijed procijeniti vrijednost gubitka energije u skoku, a kako će se vidjeti (tablica 8.6), gubitak energije je vrlo značajan član u bilanci energije hidrauličkog skoka.

Jednadžba održanja količine gibanja (drugi Newtonov zakon gibanja), primijenjen na masu fluida koja u promatranom vremenskom trenutku ispunjava nepokretan i nepromjenjiv volumen (u ovom slučaju ograničen presjecima “1” i “2”) glasi:

Integral umnoška ubrzanja, a , i mase djelića fluida, dm u volumenu između presjeka “1” i “2”, jednak je silama koje djeluju na masu u pravcu ubrzanja (i izazivaju ubrzanje), ili u obliku koji je pogodniji za rješavanje hidrauličkih zadataka:

Promjena količine gibanja mase fluida između presjeka “1” i “2” u jedinici vremena, jednaka je silama koje na masu djeluju (i koje izazivaju promjenu).



Slika 8.36 Hidraulički skok

S obzirom na relativno malu dužinu dionice na kojoj se odvija skok (eksperimenti pokazuju da je dužina skoka $L_B \cong 6 h_2$), zanemaruje se sila trenja, a sila težine otpada, jer je kanal horizontalan, pa nema komponente težine u pravcu toka. Tako promjenu količine gibanja (tj. “kočenje” – usporavanje silovitog mlaza) izazivaju samo *tlačne sile* u presjecima “1” i “2”¹:

$$(8.54): \quad P_1 - P_2 = \int a \, dm = \frac{v_2 - v_1}{\Delta t} \rho Q \Delta t = \rho Q v_2 - \rho Q v_1$$

gdje su: P_1 i P_2 tlačne sile u presjecima “1” i “2”, a $\rho Q V_2$ i $\rho Q V_1$ količine gibanja koje masa vode između presjeka “1” i “2” dobije, odnosno izgubi u jedinici vremena. (Promjena količine gibanja po vremenu često se fiktivno izražava kao *inercijska sila*, $I_2 = \rho Q V_2$ i $I_1 = \rho Q V_1$.)

¹ Ako bi bazen bio neprizmatičan, uključila bi se i komponenta sile od konture (zidova kanala) u pravcu toka (slika 8.48a).

Za pravokutno korito jednačba 8.54 postaje:

$$\rho g B \frac{h_1^2}{2} - \rho g B \frac{h_2^2}{2} = \rho v_2^2 B h_2 - \rho v_1^2 B h_1 \text{ ili:}$$

$$(8.55): \quad \frac{h_1^2}{2} - \frac{h_2^2}{2} = \frac{v_2^2}{g} h_2 - \frac{v_1^2}{g} h_1$$

Uvođenjem jednačbe održanja mase ($v_1 h_1 = v_2 h_2$) i uz elementarna skraćivanja i grupiranja, dobiva se:

$$\frac{1}{2} (h_1 + h_2) = \frac{v_1^2}{g} \frac{h_1}{h_2} \text{ ili:}$$

$$\frac{h_2}{h_1} + \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^2 = 2 \frac{v_1^2}{g h_1} = 2 Fr_1^2$$

Gornja jednačba se rješava po “promjenljivoj” h_2/h_1 , pa se dobija poznati izraz za spregnute (konjugirane) dubine hidrauličkog skoka za prizmatično pravokutno korito s horizontalnim dnom:

$$(8.56): \quad \frac{h_2}{h_1} = \frac{h_1''}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8 Fr_1^2 + 1} - 1 \right)$$

gdje je Frudeov broj ulaznog mlaza $Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g h_1}}$.

Zanimljivo je izraziti relativni gubitak energije u skoku, $\Delta E/E_1$ (efikasnost hidrauličkog skoka), zavisno od vrijednosti ulaznog Frudeovog broja, Fr_1 , koji predstavlja mjeru silovitosti ulaznog mlaza. Koristit će se sljedeće veze:

$$(8.57): \quad E_1 = h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_1 + h_1 \frac{Fr_1^2}{2} = \frac{h_1}{2} (2 + Fr_1^2),$$

$$(8.58): \quad E_2 = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} = h_2 + \frac{h_1^2 v_1^2}{h_2^2 2g} = h_2 + \frac{h_1^3 Fr_1^2}{h_2^2 2},$$

$$(8.59): \quad \frac{E_2}{E_1} = \frac{h_2 + \frac{h_1^3 Fr_1^2}{h_2^2 2}}{\frac{h_1}{2} (2 + Fr_1^2)} = \frac{2 \frac{h_2}{h_1} + \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^2 Fr_1^2}{2 + Fr_1^2}, \text{ odnosno:}$$

$$(8.60): \quad \frac{\Delta E}{E_1} = \frac{E_1 - E_2}{E_1} = 1 - \frac{2 \frac{h_2}{h_1} + \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^2 Fr_1^2}{2 + Fr_1^2}.$$

Ako se odnos h_2/h_1 izračuna preko jednačbe 8.56, dobija se željena funkcija efikasnosti skoka za pravokutno korito:

$$(8.61): \quad \frac{\Delta E}{E_1} = f(Fr_1).$$

U tablici 8.6 dane su vrijednosti izračunate iz jednačbe (8.61).

Tablica 8.6 Efikasnost skoka zavisno od Frudeovog broja ulaznog mlaza

$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}}$	$\frac{h_2}{h_1}$	$\frac{E_2}{E_1}$	$\frac{\Delta E}{E_1}$
1	1.00	1.00	0.00
4	5.18	0.61	0.39
10	13.65	0.27	0.73
14	19.31	0.20	0.80
18	24.96	0.16	0.84

Iz tablice se vidi da se rasipanje energije povećava s porastom ulaznog Frudeovog broja, Fr_1 , odnosno da je **skok efikasniji ukoliko je ulazni mlaz silovitiji**. (Premda tablica 8.6 vrijedi samo za pravokutno korito, isti zaključak bi se dobio i za korito proizvoljnog presjeka, samo bi vrijednosti bile nešto drugačije.)

Gubitak energije u skoku za korito pravokutnog presjeka može se izraziti preko spregnutih dubina, kombiniranjem jednadžbe skoka (8.56) i jednadžbe 8.60:

$$(8.62): \quad \Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_2h_1}.$$

Pored efikasnog rasipanja energije, hidraulički skok s većim Frudeovim brojem ulaznog mlaza je i *stabilniji* – ne pomjera se naprijed - nazad duž bazena i izaziva znatno manje poremećaje toka nizvodno od bazena, nego skok s malim Frudeovim brojem (Vischer i Hager 1995, Peterka 1958). Pri sasvim malim vrijednostima ulaznog Frudovog broja, $1 < Fr_1 < 2,5$ ne javlja se karakteristično širenje mlaza s izraženim vrtložnim valjkom kao kod “normalnog” hidrauličkog skoka, već je površina vode naborana, a valovi se prostiru u nizvodnom koritu na velikoj dužini iza skoka, pa je ovakav hidraulički skok sasvim nepogodan za umirenje ulaznog mlaza.

Pri vrijednostima ulaznog Frudovog broja od $2,5 < Fr_1 < 4,5$ mlaz je nestabilan, pa se periodični valovni poremećaji prostiru daleko iza skoka (odnosno izvan bazena), što može izazvati eroziju nizvodnog korita. Ako se pri računskom i bliskim protocima ne može izbjeći ovaj opseg Frudeovog broja, treba koristiti poseban tip umirujućeg bazena (USBR bazen tip IV, USBR 1987). Valove je moguće prigušiti i nekom od konstrukcija za suzbijanje valova (Peterka 1958).

Iskustvo na modelima i objektima je pokazalo da se najstabilniji rad postiže u bazenima kod kojih je ulazni Frudeov broj $4,5 < Fr_1 < 9$. Tada je skok stabilan, ne javljaju se valovi izvan bazena i gubitak energije je zadovoljavajuće veliki. Za vrijednosti ulaznog Frudeovog broja preko 9, skok postaje vrlo “uskovitlan”, dio poremećaja se prenosi u nizvodno korito, pa je neophodno osigrati ga od erozije (vidjeti VIII.4.8).

VIII.4.7.1 Hidraulički proračun umirujućeg bazena

Hidraulički proračun umirujućeg bazena (slapišta) se koristi za *hidrauličko dimenzioniranje* bazena. Proračun omogućava da se za pretpostavljenu vrijednost širine i/ili kote dna bazena, izračunaju spregnute dubine i brzine vode, a na osnovu njih ostale dimenzije bazena, kao i da se procijeni položaj i stabilnost hidrauličkog skoka u bazenu. Proračun se svodi na simultano rješavanje: *jednadžbe energije* duž brzotoka (između presjeka “GV” ispred preljeva i presjeka “1” na ulazu u bazen, slika 8.35), *jednadžbe održanja količine gibanja* u samom bazenu (jednadžba 8.56 između presjeka “1” i “2”) i *jednadžbe energije* na kraju bazena (između presjeka “2” i “DV”).

Energetska jednadžba duž brzotoka se može napisati kao (slika 8.35):

$$(8.63): \quad v_1 = \sqrt{2g \left[E_{GV} - \left(\frac{Q}{Bv_1} + \Delta E_{GV-1} + Z_B \right) \right]}$$

gdje je: E_{GV} = energetska kota gornje vode (uzvodno od preljeva), ΔE_{GV-1} = gubitak energije duž brzotoka, a Z_B = kota dna bazena.

Obično se pretpostavlja da je nivo vode na kraju bazena približno jednak nivou u nizvodnom koritu, pa se *jednadžba energije* između presjeka “2” i “DV” može napisati kao:

$$(8.63a): \quad Z_B = Z_{DV} - \sigma h_1''$$

gdje je σ = koeficijent potopljenosti ($\sigma = 1.05 - 1.25$).

Sistem nelinearnih jednadžbi (8.56, 8.63 i 8.63a) se rješava postepenim približavanjem (iterativnim postupkom). Kod dimenzioniranja umirujućeg bazena ponekad se može zanemariti gubitak energije na brzotoku, čime se dobivaju nepovoljniji uvjeti za formiranje skoka, što je na strani sigurnosti. U nastavku će se ovaj gubitak energije izostaviti radi preglednosti, ne remeteći pri tome općenitost izlaganja.

U prvoj iteraciji će se pretpostaviti da je kota dna slapišta jednaka koti dna nizvodnog korita, $^{(1)}Z_B = Z_{D,DV}$. Zanimariti će se dubina u jednadžbi (8.63), pa je $^{(1)}v_1 = \sqrt{2g(E_{GV} - ^{(1)}Z_B)}$. Zatim se iz jednadžbe kontinuiteta dobije dubina $^{(1)}h_1 = \frac{Q}{^{(1)}v_1 B}$, a iz jednadžbe održanja količine gibanja (jednadžbe skoka 8.56) spregnuta dubina $^{(1)}h_1''$. Na kraju se iz jednadžbe (8.63a) izračuna “popravljen” vrijednost kote dna bazena u drugoj iteraciji $^{(2)}Z_B = Z_{DV} - \sigma ^{(1)}h_1''$. Postupak se ponavlja dok se ne postigne željena točnost. Za slučaj pravokutnog horizontalnog prizmatičnog kanala, uz zanemarivanje gubitka energije, sistem jednadžbi (8.56, 8.63 i 8.63a) može se riješiti analitički (Petrović i Radojević 1997).

VIII.4.7.2 Hidrauličko dimenzionisanje umirujućeg bazena

Pod **hidrauličkim dimenzioniranjem** bazena se podrazumijeva određivanje “vanjskih” dimenzija i kota, dok se statičkim dimenzioniranjem određuju debljine ploča i zidova bazena i potrebna armatura. Pri hidrauličkom dimenzioniranju umirujućeg bazena treba odrediti (slika 8.35):

- 1) Širinu bazena, B .
- 2) Dužinu bazena, L_B .
- 3) Kotu dna bazena, Z_B .
- 4) Visinu razdjelnih zidova bazena, d .
- 5) Dimenzije i raspored dodatnih **elemenata za umirenje energije** (zupci, blokovi, pragovi), ako su predviđeni.

Uz to, potrebno je procijeniti sile koje djeluju na ploče, zidove i elemente za umirenje energije, radi statičkog dimenzioniranja, kao i odrediti tip i dimenzije zaštite riječnog korita nizvodno od bazena (VIII.4.8).

Širina bazena (slapišta), B , određuje ostale veličine, s obzirom na to da je spregnuta dubina, h''_1 , funkcija širine B (preko dubine h_1 i Frudeovog broja F_{R1}), a za h''_1 se vežu sve ostale veličine:

- 1) kota dna iznosi $Z_B = Z_{DV} - \sigma h''_1$,
- 2) dužina bazena obično je jednaka $L_B = K h''_1$ (gdje je $K = 2.5 - 5.5$, zavisno od tipa bazena i silovitosti ulaznog mlaza).
- 3) visina razdjelnih zidova je $d = h''_1 + f$, gdje je f = zazor (freeboard).

Široki bazen je hidraulički povoljniji, jer je jedinični protok manji nego kod uskog bazena pa je *manja i energija po jedinici širine koju treba potrošiti*. Dimenzije vrtloga i vala koji nastaju u valjku skoka, proporcionalne su spregnutoj dubini, h''_1 , odnosno obrnuto proporcionalne širini, B , pa je *voda po izlasku iz šireg bazena mirnija*. Manja spregnuta dubina zahtijeva i *kraći bazen*. Uz to, *širi bazen omogućava pliće ukopavanje* (višu kotu dna, Z_B), što je posebno zahvalno kod temeljenja u sredinama u kojima je iskop težak i skup (teškoće oko snižavanja nivoa podzemne vode). Plićim ukopavanjem se smanjuje i sila uzgona na dno i zidove umirujućeg bazena.

S druge strane, široki umirujući bazen zahtijeva *širu temeljnu ploču* nego dublji, a uži bazen, pa je često potrebno ekonomski usporediti nekoliko varijanti s različitim širinama da bi se odredilo najpovoljnije rješenje.

Određeni uvjeti mogu unaprijed suziti izbor mogućih rješenja:

- 1) **Topografija** terena (širina i nagibi padina riječne doline, pravac pružanja vodotoka nizvodno od brane) i **dispozicija** ostalih stalnih i privremenih objekata (hidroelektrane, obilzanog tunela, nizvodne pomoćne brane i slično).
- 2) Oblik **krivulje protoka donje vode**.
- 3) **Geološka građa** i osobine sredine u kojoj se temelji bazen i **erodibilnost nizvodnog korita**.

