

## HUDOURNIŠKE PREGRADE RACIONALNIH DIMENZIJ

*Ing. Marijan Zemljič, Biotehniška fakulteta, Ljubljana*

### 1 UVOD

1.1 Odkar se je človek v novem veku ponovno zavedel dragocene vrednosti matičnega substrata za svoj obstoj in razvoj, je začel raziskovati pojav erozije tal in ustrezne ukrepe proti njej. Tako se je kmalu razvila ena od oblik tega boja proti eroziji — gradnja težkih, masivnih prečnih zgradb v hudourniških strugah, krajše imenovanih: hudourniške pregrade. Njihova osnovna naloga je ustalitev dna hudourniške struge proti poglobljanju (ustalitvene ali konsolidacijske pregrade) ali pa zadrževanje plavin, ki jih neurne vode plavijo iz višjih predelov v nižje (zaplavne ali retencijske pregrade). Često se ti dve nalogi pri istem objektu prepletata.

Glede na dejstvo, da so pregrade izpolnjevale namenjeno jim nalogo predvsem s svojo maso, kot težnostni objekti, so se v teku časa in z razvojem znanosti pojavljale in končno — pač glede na lokalne potrebe — tudi ustalile ali pa izginile različne teorije in metode za njihovo dimenzioniranje. Le-te temeljijo predvsem na hidrostatičnem tlaku, na geomehanskem tlaku naravnih ali naplavljenih tal, ali pa tudi na hidrodinamičnem tlaku; nekatere upoštevajo še podtlak vode v tleh pod temelji pregrad in celo potresno varnost. Katerakoli od naštetih metod pa naj je že uporabljena, eno je skupno vsem: posledica takega dimenzioniranja je gradnja težkih, obsežnih, masivnih — in zato tudi zelo dragih objektov. Zaradi pomanjkljive mehanizacije del in neracionalne organizacije gradbišč pa je v nerazvitih in slabše razvitih deželah taka gradnja povrh še zelo dolgotrajna, kar prav tako prispeva k podražitvi del, v določenih okoliščinah pa lahko vpliva celo na trdnost zgradbe.

1.2 Kljub vsemu pa so se v svetu tu in tam pojavljale tendence za gradnjo tanjših pregrad, takih, kjer je bil pri statičnem računu hote opuščen ta ali oni činitelj obremenitve ali tlaka, ali zmanjšan koeficient varnosti na prevračanje ipd. Pobude za tak postopek so bile kaj različne: bodisi je bilo to le eksperimentiranje, bodisi preprosto prepričanje o nepotrebnosti nekaterih činiteljev — četudi morda nezadostno dokumentirano —, ali pa celo imperativ zelo skromnih finančnih sredstev za nujna, toda obsežna dela. Karkoli pa je že botrovalo takim, tveganim — da ne uporabimo krepkejšega izraza — izvedbam hudourniških pregrad, eno je zopet bilo vsem skupno: taka gradnja je bila za tretjino, polovico, da, celo več, cenejša v primerjavi s tisto, ki bi jo zahteval objekt, dimenzioniran po vseh pravilih. Bežen pogled na grobo

poprečen primer nam to takoj potrdi. Vzemimo ravno zaplavno pregrado, visoko 6,00 m od temelja do preliva, z razponom 30,00 m. Dimenzionirana na hidrostatični tlak bi imela ca. 450 m<sup>3</sup> zidu, grajena tvegano — lahko bi rekli tudi: racionalno — pa le še kakih 170 do 180 m<sup>3</sup>, se pravi ca. 40 % prvotno izračunane prostornine in seveda tudi stroškov.

1.3 Na dlani je torej pomembnost proučevanja racionaliziranja dimenzij hudourniških pregrad. Tega se zaveda tudi »Delovna skupina FAO za urejanje hudourniških območij in za borbo proti snežnim plazovom«, ki jo sestavljajo vidni mednarodni strokovnjaki s področja proučevanja erozije tal. Zato je že na svojem prvem zasedanju, 1. 1952 v Franciji, prevzela kot eno svojih štirih osnovnih nalog raziskovanje različnih tipov in dimenzioniranja hudourniških pregrad. S takim stališčem je FAO/TORR-delovna skupina že od vsega začetka pokazala, kolikšen pomen ima v svetovnem merilu — za nacionalna gospodarstva posameznih dežel — vprašanje manjših dimenzij hudourniških pregrad in s samim tem tudi splošno znižanje stroškov njihove izgradnje.

## 2 DOGNANJA FAO/TORR-DELOVNE SKUPINE

### 2.1 Dosedanja splošna načela dimenzioniranja in gradnje hudourniških pregrad v posameznih deželah-članicah

Iz poročil delegatov posameznih držav na dosedanjih zasedanjih FAO/TORR-delovne skupine o splošnih načelih, po katerih se ravna pri dimenzioniranju hudourniških pregrad, lahko povzamemo naslednje:

Avstrijska hudourniška služba uporablja za dimenzioniranje ustalitvenih pregrad pretežno Hoffmannov obrazec, ki računa izključno z geomehanskim tlakom in po katerem je debelina temelja v višini tal enaka le 0,462 h (h = višina pregrad od črte tal do preliva), pri čemer je rezultanta delujočih sil v prednjem robu jedra preseka. Zato jih po izgradnji običajno zasujejo še z umetnim zasipom, ki se od preliva spušča proti vzvodni strani z naklonom 1:1. Zaplavne pregrade pa dimenzionirajo — če so ravne, kot težnostne objekte, če ločne, po Navierjevem obrazcu — na hidrostatični tlak, z dodatkom globine visoke vode na prelivu. Če imajo manjšo nosilnost (često pri manjših ustalitvenih objektih), jih obravnavajo kot elastične plošče, vpete v straneh, s čimer se brez tveganja zmanjšajo dimenzije tako, da je rezultanta delujočih sil v  $\frac{1}{6}$  temelja od nizvodnega roba, to pa ustreza tudi Thierryjevemu mnenju (22, 23).

Francozi dimenzionirajo ravne, težnostne pregrade pretežno po Bernardu na geomehanski, ločne pa po Crestinu na hidrostatični tlak. Ne glede na tip pregrade pa mora meriti debelina v kroni preliva najmanj 0,70 m. V primerih, ko je naravno zaplavljanje neznatno, počasno, se vzvodna stran pregrade še umetno zasipa (1, 2, 13, 14).

V Grčiji gradijo verjetno najmasivnejše objekte, saj jih dimenzionirajo na hidrodinamični tlak, z dodatkom globine visoke vode na prelivu, z upoštevanjem podtlaka v temeljih in z računom potresne varnosti. Nižje pregrade — do 5,00 m — tu in tam povrhu še zasujejo z vzvodne strani, toda le do pol višine nad črto tal (11).

V Italiji grade zadnja leta izključno pregrade z zaobrnjenim trapezastim profilom, z vzvodno poševno in nizvodno navpično steno. Zato dimenzionirajo po posebni, Zolijevi metodi, ki upošteva hidrostatični tlak, ne glede na tip pregrade. Po tej metodi je zadoščeno vsem varnostnim pogojem, ko je izpolnjen pogoj varnosti proti prevračanju. Vzvodno steno često zasipavajo z gruščem, in to postopoma, sočasno z gradnjo, da se izognejo nenadnemu navalu neurnih voda na še nedokončan objekt (3).