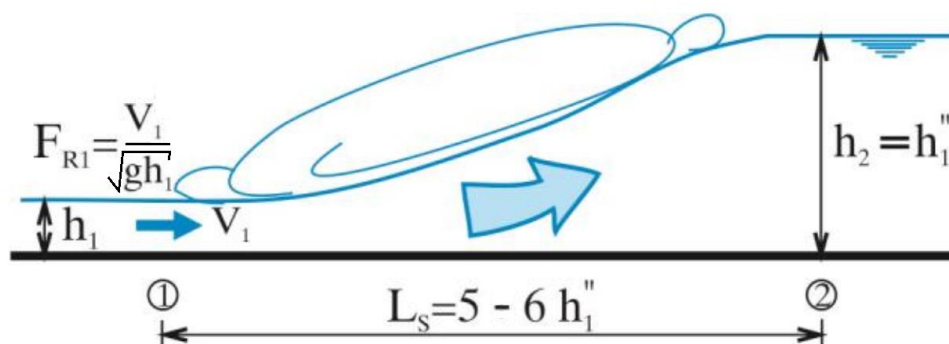
Kod preljevnih brana uobičajeno je da se usvoji ista širina presjeka za svaki od dijelova evakuacijskih organa (preljev, provodnik i slapište), osim u uskim kanjonskim dolinama. Pored jednostavnijeg izvođenja objekta, ovim se izbjegavaju dugačke prijelazne dionice, koje su potrebne za suzbijanje stojećih kosih

valova kod neprizmatičnih tokova u silovitom režimu. Često su investicije za umirujući bazen toliko značajne, da širina bazena određuje širinu cijelog protočnog dijela (protočnog traka) evakuacijskog organa.

Preliminarna vrijednost širine bazena (ako širinu ne nameće neki od naprijed navedenih uvjeta), može se procijeniti iz iskustvenog izraza (Smith 1995):

$$(8.64): \quad B = 1.8\sqrt{Q}$$

Zavisnost (8.64) ukazuje da je protok, Q , najvažniji hidraulički čimbenik za određivanje širine umirujućeg bazena.



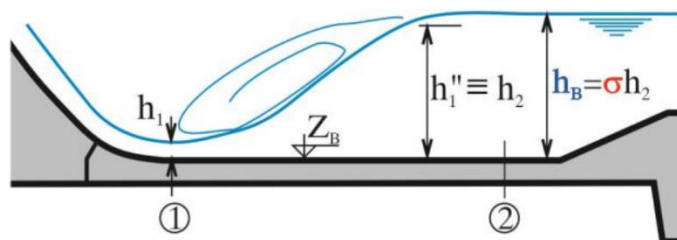
Slika 8.37 Dužina hidrauličkog skoka

Dužina bazena, L_B , treba osigurati da se širenje mlaza ostvari unutar bazena. Eksperimenti pokazuju (Novak i Čebelka 1981, i Peterka 1958) da dužina hidrauličkog skoka, L_S (dužina na kojoj se mlaz potpuno proširi od sužene dubine h_1 do spregnute dubine $h_1'' \equiv h_2$) iznosi $L_S \approx 5 - 6 h_1''$. Često se dozvoljava da bazen bude nešto kraći od dužine skoka, s tim da se korito iza bazena zaštiti od erozije (npr. kamenom zaštitom – vidjeti VIII.4.8). Novak i Čebelka (1981) preporučuju da dužina bazena bude $L_B = 4.5 (h_1'' - h_1)$, ako je Frudeov broj ulaznog mlaza veći od $Fr_1 > 10$, a da za male vrijednosti Frudeovog broja, $Fr_1 \leq 3$, dužina bude nešto veća, $L_B = 5.5 (h_1'' - h_1)$, zbog nestabilnosti skoka koja se redovno javlja pri ovakvim uvjetima (Peterka 1958).

Iskustvo na postojećim objektima pokazuje da dužina umirujućeg bazena, L_B , može biti i znatno manja od dužine “klasičnog” skoka, L_S , ali se tada moraju koristiti odgovarajući elementi za razbijanje cjelovitosti mlaza, odnosno za poticanje širenja i stabiliziranja položaja mlaza (zupci, blokovi, pragovi), a mora se na izlazu iz bazena dopustiti i povećana turbulencija (koja sa sobom nosi i povećani erozivni potencijal). Postoji više standardnih tipova bazena s elementima za umirenje energije, oblikovanim za odgovarajuće uvjete tečenja. U praksi se najčešće koriste bazeni USBR, tipa II i III (Peterka 1958), koji omogućavaju da se bazen “skrati” na 2.5 – 4 spregnute dubine, zavisno od tipa bazena i vrijednosti ulaznog Frudeovog broja (koji opisuje silovitost ulaznog mlaza). Oblik i osnovne dimenzije USBR bazena, tipa II i III, prikazani su na slikama 8.40 i 8.41, a detaljni podaci mogu se naći u literaturi (Peterka 1958, i Smith 1995).

Kota dna bazena, Z_B , mora osigurati dubinu potrebnu za stvaranje hidrauličkog skoka u bazenu (slika 8.38). Ako je dubina u bazenu, h_B , manja od spregnute dubine ulaznog mlaza, h_1'' , skok će biti odbacen iz bazena u nizvodno korito, pa bazen ne ispunjava svoju ulogu (mlaz silovitog režima će svojom energijom potkopati korito rijeke, a zatim i sam objekt).

S druge strane, nije dobro ni da mlaz bude previše potopljen, jer će tada zadržati veliki dio razorne moći (efikasnost skoka znatno opada ako je $h_B > 1.4 h''_1$, Vischer i Hager 1995). Kod *nepotopljenog* (standardnog) skoka vrtložni valjak je s gornje strane u dodiru sa zrakom pa se povratno strujanje u valjku neometano razvija, što omogućava efikasno oduzimanje energije preljevnom mlazu. Ako je vrtložni valjak potopljen (tako da je $h_B > 1.4 h''_1$), sloj “suvišne” vode iznad valjka će kočiti povratno *strujanje u vrtlozima*, čime će se smanjiti sposobnost skoka da usporava mlaz i oduzima mu energiju.



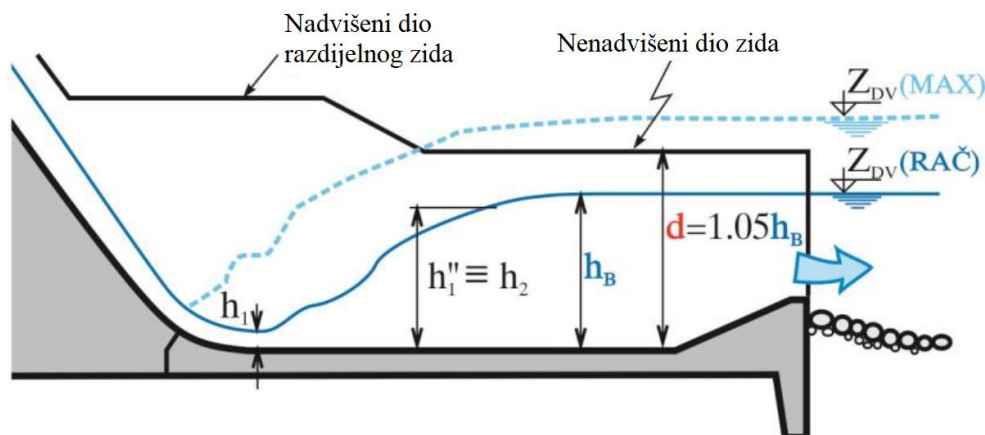
Slika 8.38 Odnos spregnute dubine i dubine u bazenu

Uobičajeno je da se pri računskom protoku, u bazenu osigura dubina vode, h_B , koja je jednaka spregnutoj dubini, pomnoženo s koeficijentom potopljenosti – sigurnosti, $\sigma (h_B = \sigma h_2$, slika 8.38). Kada se na nizvodnom potezu rijeke očekuje spuštanje dna korita uslijed erozije, pa je moguće obaranje nivoa donje vode, potrebno je spustiti i kotu dna slapišta, odnosno uzeti veći koeficijent potopljenosti $\sigma = 1.2 - 1.25$ (Novak i Čebelka, 1981). Ako se smatra da nema opasnosti od obaranja nivoa donje vode ili kada nivo osigurava nizvodni prag na kraju bazena, nema potrebe za velikim koeficijentom potopljenosti, pa se uzima $\sigma = 1.05 - 1.10$.

Ako se u umirujućem bazenu koriste *središnji blokovi* (USBR bazen tipa III, slika 8.41), kao i *kod bazena koji se šire u pravcu toka* (slika 8.48), pojačava se **sila kočenja mlaza**, pa opada “spregnuta” dubina. Smanjenje može biti i do 20 % spregnute dubine koja bi nastala u prizmatičnom bazenu bez blokova, ${}^{(0)}h_2$, pa se tada dovoljna sigurnost postiže ako se usvoji da je $h_B = {}^{(0)}h_2$, odnosno $\sigma = 1$.

Razdjeljni zidovi umirujućeg bazena onemogućavaju da donja voda prelije u bazen i potopi skok, što bi umanjilo efikasnost skoka u pogledu rasipanja energije (kod potopljenog skoka, kao što je već objašnjeno, rasipanje energije u bazenu je nepotpuno – mlaz se “izmigolji” neumiren). Smatra se da je dovoljno da **visina razdjelnog zida bazena, d** (slika 8.35) bude nešto veća od dubine vode u bazenu, h_B , pri računskom protoku ($d \geq 1.05 h_B$, Smith 1995). Ukoliko se ne dozvoljava prskanje vode iz bazena u okolno područje, visina razdjelnih zidova može biti i veća. Ako postoji opasnost da je nivo donje vode podcijenjen (ili je tijekom rada objekta moguće podizanje donje vode zavisno od izmjene nizvodnih uvjeta), nije neophodno povećati visinu zida *po cijeloj dužini* bazena.

Eksperimenti pokazuju (Smith 1995) da je za zadovoljavajući rad bazena dovoljno onemogućiti potapanje skoka na mjestu prijelaza iz brzotoka u bazen pa je dovoljno nadvisiti razdjelne zidove samo u najzuvodnijem dijelu bazena (slika 8.39). Takozvani *krilni zidovi* se koriste kod nekih tipova umirivača energije radi sprječavanja bočne erozije koja može nastati uslijed snažnog poprečnog i povratnog strujanja na izlazu iz umirivača (slika 8.62). Iskustvo na postojećim objektima i modelima (Smith 1995) pokazuje da se kod umirujućih bazena najčešće ne javlja potreba za krilnim zidovima, osim za izuzetno kratke bazene gdje bi povratno strujanje moglo ugroziti stabilnost objekata (samog umirivača ili brane).



Slika 8.39 Razdjelni zid umirujućeg bazena

USBR bazeni i dodatni elementi za umirenje energije

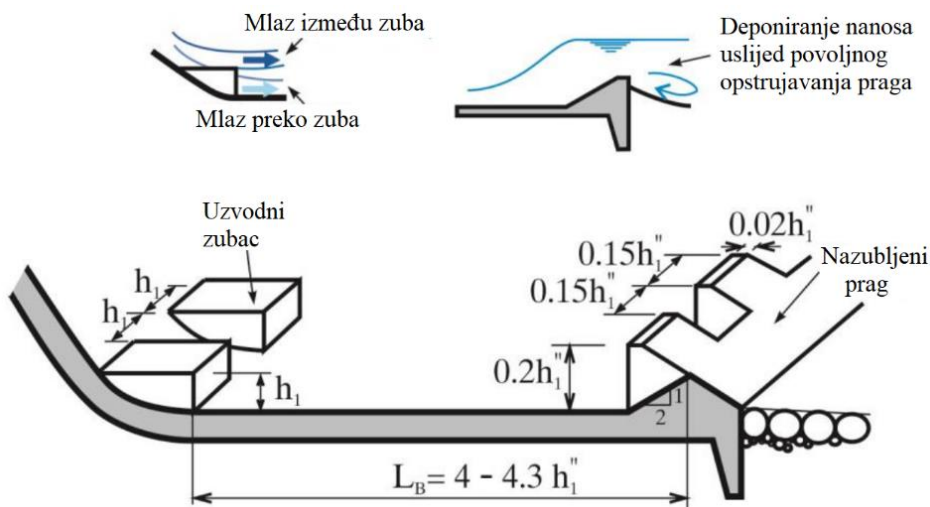
USBR bazeni su već dugo vremena standard pri projektiranju umirujućih bazena. Njihova efikasnost, provjerena u laboratorijskim uvjetima i na velikom broju izvedenih objekata, zasniva se na primjeni tri elementa za razbijanje mlaza i povećanje otpora (Peterka 1958):

1. **Uzvodni zupci** (slika 8.40 i 8.41) na ulazu u bazen prvenstveno služe za razbijanje mlaza na veći broj užih mlazeva, koji naizmjenično struje između zubaca i preko zubaca. Uz to, kao prepreka toku, zupci stvaraju silu otpora koja donekle doprinosi stabilizaciji mlaza i smanjenju spregnute dubine.

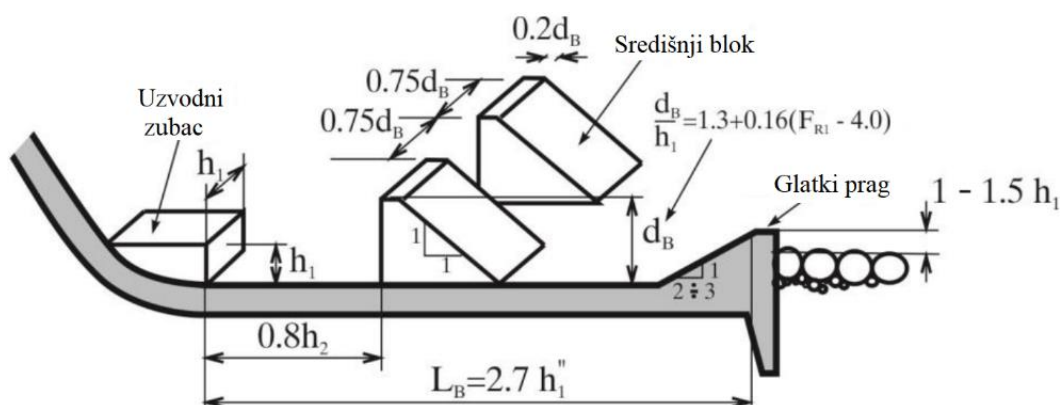
2. **Središnji blokovi (stupci, zubi)** služe za zadržavanje (stabilizaciju) skoka u bazenu, nezavisno od fluktuacije brzina i pritisaka (u mlazu i vrtložnom valjku), čime se omogućava znatno kraći bazen nego kod ostalih tipova. Uz to, sila konture blokova omogućava skok s manjom spregnutom dubinom, nego kod bazena bez blokova (tj. dobija se plići bazen).

3. **Nizvodni prag**, koji može biti nazubljen (bazen tipa II, slika 8.40) ili gladak (tip III, slika 8.41), usmjerava mlaz naviše pri izlasku iz bazena. Ovim se u riječnom koritu nizvodno od praga bazena omogućava povratno strujanje, s nanošenjem (deponiranjem, slika 8.40) materijala s dna korita prema pragu – objektu (a ne s odnošenjem od objekta i potkopavanjem temelja – *retrogradnom erozijom*). S druge strane, nije poželjno ni unosenje nanosa iz nizvodnog korita u bazen, zbog opasnosti od abrazije, zbog čega je prag blago izdignut iznad dna nizvodnog korita. Prema iskustvu s modela i objekata, optimalan nagib kosine (rampe), koja spaja dno slapišta s nizvodnim pragom iznosi 1 : 2 – 1 : 3 (Novak 1996, Peterka 1958).

Nazubljenost praga kod bazena tipa II, koji nema središnje blokove (slika 8.40), doprinosi stabilizaciji skoka. Nazubljeni prag "imitira" blokove USBR III bazena, ali zbog udaljenosti od mjesta širenja mlaza, ne može postići efekt blokova, koji zadiru direktno u siloviti mlaz koji se još nije raširio.



Slika 8.40 USBR bazen, tipa II



Slika 8.41 USBR bazen tipa III

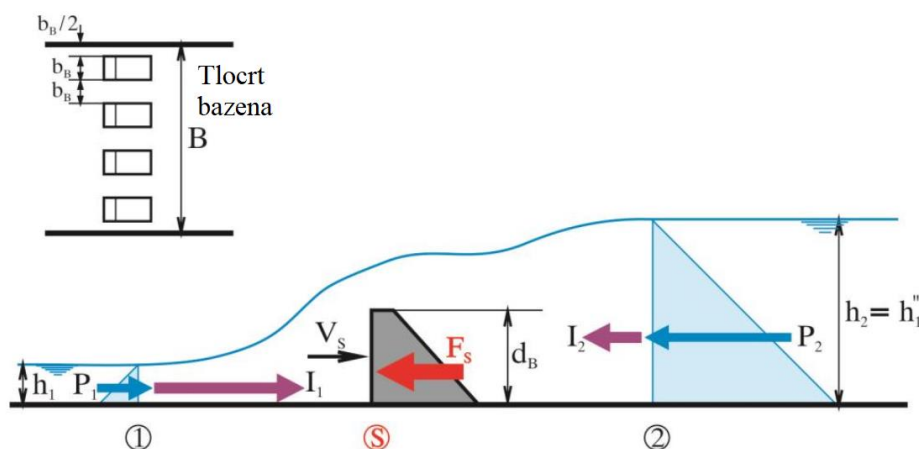
* * *

Utjecaj blokova (i zubaca) na sniženje spregnute dubine i stabilizaciju skoka sagledat će se iz jednadžbe održanja količine gibanja (slika 8.42). U odnosu na “običan” bazen bez blokova i zubaca, ovdje se javlja i konturna sila (sila “kočenja”, sila otpora oblika). Konturna sila, F_s , kojom središnji blok (ili zubac) djeluje na fluid proporcionalna je kvadratu brzine mlaza koji udara u blok, v_s (odnosno, kinetičkoj energiji mlaza), i projekciji “napadnute” površine bloka, okomito na pravac djelovanja mlaza, A_s , a mjera proporcionalnosti je koeficijent sile, C_s (Za procjenu vrijednosti koeficijenta C_s vidjeti literaturu Vischer i Hager 1995):

$$(8.65): \quad F_s = C_s A_s \rho \frac{v_s^2}{2} = C_s b_B d_B \rho \frac{v_s^2}{2}$$

gdje su: b_B = širina bloka (zupca), d_B = visina bloka i v_s = brzina mlaza ispred bloka.

Ako se, preglednosti radi, promatraju samo središnji blokovi, koji daju oko 70 % ukupne sile “kočenja” kod USBR III bazena, jednadžba održanja količine gibanja može se napisati kao (slika 8.42):



Slika 8.42 Sile u bazenu sa središnjim blokom

$$(8.66): \quad P_1 - P_2 - n F_s = \rho Q V_2 - \rho Q V_1, \quad \text{odnosno:}$$

$$(8.67): \quad \rho g B \frac{h_1^2}{2} + \rho Q v_1 - n C_s b_B d_B \rho \frac{v_s^2}{2} = \rho g B \frac{h_2^2}{2} + \rho Q v_2$$

gdje su: B = širina bazena, a n = broj blokova.

S obzirom na to da je $n b_B \cong B/2$ (slika 8.42), slijedi:

$$(8.68): \quad \frac{h_1^2}{2} + \frac{v_1^2}{g} h_1 - \frac{1}{4} C_s \frac{v_s^2}{g} d_B = \frac{h_2^2}{2} + \frac{v_2^2}{g} h_2$$

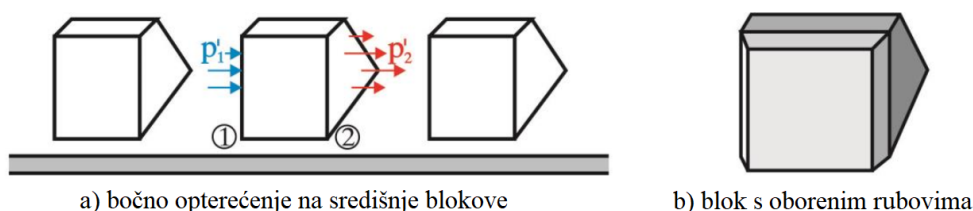
Treći član s lijeve strane jednadžbe 8.68 predstavlja *silu "kočenja"*, bez koje jednadžba 8.68 postaje jednadžba "običnog – klasičnog" hidrauličkog skoka (jednadžba 8.55), čije je rješenje "obična – klasična" spregnuta dubina (prema jednadžbi 8.56). Sila kočenja smanjuje vrijednost lijeve strane jednadžbe 8.68, što povlači i smanjenje vrijednosti na desnoj strani, odnosno smanjenje spregnute dubine h_2 u odnosu na klasičan skok.

Jednadžba 8.68 pokazuje i utjecaj blokova na *stabiliziranje* skoka. Ako se zbog opadanja donje vode skok počne povlačiti nizvodno (prema izlazu iz bazena) smanjit će se širenje mlaza ispred bloka pa će porasti brzina v_s , što povećava silu kočenja F_s . Prema jednadžbi 8.68, veća sila kočenja traži manju spregnutu dubinu, što će omogućiti da se skok zadrži u bazenu (naravno, ako poremećaj donje vode nije previše velik). Ako pak, vrtložni valjak skoka krene u uzvodnom smjeru (prema brzotoku), tok ispred bloka će se dodatno raširiti, što će smanjiti brzinu V_s , odnosno silu kočenja F_s , tako da će ulazni mlaz odgurati skok nizvodno na "staro" mjesto.

* * *

Opstrujavanje mlaza oko stranica bloka izaziva lokalno povećanje brzina i stvaranje potpritisaka, što može dovesti do kavitacijske erozije (USBR 1987). Zato se umirujući bazen tipa III (sa središnjim blokovima) ne preporučuje se pri brzinama ulaznog mlaza većim 15 – 20 m/s, pogotovo ako se očekuje da će preljev raditi duže vremena neprekidno. Što preljev duže radi, povećava se ugroženost napadnutih površina (povećava se broj kavitacijskih udara na površinu), a uz to je onemogućen pregled i popravak štete dok je još u početnom stanju. Vishcer i Hager (1995) preporučuju da se blokovi rade s oborenim rubovima (slika 8.43b), ako su brzine u rasponu od 20 do 30 m/s.

Pri *statičkom* dimenzioniranju blokova i zubaca neophodno je voditi računa o *hidrodinamičkim opterećenjima* (sile i momenti savijanja), kako u pravcu toka, tako i u pravcu okomito na tok (okomito na bokove bloka, slika 8.43a). Poprečna opterećenja izazvana su *fluktuacijama tlakova i brzina*, iako ne postoji “vremenski osrednjeno” strujanje u pravcu okomitom na blokove. Potrebno je da se blokovi prostorno armiraju, kako bi se izbjegao prijem u bočnom pravcu. Fluktuacije tlakova nastaju uslijed periodičnog premještanja mlaza i snažne turbulencije (Sliskij 1979). Trenutna vrijednost fluktuacije tlaka u bazenu može dostići vrijednost $\frac{p'_{max}}{\gamma} = 0.4 \frac{v_1^2}{2g}$ gdje je v_1 brzina ulaznog mlaza, dok je vrijednost mjerodavna za dimenzioniranje između $(0.1 - 0.12) \frac{v_1^2}{2g}$ (ICOLD 1987, vidjeti i diskusiju u dijelu VIII.4.7.4).

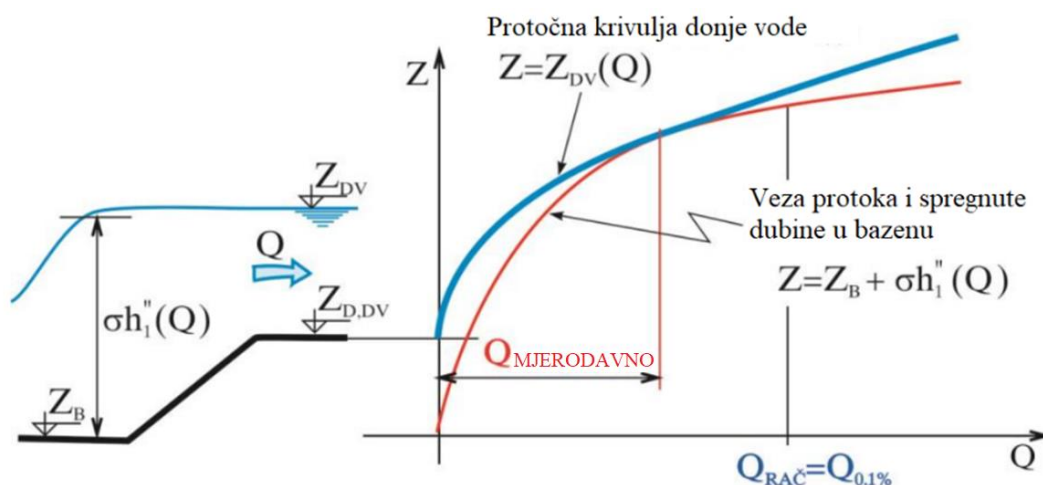


Slika 8.43 Blokovi u umirujućem bazenu

* * *

VIII.4.7.3 Izbor mjerodavnog protoka za dimenzioniranje bazena

Kao što je rečeno u dijelu VIII.1 o izboru računskog protoka, nije neophodno, niti je uvijek ekonomski opravdano, dimenzionirati sve dijelove evakuacijskog organa na isti računski protok. Često se umirujući bazen dimenzionira na protok koji je (znatno) manji od protoka na koji se dimenzioniraju preljev i brzotok, čime se dobija manji i jeftiniji objekt. (Npr. preljev se dimenzionira na maksimalno veliku vodu, PMF, a umirujući bazen na 1000 - godišnju veliku vodu.) Ovim se dozvoljava da pri ekstremnim poplavama skok bude odbačen iz bazena, što može dovesti do nizvodne erozije, pa čak i do havarije bazena. Naravno, ne smije se dopustiti da havarija bazena ugrozi branu i ostale vitalne objekte. Odmah po prolasku poplave, bazen se mora popraviti, da bi se spriječilo širenje erozije u uzvodnom smjeru prema brani (takozvana *retrogradna erozija*).



Slika 8.44 Kritični uvjeti za formiranje skoka u bazenu

Treba imati na umu da se kritični uvjeti za formiranje skoka u bazenu (uslijed oblika krivulje protoka donje vode) ponekad *mogu ostvariti i pri protoku manjem od unaprijed izabranog računskog protoka*, pa treba provjeriti potopljenost skoka za *cijeli raspon protoka pri kojima će bazen raditi* (slike 8.44 i 13.58). Tako je na primjeru prikazanom na slici 8.44, *mjerodavni protok* za dimenzioniranje bazena, $Q_{M\text{JERODAVNO}}$, manji od protoka tisućugodišnje velike vode, $Q_{RAC} = Q_{0.1\%}$, koji je bio unaprijed određen kao računski protok za dimenzioniranje.

* * *

VIII.4.7.4 Dinamička opterećenja u umirujućem bazenu

Kod umirujućeg bazena obično nije teško postići dobro rasipanje energije. Veći je problem projektirati i izgraditi bazen koji će biti otporan na **dinamičke utjecaje**, pogotovo kod većih padova (preko 50 m), gdje se ostvaruju velike brzine. Iskustvo na postojećim objektima, posebno onima koji *duže vremena rade pri velikim protocima*, ukazuje na tri velike nevolje vezane za rad umirujućih bazena:

- 1) Dinamički uzgon.
- 2) Kavitacija.
- 3) Vibracije.

Pored ova tri problema ponekad može doći i do *abrazije* bazena, premda se ova pojava prije može očekivati kod slapišta dubinskih ispusta.

Dinamički uzgon

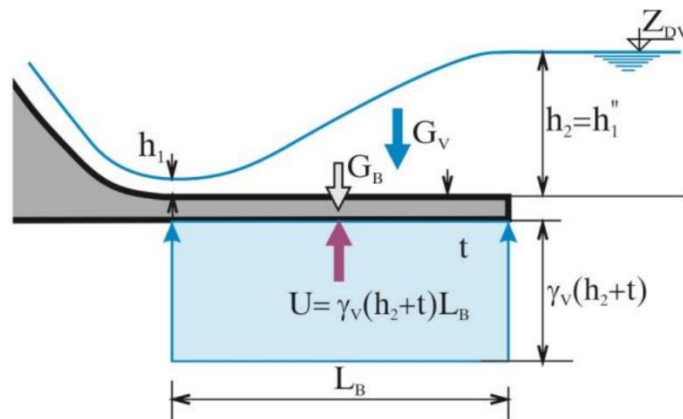
Najznačajniji od navedenih problema je, tzv. **dinamički uzgon**, uslijed koga je oštećeno ili uništeno najviše umirujućih bazena (ICOLD 1987). Ispod ploče bazena djeluje *uzgon* (tlak procjedne vode usmjeren prema gore), koji je u svakoj točki ploče jednak umnošku specifične težine vode i visinske razlike između pijezometarske kote procjedne vode i položajne kote na donjoj strani ploče (slika 5.11). U daljnjem izlaganju je, preglednosti radi, izostavljen filtracijski (diferencijalni) dio uzgona (slika 8.45). Kada nema prelijevanja (ili je protok znatno manji od računskog), nivo u bazenu je horizontalan, pa su težina vode iznad ploče, G_V , i težina ploče, G_B , kao stabilizirajuće sile, veći od uzgona ispod ploče, U . Međutim, pri računskom protoku, skok će izbaciti dio vode iz bazena, što će smanjiti silu težine vode, pa *sila uzgona* može prevladati. Promatra se ravnoteža vertikalnih sila po jedinici širine ploče. Dužina ploče je L_B , a debljina t . Do podizanja ploče *neće* doći ako je rezultanta svih vertikalnih sila usmjerena na niže, tj. kada je (slika, 8.45):

$$(8.69): \quad G_V + G_B - U = \frac{\gamma_V}{2} (h_1 + h_2) L_B + \gamma_B t L_B - \gamma_V (h_2 + t) L_B > 0,$$

Odnosno, kada je:

$$(8.70): \quad (\gamma_B - \gamma_V) t > \frac{\gamma_V}{2} (h_2 - h_1).$$

Ako je, npr. razlika spregnutih dubina, $h_2 - h_1 = 16.0 - 1.0 = 15.0$ m, a specifična težina armiranog betona $\gamma_B \approx 25$ kN/m³, potrebno je da ploča bude barem 5 metra debljine, kako ne bi došlo do isplivavanja (podizanja). Ovo je najčešće ekonomski neprihvatljivo (debljina ploče rijetko prelazi 1.5 – 2.5 m), pa se pribjegava drugim rješenjima:



Slika 8.45 Uzgon u umirujućem bazenu

- 1) Pričvršćivanju ploče za stjenovitu podlogu **ankerima** (slika 8.47). (Kod temeljenja na glinovitom tlu mogu se koristiti posebni tipovi šipova, Smith 1995).
- 2) **Dreniranju** površine ispod ploče (slika 8.46), čime se smanjuje sila uzgona.

Dosad je promatrano samo opterećenje *osrednjeno po vremenu*. Naime, sve promatrane veličine (brzine, tlakovi, sile) su osrednjavane po vremenu (Hajdin, 1983), pa se dalje računalo s tim osrednjenim vrijednostima, dok su zanemarena odstupanja od osrednjene vrijednosti – fluktuacije (pulzacije). Međutim, u strujanjima s izrazito razvijenom turbulencijom, kao što je hidraulički skok, fluktuacije mogu biti istog reda veličine kao i sama osrednjena vrijednost. Do fluktuacija tlakova u promatranoj točki bazena dolazi uslijed stalnog pomjeranja mlaza i vrtložnog valjka hidrauličkog skoka. Ako se osrednjenom opterećenju, dodaju i ovi fluktuacijski utjecaji, jasno je da će se dobiti još nepovoljnije stanje.

Prema istraživanjima s postojećih objekata i mjerenjima u laboratoriju (Novak 1996, ICOLD 1987), *maksimalni fluktuacijski dodatak* tlaka u nekoj točki umirujućeg bazena može dostići i do 40 % brzinske visine (kinetičke energije) ulaznog mlaza $\frac{p'_{max}}{\gamma} = 0.4 \frac{v_1^2}{2g}$, dok srednje kvadratno odstupanje iznosi 10 – 20 % brzinske visine.

Sretna je okolnost što se *fluktuacije tlakova ne javljaju istovremeno u svim točkama bazena*. Štoviše, korelacija fluktuacija između dvije točke u bazenu (odnosno, istovremena pojava fluktuacija istog reda veličine i znaka) opada s povećanjem udaljenosti između točaka, pa se povećanjem dimenzija ploča bazena smanjuje mogućnost pojave maksimalnog fluktuacijskog opterećenja po cijeloj ploči istovremeno (ICOLD 1987). Stoga je bitno da *slapišne ploče budu što većih dimenzija* (u tlocrtu), *posebno u pravcu toka vode*, duž koga je korelacija fluktuacijskih tlakova znatno slabija nego u pravcu okomitom na tok.

Najnepovoljnije fluktuacijsko opterećenje nastaje ako se, uz pun hidrostatski tlak (uzgon) ispod ploče, jave *negativne pulzacije* tlakova na *gornjoj strani* ploče, a *pozitivne pulzacije* na *donjoj strani* (ispod ploče). “Zavlačenje” pulzacijskih tlakova ispod ploče je moguće samo ako postoje otvori u ploči kroz koje se može prenijeti poremećaj (val) visokog tlaka iz bazena. Zato se ne smiju ostavljati otvori između ploča bazena, niti otvori u pločama (npr. drenažni), a na svaki način treba smanjiti mogućnost nastanka pukotina u pločama za vrijeme izrade ili pri radu bazena. (Ovo se postiže pažljivim armiranjem i betoniranjem, vezivanjem ploča po sistemu “pero i žlijeb”, obaveznom izradom dilatacijskih spojnica i drugim odgovarajućim konstruktivnim mjerama.)

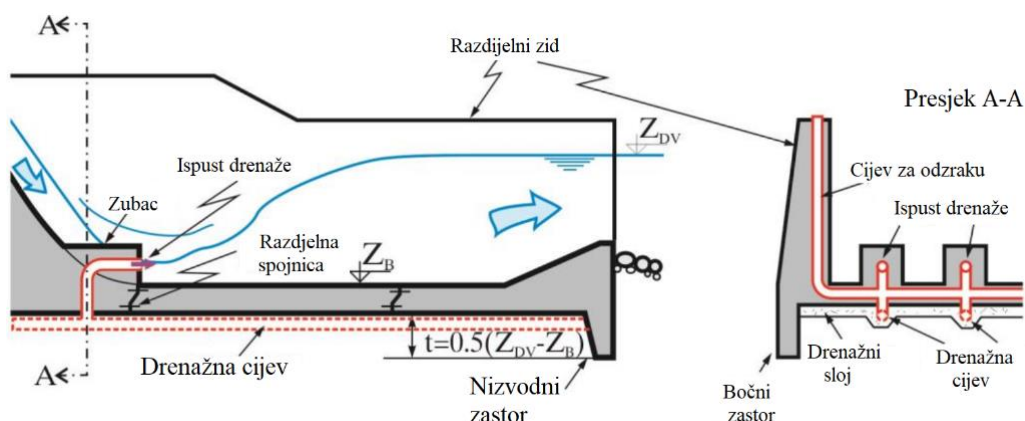
Ako je predviđena, *drenaža* se obično radi u vidu drenažnog tepiha s perforiranim drenažnim cijevima. *Otvore drenažnih ispusta* (kroz koje se prazni drenažni sistem, slika 8.46) treba postaviti na mjestima gdje ne postoji opasnost od uvlačenja vala povišenog tlaka ispod ploče. Smatralo se da je takvo mjesto *nizvodna*

strana uzvodnih zubaca, gdje se uslijed opstrujavanja stvara podtlak (Novak 1996, Smith 1995, ICOLD 1987). Iskustvo je pokazalo da ni ovaj način pražnjenja drenažnog sistema nije sasvim siguran. Naime, ako hidraulički skok sa svojim turbulentnim valjkom, krene uzvodno uz kosinu brzotoka, postoji opasnost da se (kroz otvore u zupcima) u drenažni sistem uvuče poremećaj visokog tlaka (Smith 1995, Bowers 1988, Bowers 1985), što može dovesti do podizanja ploče i rušenja bazena. (Takođe, postoji i opasnost od isisavanja čestica filtra i začepeljivanja drenaže ukoliko je usisno djelovanje mlaza prejako.) Zato se u novije vrijeme ovako izvedeni drenažni ispusti ponekad povezuju s atmosferom preko cijevi za odzraku, koja radi na principu “vodostana” (slika 8.46). Cijev se obično vodi kroz temeljnu ploču i dalje kroz razdjelni zid bazena, do njegove gornje strane gdje se povezuje s atmosferskim tlakom. Ovim je omogućeno da se kroz cijev “izbaci” (amortizira) val povišenog tlaka, kada valjak skoka krene uz brzotok i donese pozitivnu fluktuaciju tlaka. Također, drenažni ispust se snabdijeva zrakom s atmosferskim tlakom kada se javi pretjerano nizak tlak na nizvodnoj strani zupca, uz opasnost od isisavanja materijala drenaže. Shematski prikaz rješenja dat je na slici 8.46¹.

Oko drenažnih cijevi treba postaviti filter koji štiti okolni materijal od ispiranja. Nizvodni betonski zastor, i eventualno bočni zastori (slika 8.46) produžuju put procjeđivanja vode, čime se smanjuju brzine filtracije i protok koji se mora evakuirati kroz drenažne otvore (Smith 1995). Bočni zastori nisu potrebni ako se ne radi drenaža bazena, dok je nizvodni zastor u vidu temeljnog zuba uvijek korisna mjera za zaštitu temelja od erozije.

Umjesto drenažnog tepiha, ponekad se koriste plitke drenažne bušotine u stijeni temelja, ravnomjerno raspoređene ispod ploče, obično ne duže od dubine vode u bazenu (Pećinar 1961). I ovdje treba voditi računa da se ne stvore uvjeti za već objašnjeno “zavlačenje” vala (pred)tlaka ispod temeljene ploče i dalje kroz bušotine u stijensku masu. Drenažni otvori kroz ploče mogu se dopustiti samo kod bazena niskih preljevni pragova, s obzirom na male brzine mlaza, a time i male fluktuacije brzina i tlakova.

Umirujući bazen (slapište) uvijek treba obložiti betonom. Ma koliko bio dobar materijal temelja, uvijek će se naći pukotina kroz koju će se probiti val (pred)tlaka i izazvati razaranje stijenske mase, a zatim i potkopavanje brane.



Slika 8.46 Pražnjenje drenaže kroz otvor u uzvodnom zupcu

¹ Ovakav način drenaže treba shvatiti kao moguću korektivnu mjeru za postojeće bazene, a ne kao rješenje koje se preporučuje pri projektiranju novih objekata.

Prema preporukama Međunarodnog odbora za visoke brane (ICOLD 1987), ploče i ankere umirujućeg bazena treba dimenzionirati na nepovoljniji od sljedeća dva uvjeta opterećenja:

- 1) *Pun uzgon* od mjerodavne donje vode, pretpostavljajući da je *bazen potpuno prazan*.
- 2) *Pun uzgon + fluktuacijski dodatak* uzgona koji djeluje ispod cijele površine temeljne ploče s vrijednošću od $\frac{\Delta p}{\gamma} = 0.12 \frac{v_1^2}{2g}$, pretpostavljajući da je bazen pun vode (pri koti mjerodavne donje vode).

Detalji o karakteristikama turbulencije hidrauličkog skoka i procjeni dinamičkih opterećenja na ploču i zidove bazena mogu se naći u literaturi (Khatsuria 2005).

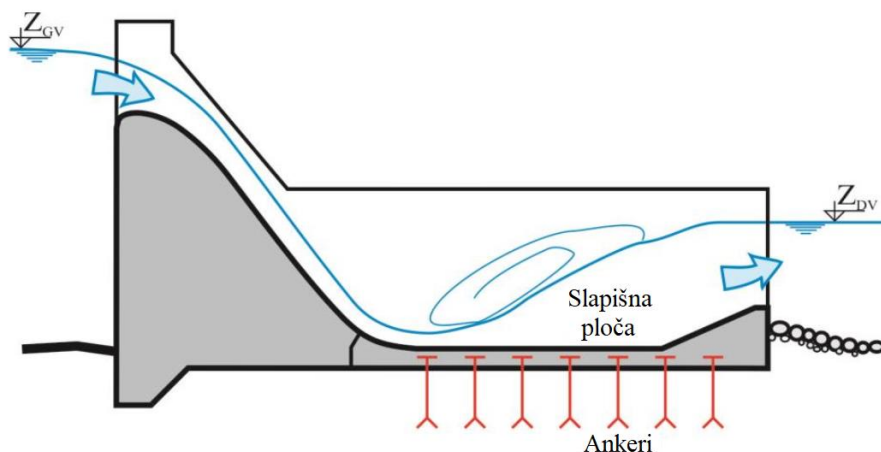
Vibracije, kavitacija i abrazija

Vibracije i kavitacija u umirujućem bazenu također su posljedica fluktuacija brzina i tlakova u mlazu i vrtložnom valjku, a obično tijesno “surađuju” s dinamičkim uzgonom na oštećenju i rušenju bazena.

Vibracije u umirujućem bazenu nastaju ako frekvencija periodičnog pomjeranja (šetanja) mlaza, ili periodičnih fluktuacija u turbulentnom valjku skoka uđe u rezonancu ploče, zida, bloka ili zupca bazena (Khatsuria 2005). Vibracije tada mogu izazvati mala pomjeranja i/ili pukotine, čime se stvara prolaz za prenošenje (“zavlačenje”) vala visokog tlaka ispod ploče i eventualno podizanje ploče.

Masivne ploče i sidrenje, potrebni radi suprotstavljanja dinamičkom uzgonu, dobra su zaštita i protiv vibracija.

Kavitacija je u umirujućim bazenima naročito izražena oko rubova blokova koje opstrujava siloviti mlaz. Najugroženiji su središni blokovi, na kojima se kavitacijska erozija može javiti pri brzinama preko 15 – 20 m/s. Do kavitacije može doći i na drugim mjestima u bazenu gdje postoje (predviđene ili nepredviđene) neravnine, pa čak i na ravnim (i glatkim) površinama, gdje u zoni jake turbulencije, fluktuacije mogu izazvati lokalni pad tlaka ispod tlaka zasićene vodene pare. (Primjer procjene opasnosti od kavitacijske erozije u umirujućem bazenu prikazali su Fattor i dr. 2001 i Novak, 1996.) Pulzacijski tlakovi lako se provlače kroz otvore koje stvara kavitacijska erozija na blokovima ili na ploči, čime se znatno ubrzava proces rušenja bazena.



Slika 8.47 Sidrenje ploče bazena

Da bi se smanjila opasnost od kavitacijske erozije, u bazenima (odnosno, ugroženim zonama bazena) kod kojih se javljaju velike brzine ($v_1 \geq 25 - 30 \text{ m/s}$), treba izbjegavati sve nepravilnosti na oblozi (pločama i zidovima). Istraživanja na fizičkom modelu mogu ukazati na mjesta gdje nastaju opasni podtlakovi, a mogu se ispitati i mjere da se opasnost ukloni ili smanji.

Abrazija može nastati ako se vučeni nanos nađe u bazenu, bilo da je unijet preko dubinskog ispusta, ili da je dospio u bazen povratnim strujanjem iz nizvodnog korita, ili je ubačen u bazen tijekom gradnje ili eksploatacije. Prema iskustvenim podacima (ICOLD 1987), abrazijsko djelovanje osjetit će se pri brzinama većim od $v = 10 \text{ m/s}$. Neravnine nastale abrazijom mogu izazvati kavitacijsku eroziju, koja stvara novi materijal za pojačavanje abrazije, i tako u krug. Zatim se pulzacijski tlakovi zavlače u stvorene otvore i pukotine i sa svoje strane obilno doprinose rušenju bazena.

Zato je potrebno onemogućiti, ili makar maksimalno ograničiti, pristup vučenog nanosa u umirujući bazen. Treba odgovarajućim oblikovanjem izlazne rampe (kosine) i nizvodnog praga spriječiti da povratno strujanje iz nizvodnog korita dovlači krupan vučeni nanos u bazen (slike 8.40 i 8.41). Ukoliko postoji opasnost da nanos preko ispusta dospije u bazen, treba predvidjeti poseban umirujući bazen za ispust. Bazen treba očistiti prije puštanja u pogon i onemogućiti posjetiteljima da bacaju kamenje u bazen.

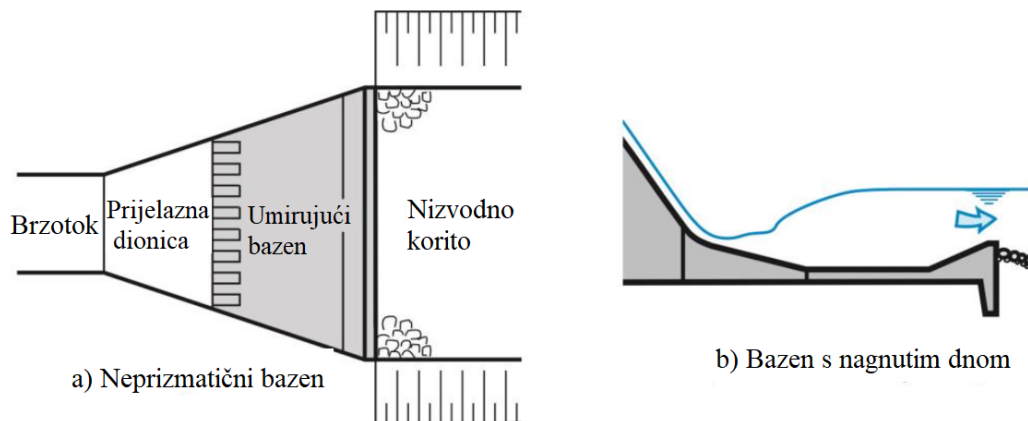
Iz navedenog se vidi, a iskustvo potvrđuje, da treba *predvidjeti pregled i, po potrebi, popravak bazena*. Pristup se omogućava privremenim pregrađivanjem i ispumpavanjem vode iz bazena. Postavljenje grednih zatvarača na nizvodnom kraju razdijelnog zida obično je ekonomski neopravdano, zbog velikog raspona zatvarača (širine bazena) i teškog pristupa. Ponekad je zgodno široke bazene podijeliti u nekoliko (uzdužnih) polja, čime se omogućava popravak i pregled jednog polja, dok je ostatak bazena operativan. Često je pumpanjem po obodu bazena potrebno oboriti nivo podzemne vode, tj. smanjiti uzgon ispod bazena, kako ne bi došlo do isplivavanja ploča kada je, prilikom pregleda i popravaka, bazen prazan.

VIII.4.7.5 Bazeni sa nagnutim dnom i neprizmatični bazeni

Pored prizmatičnog bazena s horizontalnim dnom, postoje i drugi tipovi umirujućeg bazena (slika 8.48). Ovdje će se spomenuti dvije grupe:

1) Bazeni koji se **šire u pravcu toka** ($dB/dx > 0$, slike 8.48a i 8.97), čime se povećava tlačna sila na nizvodnom kraju u odnosu na bazen koji se ne širi (prizmatični bazen). Ovim se postiže manja spregnuta dubina (jednadžba 8.151) i bolja stabilnost skoka nego kod prizmatičnog bazena, jer tlačna sila u nizvodnom presjeku i sila konture razdijelnog zida (koja kod neprizmatičnog bazena ima komponentu u pravcu toka) zavise od položaja skoka (slično sili na blokove, Smith 1995). Postoje i bazeni kod kojih se objedinjuje djelovanje središnjih blokova i širenja korita (tzv. SAF bazeni, Henderson 1966 i Blaisdell 1949). Neprizmatični bazeni se rijetko primjenjuju kod preljevniha brana, s obzirom na već spomenutu prednost primjene prizmatičnog korita duž cjelokupnog protočnog traka kod ovog tipa evakuacijskih organa. S druge strane, ovakvo rješenje se rado primjenjuje na objektima kod kojih je provodnik sužen u odnosu na zahvatni dio (npr. bočni i čeon preljev a brzotokom, bunarski preljev, temeljni ispust i slično), pa je često neophodno širiti umirujući bazen da bi se dobio objekt prihvatljivih dimenzija (prihvatljive dužine i dubine ukopavanja). Treba imati na umu da širenje bazena mora biti postepeno (jednadžba 8.112). U protivnom, mlaz se ne može prilagodi konturi, tj. neće se proširiti kao što je zamišljeno, pa će ostati (djelimično) neumiren.

2) Bazeni s **nagnutim dnom** (slika 8.48b) omogućavaju *nepotopljen hidraulički skok* za veliki opseg protoka (i/ili nivoa donje vode). Skok se po potrebi pomjera uz/niz kosinu bazena (Novak 1996, Smith 1995, Peterka 1958).



Slika 8.48 Varijante umirujućih bazena

VIII.4.7.6 Dvostupanjski umirujući bazen

Ukoliko tehnički i ekonomski uvjeti ne dozvoljavaju da se dno bazena spusti do nivoa koji je potreban da bi se ostvarila spregnuta dubina, može se primijeniti **dvostupanjski bazen** (slika 8.49). Dvostupanjski bazen se često koristi pri velikim padovima i protocima u uskim dolinama, gdje je širina bazena ograničena, ili kod teških uvjeta temeljenja (Smith 1995).

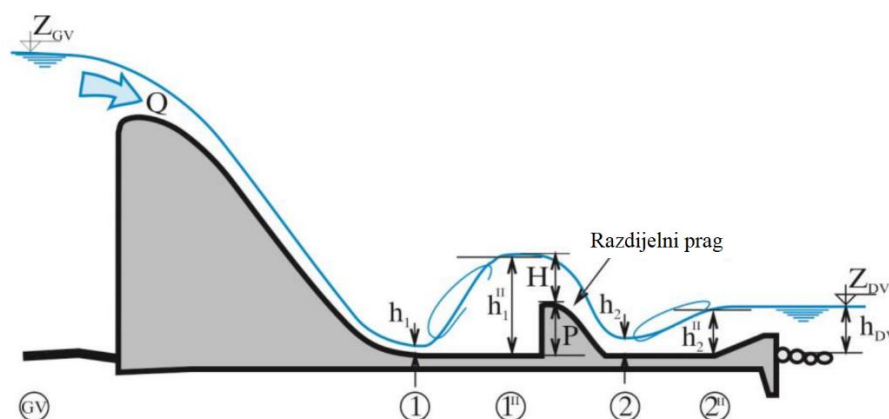
Način rada dvostupanjskog bazena prikazan je na slici 8.49. U uzvodnom – prvostupanjskom bazenu neophodno je osigurati dubinu veću od spregnute dubine h_1'' , da bi se formirao hidraulički skok i umirio ulazni mlaz. Kako je spregnuta dubina znatno veća od dubine donje vode, $h_1'' > h_{DV}$, (i ako je rješenje s ukopavanjem bazena nepovoljno), tada se potrebna dubina (h_1'') može osigurati podizanjem razdjelnog praga na kraju uzvodnog (prvostupanjskog) bazena. Voda, umirena u prvostupanjskom bazenu, preljeva se u nizvodni (drugostupanjski) bazen sa znatno manjom energijom (od energije ulaznog mlaza u prvostupanjskom bazenu). Zato je i spregnuta dubina drugostupanjskog bazena, h_2'' , znatno manja od spregnute dubine u prvostupanjskom bazenu, što omogućava stvaranje skoka uz znatno pliće temeljenje nego kod odgovarajućeg jednostupanjskog rješenja. Naravno, ništa nije besplatno, pa je dužina ovakvog bazena, kako će se vidjeti, ponekad i dvostruko veća od dužine odgovarajućeg jednostupanjskog bazena.

Proračun je sličan kao i za slučaj “običnog” – jednostupanjskog bazena.

Prvo se preko energetske jednadžbe između presjeka ispred preljeva, “GV” i suženog presjeka “1” odrede dubina, h_1 , i brzina, v_1 , na ulazu u prvostupanjski bazen. Kota dna bazena se usvaja prema uvjetima temeljenja ili je predmet optimizacije. Preko jednadžbe skoka (8.56) odredi se spregnuta dubina h_1'' . Zatim se izračuna debljina preljevnog mlaza preko razdjelnog praga, H , iz jednadžbe prelijevanja (8.11) pa se odredi visina praga, P , kao:

$$(8.71): \quad P = 1.02 \left[h_1'' + \frac{(v_1'')^2}{2g} \right] - H$$

Nadvišenje od 2 % u odnosu na spregnutu dubinu h_1'' se dodaje kao sigurnost, da ne bi došlo do odbacivanja skoka, odnosno “preskakanja” mlaza u nizvodni bazen (odavde koeficijent 1.02 u jednadžbi 8.71).



Slika 8.49 Dvostupanjski umirujući bazen

Dužina prvostupanjskog bazena trebala bi biti najmanje $L_1 = 6 h_1'$, da bi se ostvarilo potpuno umirenje mlaza i omogućili normalni uvjeti prelijevanja preko razdjelnog praga.

Nizvodni (drugostupanjski) bazen se najčešće projektira kao USBR bazen tipa III, sa središnjim blokovima i izlaznim pragom. Dimenzije bazena se određuju uobičajenim postupkom. Drugostupanjski bazen ne mora imati isti pravac (u tlocrtu) kao i prvostupanjski (Hayde 2000). U tom slučaju strujanje postaje znatno složenije pa je potrebno uraditi ispitivanja na fizičkom modelu.

VIII.4.8 Zaštita korita nizvodno od bazena

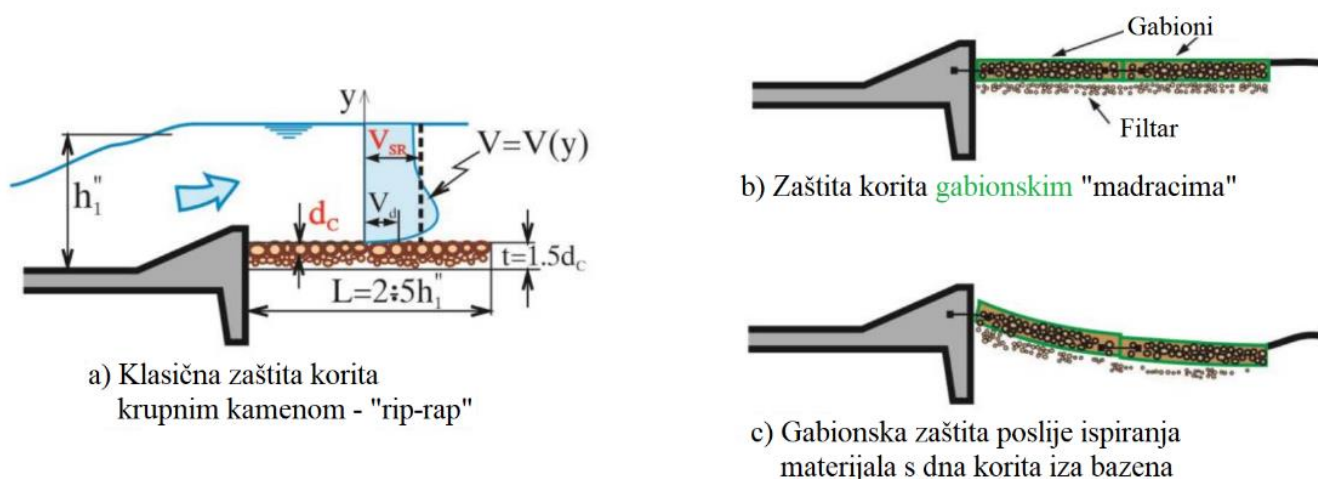
Umirujući bazen koji bi potpuno "smirio" vodu prije ispuštanja u nizvodno korito bio bi predugačak i ekonomski neprihvatljiv. Zato se dopušta da po izlasku iz bazena voda i dalje raspolaže izvjesnom energijom koja može u manjoj mjeri erodirati dno i kosine korita. Uz još "neugašene" vrtloge (ostatak od valjka hidrauličkog skoka), javlja se i neravnomjeran raspored brzina po dubini toka (brzine su znatno veće pri dnu), što dodatno pojačava erozijsku moć vode (Novak 1996). Novak procjenjuje da, zavisno od efikasnosti skoka, dubina erozijske jame iza umirujućeg bazena može dostići i do 50 % dubine koju bi iskopao mlaz ski odskoka (VIII.4.9), što može dovesti i do potkopavanja samog bazena.

Korito nizvodno od bazena može se zaštititi na više načina. Najčešće se primjenjuje **kamena zaštita** (kamena obloga, rip-rap), slika 8.50a.

Pri projektiranju kamene zaštite potrebno je odrediti promjer mjerodavnog – karakterističnog zrna, d_c , granulometrijski sastav kamene zaštite, debljinu zaštitnog sloja, t i dužinu zaštite, L .

Ključan parametar za izbor promjera kamena je brzina vode koja opstrujava kamen (Smith 1995, Peterka 1958). Voda djeluje na kamen preko:

- sile dinamičkog uzgona*, koja nastaje zbog znatno većih brzina na gornjem nego na donjem dijelu površine kamena.
- sile vučenja*, uslijed opstrujavanja oko kamena.
- sile trenja* na dodiru vode i kamena.



Slika 8.50 Zaštita iza umirujućeg bazena

Svaka od navedenih destabilizirajućih sila proporcionalna je površini kamena ($\sim d_s^2$) i kvadratu brzine vode koja djeluje na kamen ($\sim v^2$). Jedina stabilizirajuća sila je težina kamena ($\sim d_s^3$), koja se protivi podizanju i osigurava silu trenja među kamenjem u oblozi (suprotstavljajući se pomjeranju u horizontalnom pravcu). Ravnoteža sila koje teže da pomjere kamen i stabilizirajućih sila, koje pokušavaju da ga zadrže na mjestu, može se opisati kao:

$$(8.72): \quad d_s^2 v^2 \sim d_s^3, \text{ odnosno:}$$

$$(8.73): \quad d_s = C v^2,$$

gdje su: d_s = promjer (karakterističnog) zrna – kamena, v = brzina vode koja djeluje na kamen i C = koeficijent koji zavisi od oblika, specifične težine i granulometrijskog sastava kamene zaštite, kao i od oblika i intenziteta turbulencije toka.

Ako se pretpostavi da je kamenje približno sferičnog oblika (ili bar nije plosnato) i da je specifična težina kamena $\gamma_K = 26 - 27 \text{ kN/m}^3$, Peterka (1958) predlaže da se za promjer karakterističnog zrna zaštite uzme:

$$(8.74): \quad d_C = 0.041 v_d^2,$$

gdje je: $d_C = d_{50}$ = promjer karakterističnog zrna (u metrima), od koga je lakše 50 % zrna u jedinici volumena zaštite, a v_d = brzina vode pri dnu (m/s).

Ukoliko nije poznata brzina vode pri dnu, v_d , Peterka predlaže da se koristi srednja brzina na izlazu iz bazena, v_{SR} . Smith (1995) dozvoljava niži koeficijent, C , ako se koristi srednja brzina, premda treba biti oprezan kada se ovako niska vrijednost koeficijenta primjenjuje za važne objekte:

$$(8.75): \quad d_C = 0.020 v_{SR}^2$$

Debljina kamene zaštite, t , prema Peterk-i (1958), trebala bi iznositi najmanje:

$$(8.76): \quad t = 1.5 d_C,$$

a ukoliko u koritu ima sitnijeg materijala, obavezno ga treba *filtarskim slojem* zaštititi od ispiranja.

Dužina obloge, L , zavisi od stupnja zaštite koji se želi postići. Za potpunu “osiguranost” korita, zaštitu treba provesti sve dok se sasvim ne umiri turbulencija iz vrtložnog valjka. Kao orijentacijska vrijednost može se uzeti:

$$(8.77): \quad L = (2 - 5) h_I,$$

gdje je: h_I = spregnuta dubina u bazenu. (Dodatna iskustva o projektiranju kamene zaštite mogu se naći u dijelu XIII.2.1 o kaskadama.)

Umjesto kamene naslage često se koriste **gabioni** (Novak 1997 i Smith 1995). Gabioni su žičane mreže u obliku *kutija*, *madraca* (slika 8.50b) ili *vreća*, ispunjenih kamenom. Krupnoća kamena za ispunu gabiona je znatno manja od kamena za odgovarajuću klasičnu zaštitu (naslagu), s obzirom na to da se težina, odnosno otpornost na hidrodinamičku silu, postižu “udruživanjem” u mreži. (Krupnoća potrebna da onemogući prolazak kamena kroz otvore u mreži obično nije veća od $d_{KAMENA} \cong 100 - 200 \text{ mm}$.)

Pored mogućnosti da se koristi sitniji kamen za zaštitu, što smanjuje cijenu nabave i ugradnje, prednost

gabiona je i velika *fleksibilnost*. Kao i kod “klasične” naslage, potrebno je onemogućiti ispiranje (sufoziju) temelja postavljanjem filtarskog sloja između gabiona i materijala koji se štiti. Ako, uprkos filtarskoj zaštiti, zbog snažne turbulencije, praćene velikim podtlakovima, sitniji materijal ispod obloge vremenom bude ispran (isisan), ili ako uslijed erozijskih procesa nizvodno od brane dođe do spuštanja – slijeganja obloge, bazen može biti potkopan (slika 8.50c). Iskustva u takvim slučajevima pokazuju da je kompaktna, a fleksibilna obloga od gabionskih madraca, pričvršćenih za nizvodnu slapišnu ploču znatno bolja zaštita od klasične kamene obloge (Novak 1996).

Slaba točka gabiona je žica za mrežu, koja se može prekinuti uslijed korozije, udara nanosa, plovećih predmeta ili leda, pa je potrebna stalna inspekcija i održavanje. Kao odgovor na ovu slabost može se ponuditi rješenje s **fleksibilnim betonskim “madracima”**. Fleksibilna podloga je izvedena od prefabriciranih armirano–betonskih blokova, međusobno povezanih sajlama, što omogućava prilagođavanje zaštite erozijskim procesima u koritu, a da pri tome sama zaštita nije ugrožena od erozije (za razliku od gabionske zaštite).

Koja će se od navedenih mjera za zaštitu nizvodnog korita primijeniti, zavisi od stupnja zaštite koji se traži, od dužine vremena za koje se pretpostavlja da će bazen raditi, od ekonomskih čimbenika, a često i od naklonosti projektanta.

LITERATURA:

- ACER, (1988), "Downstream Hazard Classification Guidelines", ACER Technical Memorandum No.11, US Department of Interior, Bureau of Reclamation.
- ACER, (1987), "Guidelines for Using Fuse Plug Embankments in Auxiliary Spillways", ACER Technical Memorandum No.10, US Department of Interior, Bureau of Reclamation.
- ACI Committee 210, (1987), "Erosion of Concrete in Hydraulic Structures", American Concrete Institute Materials Journal, Committee Report ACI 210R-87, Title no. 84-M17.
- Acton F.S., (1970), "Numerical methods that work", Harper International Edition, Harper & Row Publishers.
- ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice-No.54, (1974), "Sedimentation Engineering", Vanoni, V.A.V, Editor.
- Batinić, B., (1994), "Hidraulika", Građevinski fakultet univerziteta u Beogradu, Beograd.
- Batinić, B. i Milanović, T., (1997), "Problemi pri skretanju silovitog toka – kosi stojeći talas", Vodoprivreda, br.169-170.
- Blaisdal, F.W., (1949), "The SAF Stilling Basin", U.S Soil Conservation Service, Report SCS-TP-79.
- Boes R., M. and Hager, W., H., (2003), "Hydraulic Design of Stepped Spillways", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 129, No.9.
- Boes R., M. and Hager, W., H., (2003a), "Two-Phase Flow Characteristics of Stepped Spillways", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 129, No.9.
- Borden R.C., Colgate D., Legas J. and Selander C.E., (1971), "Documentation of Operation, Damage, Repair, and Testing of Yellowtail Dam Spillway", USBR, Report no. REC-ERC-71-23 (May).
- Bowers C.E. and Toso J.W., (1985), "Karnafuli Hydroelectric Project, Hydraulic Model Studies of Spillway Damage", Hydraulics and Hydrology in the Small Computer Age-Proceedings of the Speciality Conference, ASCE, Lake Buena Vista, FL, USA.
- Bowers C.E. and Toso J.W., (1988), "Karnafuli Project, Model Studies of Spillway Damage", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No.5.
- Bradley, J., N., (1952), "Discharge Coefficients for Irregular Overfall Spillway", USBR Monograph No.9.
- Bruck, S., et al., (1985), "Methods of Computing Sedimentation in Lakes and Reservoirs", UNESCO, PARIS.
- Budinski Lj. i Savić Lj., (2005), "Numeričko modeliranje brzotoka u krivini", Vodoprivreda, br.216-218.
- Budinski Lj. i Savić Lj., (2005a), "Numeričko modeliranje brzotoka pri promeni pravca zida kanala", Vodoprivreda, br.213-215.
- Chadwick A., Morfett J., (1996), "Hydraulics in Civil and Environmental Engineering", E&FN SPON.
- Chanson, H., (1996), "Prediction of the transition nappe/skimming flow on a stepped channel", Journal of Hydraulic Research, Vol.34, No.3.
- Chanson, H., (1994), "Hydraulics of skimming flows over stepped channels and spillways", Journal of Hydraulic Research, Vol.32, No.3.
- Christodoulou, G.C. (1993), "Energy Dissipation on Stepped Spillways", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 119, No.5.
- Creager, W.P and Justin J.D., (1955), "Hydroelectric Handbook", John Wiley and Sons.
- Creager, W.P et al., (1961), "Engineering For Dams", John Wiley and Sons.
- Chugaev, R.R., (1982), "Gidravlika", Leningrad Energoizdat.
- Erčić, Ž., (2005), "Pregled i primena rezultata savremenih hidrauličkih istraživanja u projektovanju preliva visokih brana", Vodoprivreda, br. 216-218.
- Erčić, Ž., (2002), "Hidrološka sigurnost brane i merodavni protoci", 13-to Savetovanje Jugoslovenskog društva zahidraulička istraživanja, Sokobanja.
- Erčić, Ž., (1997), "Visoki šahtni prelivi", Vodoprivreda, br.169-170.
- Ervine, D.A., Falvey, H.T., Withers, W., W.A., (1997), "Pressure fluctuations on plunge pool floors", Journal of Hydraulic Research, Vol.35, No.2.
- Fattor, C.A., Lopardo, M.C., Casado, J.M., Lopardo, R.A., (2001), "Cavitation by Macroturbulent Pressure Fluctuations in Hydraulic Jump Stilling Basins", IAHR, XXIX Congress, Beijing.

- Đorđević, B., (1984), "Korišćenje Vodnih Snaga", Naučna Knjiga, BEOGRAD.
- Grišin, M.M., (1954), "Gidrotehničke Sooruzhenia", Gosudarstvenoe Izdatelstvo Literaturi po Stroitelstvu i Arhitekturi, MOSKVA.
- Hager, W.H., and Bremen, R., (1988), "Plane Gate on Standard Spillway", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No. 11, Nov.
- Hajdin, G., (2006), "Uvjeti i uputstva za hidraulički račun sabirnog kanala u koga voda preliva sa njegovog boka", 14-tosavetovanje SDHI, Fruška Gora.
- Hajdin, G., (2002), "Mehanika fluida, knjiga druga, Uvođenje u hidrauliku", BEOGRAD.
- Hajdin, G., (1983), "Osnove hidrotehnike", Naučna Knjiga, BEOGRAD.
- Hajdin, G. (1979), "Two Contributions to Spillway Designing Based on Experimental Studies", Commission Internationale Des Grand Barrages, New Delhi.
- Hayde, L., (2000), "Hydraulics of Double Stilling Basin Systems", Periodica Polytechnica Ser. Civ. Eng. Vol. 45, No. 1.
- Heller, V., Hager, W.H. and Minor, H.E., (2005), "Ski Jump Hydraulics", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 131, No. 5.
- Henderson, F.M., (1966), "Open Channel Flow", MACMILLAN.
- ICE (1996), "Floods and Reservoir Safety", Institution of Civil Engineers, London.
- ICOLD (1992), "Selection of Design Flood-current Methods", Bulletin 82, International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1987), "Spillways for Dams", Bulletin 58, International Commission on Large Dams, Paris.
- Jovanović, M., (2002), "REGULACIJA REKA Rečna hidraulika i morfologija", Građevinski fakultet – Beograd.
- Kapor, R., (2011), "Hidraulika" – drugo izmenjeno i dopunjeno izdanje, Građevinski fakultet.
- Kapor, R., Savić, Lj., Zindović, B., Žugić, D., Starinac, D., Vojt, P., (2014), "Hidraulička analiza strujanja nastepenastom brzotoku", Građevinski kalendar.
- Khatsuria, R.M., (2005), "Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators", Marcel Dekker, New York.
- Knapp, R.T., Daily, J.W. and Hammit, F.G (1970), "Cavitation", McGraw-Hill Book Company.
- Linsley, R.K., Kohler, M.A. and Paulhus, J.L.H. (1975) "Hydrology for Engineers", McGraw-Hill Book Company.
- Mason, P.J. (2002), "Review of plunge pool rock scour downstream of Srisailem Dam", Proceedings of the international workshop on rock scour due to high-velocity jets, Lausanne, Switzerland.
- Mason, P.J. (1993), "Practical guidelines for the design of flip buckets and plunge pools", Water Power & Dam Construction, September/October.
- Mason, P.J., Arumugam, K., (1985), "Free Jet Scour Below Dams and Flip Bucketes", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 111, No. 2.
- Mason, P.J. (1982), "The choice of hydraulic energy dissipator for dam outlet works based on a survey of prototype usage", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, 72.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Novak, P. and Čabelka, J., (1981), "Models in Hydraulic Engineering – Physical Principles and Design Applications", Pitman, London.
- Peterka, A.J., (1958), "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators", UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, A Water Resources Technical Publication, Engineering Monograph No. 25.
- Radojković, M., Klem, N., (1989), "Primena računara u hidraulici", Građevinska Knjiga, Beograd.
- Rajaratnam, N., (1990), "Skimming flow in Stepped Spillways", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 116, No. 4.
- Roberson J.A. et al. (1988), "Hydraulic Engineering", Houghton Mifflin Company.
- Savic, Lj., Kapor, R., Kuzmanovic, V. and Milovanovic, B., (2014), "Shaft spillway with deflector downstream of vertical bend", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Management, vol. 167, No. 5.
- Savic, Lj., Kapor, R., Kuzmanovic, V. and Milovanovic, B., (2010), "Ski jump design", Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Management, vol. 163, No. 10.

Savić Lj., Kuzmanović V., Milovanović B. i Komatina D., (2010), HIDROSOFT Softverska podrška za projektovanje hidrotehničkih građevina", Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu.

Savić Lj., Kuzmanović V. i Milovanović B., (2006), "Procena položaja i dimenzija erozione jameski odskoka", 14-to Savetovanje SDHI, Fruška Gora.

Savić Lj. i Savić D., (2003), "Pregled metoda za ocenu sigurnosti brana", II kongres Jugoslovenskog društva za visoke brane, Kladovo.

Schleiss 2002, "Scour evaluation in space and time – the challenge of dam designers", Proceedings of the international workshop on rock scour due to high-velocity jets, Lausanne, Switzerland.

Sliskij, S.M., (1979), "Gidravličeskie Rasčoti Visokonapornih Gidrotehničkih Sooruzhenia", Energija, MOSKVA.

Smith, D.C, (1995), "Hydraulic Structures", University of Saskatchewan.

SSSR Ministarstvo Stroitelstva (1955), "Spravočnik po Gidrotehniki", MOSKVA. Streeter, V.L., (1962), "Fluid Mechanics", McGraw-Hill Book Company.

Terrier, S., Pfister, M., and Schleiss, A.J., (2022), "Performance and Design of a Stepped Spillway Aerator", Water 14.

U.S.A. Corps of Engineers, (1977), "Hydraulic Design Criteria".

USBR, (2015), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Guidelines for Hydraulic Design of Stepped Spillways", A Water Resources Technical Publication HL-2015-06.

USBR, (2014), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Appurtenant Structures for Dams - Design Standards No. 14/3", A Water Resources Technical Publication.

USBR, (2004), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Drainage for Dams and Associated Structures", A Water Resources Technical Publication.

USBR, (1991), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Cavitation in Chutes and Spillways", A Water Resources Technical Publication, Engineering Monography No.42.

USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.

USBR, (1978), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design of Small Canal Structures", A Water Resources Technical Publication.

Vischer, D.L., Hager W.H., (1998), "Dam Hydraulics", John Wiley & Sons.

Vischer, D.L., Hager W.H., (1995), "Energy Dissipators", HYDRAULIC STRUCTURES DESIGN MANUAL, A.A. Balkema.

Vuković, M. i Pušić, M., (1986), "Filtracione deformacije i stabilnost tla", Institut za vodoprivredu "Jaroslav Černi", BEOGRAD.

Vuković, M. i Soro, A., (1984), "Dinamika podzemnih voda", Institut za vodoprivredu "Jaroslav Černi", BEOGRAD.

Yildiz, D., and Uzućek, E., (1994) "Prediction of scour depth from free falling flip bucket jets", International Water Power & Dam Construction, November.

Zelenhasić, E. i Ruski, M., (1991), "Inženjerska hidrologija", Naučna knjiga.

X

EVAKUACIJA VODE ZA VRIJEME GRADENJA

S obzirom da se brane, kao i mnogi drugi hidrotehnički objekti, grade u riječnom koritu, neophodno je u toku građenja vodu kontrolirano skrenuti i provesti izvan korita u kome će se graditi. Da bi se osigurala suha temeljna jama, najčešće je potrebno (budući da je rijeka skrenuta) postaviti drenažni sistem za crpljenje procjedne vode.

Način evakuacije velikih voda za vrijeme građenja zavisi od više čimbenika, među kojima su najznačajniji:

- 1) Topografija terena.
- 2) Hidrološke i hidro-meteorološke karakteristike sliva.
- 3) Tip i veličina brane.
- 4) Tip stalnih evakuacijskih organa.
- 5) Geološki i hidrogeološki uvjeti.

Dva postupka koja se najčešće koriste za evakuaciju vode tokom izgradnje brane su:

- a) Skretanje rijeke kroz **obilazni tunel** ili **galeriju** (jednofazno skretanje).
- b) **Parcijalno** (višefazno), pregrađivanjem rijeke **zagatima**.

Naravno, mogu se primijeniti i kombinacije i varijacije ova dva osnovna rešenja.

X.1 SKRETANJE RIJEKE KROZ OBLIAZNI TUNEL

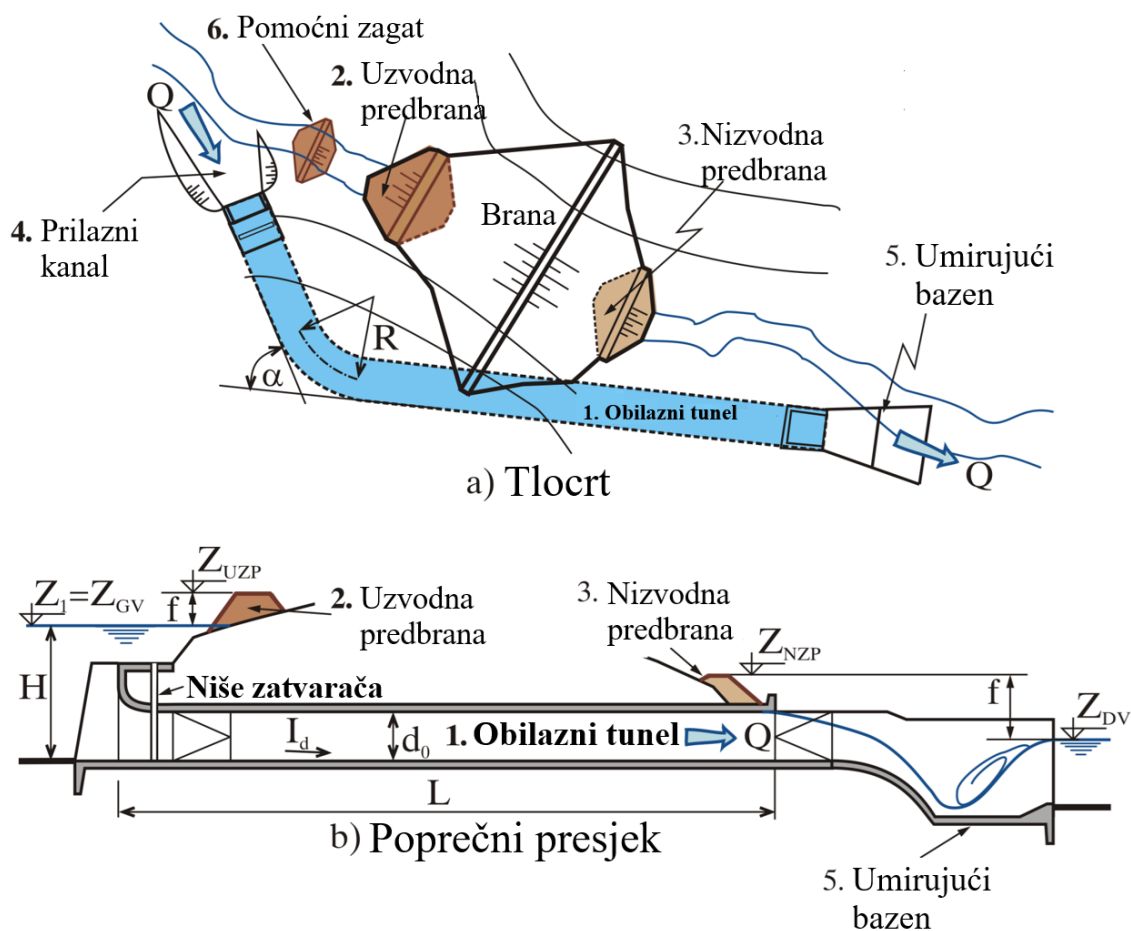
Ovo rješenje (poznato i kao jednofazno skretanje rijeke) primjenjuje se često kod usih riječnih dolina sa strmim padinama, kroz koje se može postaviti relativno kratak *tunel* (do ~500 metara dužine). **Uzvodna predbrana** (uzvodna pomoćna brana, uzvodni zagat) pregrađuje dolinu i usmjerava rijeku kroz obilazni tunel. Po potrebi se temeljna jama štiti od uspora donje vode i **nizvodnom predbranom** (nizvodnom pomoćnom branom, nizvodnim zagatom, slika 10.1). Po završetku brane tunel se zatvara i obično preuređuje u temeljni ispust, ili dovod za korisnike, ili odvodni tunel šahtnog preljeva.

Temeljne jame nasutih brana, kod kojih bi prelijevanje izazvalo rušenje do tada urađenog dijela nasipa, najčešće se štite od maksimalnog protoka poplavnog vala 20-godišnje velike vode. To je ujedno i računski (projektni) protok obilaznog tunela. Posljedice plavljenja temeljne jame betonskih brana su mnogo blaže (čišćenje, popravci, privremeni prestanak radova), pa se ove obično štite od 10-godišnje velike vode.

Redoslijed poteza je sljedeći. Prvo se izvede tunel, pa se u periodu malih voda korito rijeke pregradi nabacivanjem materijala odgovarajuće krupnoće (pomoćni zagat na slici 10.1) i tako voda skrene kroz tunel. Zatim se gradi uzvodna predbrana, koja mora biti završena prije sezone nailaska velikih voda, da bi se omogućio pad (tj. pritisak vode) potreban za propuštanje računskog protoka kroz tunel.

Za izabrani računski protok, *promjer tunela* i *visina uzvodne predbrane* su međusobno zavisni,

jer promjer tunela određuje površinu protočnog presjeka, a visina predbrane određuje pad, odnosno brzinu u tunelu. Optimalno rješenje daje najmanje ukupne troškove (predbrane i tunela), premda je često promjer tunela unaprijed određen zahtjevima šahtnog preljeva, dok je visina predbrane ograničena trajanjem njenog izvođenja.



Slika 10.1 Skretanje rijeke obilaznim tunelom

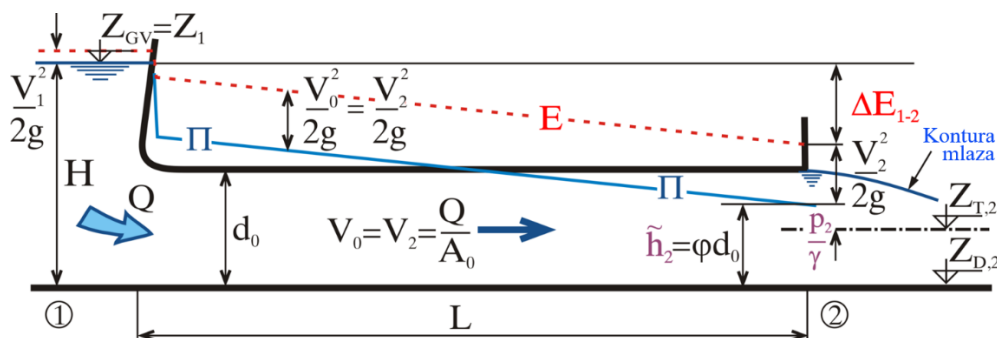
Obično se pri računskom protoku, u obilaznom tunelu predviđa tečenje pod tlakom (kao hidraulički efikasnije), premda neki autori (Vischer i Hager 1998) daju prednost tečenju sa slobodnom vodnim licem, zbog efikasnijeg prenošenja plivajućih predmeta i leda. U svakom slučaju, poželjno je iskoristiti što veći dio raspoloživog pada (denivelacije) između gornje i donje vode.

Za tunel s blagim nagibom dna (nagib dna tunela manji od kritičnog pada, $I_d < I_{KR}$), smatra se da je cijelom dužinom pod tlakom, ako je odnos dubine ispred ulaza u tunel, H , i promjera tunela, d_0 , veći od $H/d_0 > 1.5$ (slika 10.2). Za $H/d_0 < 1.2$, tečenje je sa slobodnim vodnim licem ako izlazni dio nije potopljen, dok je za $1.2 \leq H/d_0 \leq 1.5$ tečenje u nestabilnom prijelaznom režimu. (Za uvjete tečenja kod tunela sa strmim nagibom dna, vidjeti XIII.1.3)

Ako u tunelu vlada tečenje pod pritiskom, veza između nivoa ispred ulaza u tunel, $Z_{GV} \equiv Z_1$, i protoka kroz tunel, Q , dobiva se iz jednadžbe očuvanja energije između ulaznog presjeka "1" i izlaznog presjeka "2" na kraju tunela (slika 10.2):

$$(10.1): \quad Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_{T,2} + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta E_{1-2} = Z_{D,2} + \tilde{h}_2 + \frac{V_2^2}{2g} (1 + \sum \xi + \frac{\lambda L}{d_0}),$$

gdje su: V_1 = brzina ispred tunela, $V_2 = V_0 = \frac{Q}{A} =$ brzina u tunelu, $\frac{p_2}{\gamma}$ = tlak u težištu izlaznog presjeka, $Z_{T,2}$ = kota težišta izlaznog presjeka i $\tilde{h}_2$ = „piezometarska“ visina (razlika piezometarske kote i kote dna na izlazu tunela).



Slika 10.2 Tečenje u obilaznom tunelu s blagim nagibom dna (padom)

Kod **slobodnog isticanja**, tlak je po cijelom obodu mlaza jednak nuli, pa se uzima da isti tlak vlada i u težištu presjeka, tj. da je $\frac{p_2}{\gamma} = 0$. Međutim, uslijed nalijeganja mlaza na konturu dna iza tunela, pritisak tlaka koji bi nastao pri slobodnom isticanju (kaže se da je mlaz „*poduprt*“). Što je mlaz silovitiji to će se manje naslanjati na konturu, pa će i tlak biti manji (odnosno bliži tlaku pri slobodnom isticanju). Ovo je potvrđeno mjerenjima na objektima i modelu (Smith 1995, USA Corps of Engineers 1977). U tablici 10.1 prikazana je veza bezdimenzionalne „piezometarske“ visine, $\varphi = \frac{\tilde{h}_2}{d_0}$, od Froudeovog broja na izlazu tunela, $Fr_2 = \frac{V_2^2}{gd_0}$. Dane su vrijednosti za mlaz kružnog poprečnog presjeka oslonjen na horizontalnoj podlozi, za mlaz pravokutnog presjeka (širine $b = d_0$) koji ističe bez oslanjanja na podlogu – *nepoduprt*, kao i za oslonjen – *poduprt* pravokutni mlaz. Kod mlaza pravokutnog poprečnog presjeka, „podupiranje“ je potpunije nego kod kružnog, pa je i „piezometarska“ visina, $\tilde{h}_2$, veća (Smith 1995). Utjecaj donje vode na položaj piezometarske linije na izlazu tunela može se procijeniti preko tablice 13.2.

Tablica 10.1 Zavisnost odnosa $\varphi = \frac{\tilde{h}_2}{d_0}$ od Froudeovog broja na izlazu tunela

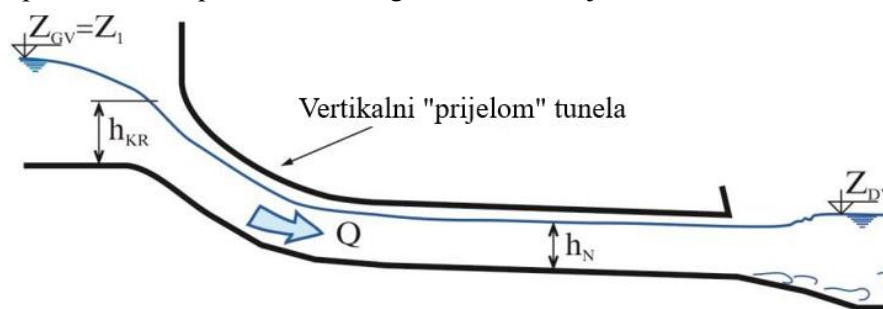
Fr_2	1.00	1.44	1.96	3.24	4.00	9.00
φ – pravokutan slobodan	0.80	0.75	0.67	0.55	0.52	0.50
φ – pravokutan poduprt	0.92	0.91	0.89	0.85	0.83	0.80
φ – kružni poduprt	0.75	0.70	0.60	0.51	0.50	0.50

Lokalni gubici ($\sum \xi$) obično obuhvaćaju: gubitak na *ulazu* ($\xi_{UL} = 0.5$, za neoblikovan ulaz, $\xi_{UL} = 0.1 - 0.2$ za hidraulički oblikovan ulaz, gubitak na *nišama grednog zatvarača* ($\xi_{ZAT} = 0.10 - 0.20$) i gubitak na *krivini* (gubitak na „koljenu“, ξ_{KR}), koji zavisi od skretnog kuta, α , i od odnosa polumjera krivine i promjera tunela, R/d_0 (slika 10.1). Više o lokalnim gubicima vidjeti u XI.2.2 i XIII.1.3.

Koeficijent otpora trenja, λ , najčešće se računa preko Maningovog koeficijenta hrapavosti, n , $\left(\lambda = \frac{8g n^2}{(d_0/4)^{1/3}} = \frac{125 n^2}{d_0^{1/3}}\right)$, jer je za tečenje oru velikim Reynoldsovim brojevima viskozni podsloj razbijen, pa viskoznost nema utjecaja na otpor. Koeficijent hrapavosti, n , zavisi od tipa tunnelske obloge, i kreće se u granicama od 0.013 - 0.017 $\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ kod obloženih tunela, do 0.020 – 0.030 $\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ kod neobloženih.

Ako je denivelacija dna tunela značajna (slika 10.3 i 10.4), *hidraulički* efikasnije tečenje se postiže kada se trasa tunela izlomi po vertikali na početku tunela, umjesto da se usvoji konstantan pad duž cijele trase.

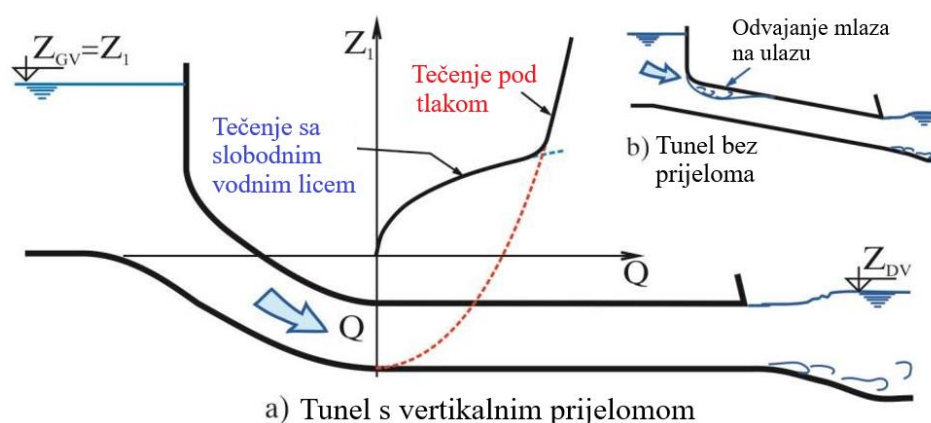
U tom slučaju se, kod tečenja sa *slobodnom površinom* (slika 10.3), tok ubrzava na strmoj uzvodnoj dionici, da bi se na nizvodnoj dionici usvojio nagib dna (pad) tunela koji je jednak nagibu linije energije pri računskom protoku – što odgovara normalnoj dubini.



Slika 10.3 Tunel s velikim nagibom dna (padom), tečenje sa slobodnim vodnim licem

Kod tečenja *pod pritiskom* (slika 10.4), prijelom trase umanjuje mogućnost odvajanja mlaza na ulazu (slika 10.4b) i uvlačenja zraka, koje izaziva nestabilno tečenje i smanjenje kapaciteta tunela.

Međutim, ovakav prijelom trase tunela obično je nezgodan za izvođenje, pa se rijetko primjenjuje.



Slika 10.4 Tunel s velikim padom dna, tečenje pod pritiskom

Ulazni dio obilaznog tunela korisno je ispravno hidraulički oblikovati, kako bi se smanjili gubici energije, mogućnost od uvlačenja zraka, vibracija, kavitacije i ostalih pratećih nevolja (za detalje vidjeti XI.2.1)

Na nizvodnom kraju obilaznog tunela treba predvidjeti umirujući bazen *samo ukoliko postoji opasnost* od erozije tunela, ili okolnih stalnih i privremenih objekata. Ski odskok se ne primjenjuje kod obilaznog tunela, zbog nedovoljne brzine izlaznog mlaza. Ako je ski odskok predviđen kao izlazni dio šahtnog preljeva (koji koristi obilazni tunel po završetku radova), onda se žlica odskoka izvodi tek kad je obilazni tunel završio svoju ulogu kao privremeni evakuacijski objekt.

* * *

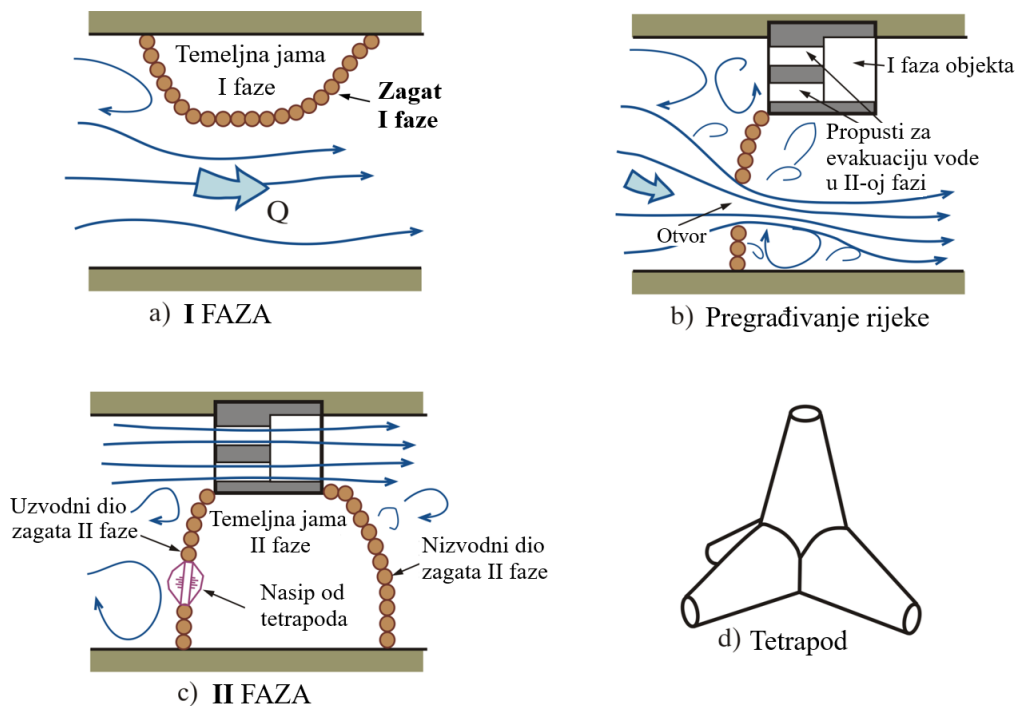
Predbrana (uzvodna i/ili nizvodna) može biti u sklopu tijela nasute brane (kao na slici 10.1), a može biti i nezavisan objekt u vidu manje nasute ili lučne brane, ili nekog drugog oblika zagata.

Kota *krune predbrane* je obično viša od nivoa vode ispred predbrane za zazor (freeboard) od $f \approx 1.0 - 1.5$ m. Kruna *nizvodne predbrane* (Z_{NZP} , na slici 10.1) mora biti iznad nivoa donje vode na izlazu tunela (Z_{DV}). (Nizvodna predbrana se može izostaviti ako je nivo donje vode, Z_{DV} , dovoljno nizak da ne ugrožava temeljnu jamu.)

X.2 PARCIJALNO (VIŠEFAZNO) PREGRADIVANJE RIJEKE

Kod izgradnje brana u širokim dolinama velikih rijeka, rješenje s obilaznim tunelom je ekonomski i tehnički nepovoljno, a često i neizvodivo, pa se primjenjuje dvofazno (parcijalno) pregrađivanje rijeke. U nastavku će se pojednostavljeno opisati ovaj dosta složen postupak.

U *prvoj fazi* se zagatom pregradi jedan dio riječnog korita (slika 10.5a). Temeljna jama se drenira od procjedne vode crpljenjem. Prvi dio brane (zaštićen zagatom prve faze) radi se samo do nivoa koji osigurava stabilnost objekta i omogućava propuštanje riječnog toka u drugoj fazi gradnje, kroz privremene propuste ili preljeve koji se u tu svrhu ostavljaju (slika 10.5b i c).



Slika 10.5 Višefazno pregrađivanje rijeke

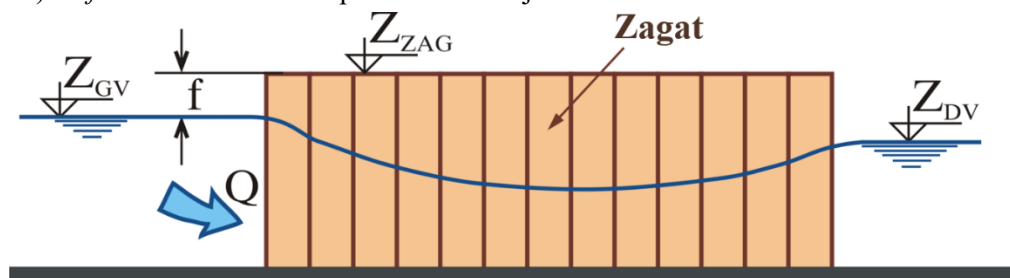
U *drugoj fazi* se prvo uklanja zagat (ili dio zagata) prve faze i gradi se uzvodni dio zagata druge faze (slika 10.5b), s ciljem da se rijeka potpuno pregradi. Kritičan trenutak nastup red samo zatvaranje pregrade. S obzirom da je protočni presjek značajno smanjen, nivo vode ispred zagata raste, a brzina kroz otvor se povećava, a time i vučna sila toka. Potrebni su gigantski kameni blokovi, a često i armirano-betonski tetrapodi (slika 10.5d) koji se međusobno prepliću, da bi se otvor mogao zatvoriti (HE Đerdap I). Kada se otvor zatvori i voda ispred zagata dostigne nivo propusta (preljeva) u tijelu prve faze brane, rijeka je skrenuta.

Zatim se radi nizvodni dio zagata, tako da se (uz crpljenje i dreniranje) osigura suha temeljna jama za radove u drugoj fazi. Kao i kod skretanja rijeke kroz obilazni tunel, pregrađivanje rijeke se mora obaviti u periodu malih voda, jer je tada snaga toka najmanja.

Po završetku drugog dijela brane, uklanja se zagat druge faze i voda se propušta kroz drugi dio, preko preljeva ili ispusta ili dovoda za turbine. Ovim se omogućava da se završe radovi (začepe ili adaptiraju otvori, betoniraju viši dijelovi, ugradi oprema i sl.) na prvom dijelu brane. Naravno, i ova operacija zahtjeva period malih voda, pa je jasno koliko se pažnje mora posvetiti planiranju i poštovanju vremenskog rasporeda građenja.

Zagati se često grade u vidu “pregradnih zidova” sastavljenih od međusobno povezanih cilindričnih ćelija (slika 10.5e). Omotač ćelije se obrazuje od čeličnih talpi, pobijenih u aluvij i međusobno povezanih. Unutar omotača se nasipa raspoloživi materijal (drobina, šljunak, pijesak). Ovakvi zagati su vrlo stabilni i otporni na prelijevanje. Također se primjenjuju i zagati od kontraformnih betonskih zidova (s otvorima za miniranje), kao i zagati od nasutog materijala kroz koji se postavljaju dijafragme ili talpe.

Visina zagata (I i II faze) se određuje preko linije nivoa u koritu za odgovarajući računski protok (slika 10.6). Temeljna jama se štiti od 10-godišnje ili 20-godišnje velike vode, zavisno od važnosti i tipa objekta, kao i moguće štete koju bi izazvalo plavljenje zagata. Obično se kruna zagata podiže za zazor (freeboard) od $f = 1.0 - 1.5$ m iznad proračunate linije nivoa.



Slika 10.6 Linija nivoa duž zagata

Da bi se proračun ispravno sproveo, trebalo bi pouzdano poznavati protočne krivulje, kako za sam vodotok, tako i za privremene (i/ili stalne) propuste i otvore kroz koje se vrši etapno propuštanje vode. S obzirom da uvjeti izgradnje obično nameću složenu geometriju propusta, pouzdana procjena protočne krivulje vrlo često se može dobiti jedino kroz ispitivanja na fizičkom hidrauličkom modelu.

LITERATURA:

- Henderson, F.M., (1966), "Open Channel Flow", MACMILLAN.
- ICOLD (1992), "Selection of Design Flood-current Methods", Bulletin 82, International Commission on Large Dams, Paris.
- Linsley, R.K., Kohler, M.A. and Paulhus, J.L.H. (1975) "Hydrology for Engineers", McGraw-Hill Book Company.
- Novak, P. et al., (1996), "Hydraulic Structures", E&FN SPON.
- Roberson J.A. et al. (1988), "Hydraulic Engineering", Houghton Mifflin Company.
- Sliskij, S.M., (1979), "Gidravličeskie Rasčoti Visokonapornih Gidrotehničeskih Sooruzenia".
- Smith, D.C, (1995), "Hydraulic Structures", University of Saskatchewan.
- Streeter, V.L., (1962), "Fluid Mechanics", McGraw-Hill Book Company.
- U.S.A. Corps of Engineers, (1977), "Hydraulic Design Criteria".
- USBR, (1987), UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION, "Design Of Small Dams", A Water Resources Technical Publication.
- Vischer, D.L., Hager W.H., (1998), "Dam Hydraulics", John Wiley & Sons.