Jugoslavija: v Sloveniji in Hrvatski so do l. 1941 uporabljali klasične metode dimenzioniranja. Vendar pa so zaradi neugodnih ekonomskih razmer, zlasti v hribovitejših območjih, vse pogosteje zmanjševali dimenzije tako, da so pri računih upoštevali le polovične vrednosti nekaterih činiteljev. Do 3,00-metrške višine dimenzij sploh niso računali (glej tudi 4.21), za višje objekte pa so upoštevali le tlak naravnih tal. Doseženi rezultati so vse do danes zadovoljevali. Po l. 1945 so izvajanje ureditvenih del v hudourniških strugah prevzeli pretežno inženirski biroji, v katerih so prevladovali gradbinci. Zato pomenijo prva povojna leta dobo povratka na klasične metode, čeravno so se izvajalci zavedali pogostnega predimenzioniranja. Odkar so ta dela ponovno v rokah gozdarskih strokovnjakov, usposobljenih za hudourničarsko službo tudi po svoji izobrazbi in ne le praksi, je gradnja pregrad postala zopet bolj ekonomična. V uporabi so pretežno avstrijske, pa tudi italijanske formule, ki upoštevaajo v glavnem le geomehanski tlak.

Drugače je na jugovzhodu države, kjer je čutiti predvsem klasičen francoski vpliv (zlasti po Thieryju) in dimenzionirajo pregrade pretežno na hidrostatični tlak. Zato grade tam tudi masivnejše in dražje objekte.

Po vsej državi pa je v praksi pogostna izvedba umetnih zasipov iz zemlje, gruča ali celo kamna na vzvodni strani, do višine preлива (15).

V Nemčiji dimenzionirajo ravne pregrade na hidrostatični tlak. Drugih podatkov od tam nimamo (29).

V Romuniji grade le ravne, težnostne pregrade, pretežno dimenzionirane na hidrostatični, le manjše objekte na geomehanski tlak. Pri velikih pregradah, nad 6,00 m višine, upoštevaajo oboje in dodatno še podtlak v temeljih (29).

V Švici dimenzionirajo tako po Thieryju kot po Wangu in po novejših obrazcih, vedno pa strogo upoštevaajo lokalne razmere, opazovanja bližnje okolice in dolgoletne izkušnje. Pri tem je eden osnovnih pogojev, da debelina pregrade v kroni preлива ne sme biti manjša od 0,80 m (29).

V Španiji imajo lastno metodo, ki temelji na hidrostatičnem tlaku in ne dovoljuje nikakršnih odmikov, tako da grade skoraj enako masivne pregrade kot v Grčiji (29).

V Turčiji je hudourničarska in protierozijska služba še razmeroma zelo mlada, prva dela so izvedena šele l. 1951 in še nimajo lastnih izkušenj. Zato uporabljajo pri dimenzioniranju hkrati metode in tipe francoskega izvora in Hoffmannov obrazec. Tu in tam izvajajo vzvodne zasipe (29).

## 2.2 Anketa o pregradah, tanjših, kot to dovoljujejo teoretična načela

Weber (24) je poročal med drugim, da so tu in tam objekti tanjši, racionalneje zgrajeni, kot to zahtevajo splošno sprejeta in znana načela. Zato je FAO/TORR-delovna skupina sklenila izvesti med zainteresiranimi državami

članicami anketo o takih hudourniških pregradah, katerih dimenzije so manjše, kot bi morale biti po teoretičnih načelih, ali pa so izpostavljene mnogo večjim pritiskom od tistih, na katere so bile dimenzionirane, pa so vendar vzdržale od izgradnje do danes.

Najvažnejši rezultat, bistvo ankete, je bil podatek o odnosu med debelino pregrade v temelju B in njeno višino na vzvodni strani od temelja do preliva H, torej kvocient B : H (vse v metrih).

Ankete se je od vsega začetka odzvala Avstrija in kmalu zatem še Francija (22, 23, 14). Rezultati so bili naslednji:

21 V Avstrijski Koroški so raziskali 410 objektov, zgrajenih do konca l. 1957, od katerih jih 12 v času ankete še ni bilo zaplavljenih, 8 pa je bilo porušenih. Od preostalih 390 je bil pri 287 pregradah (74 %) varnostni koeficient na prevračanje manjši od 1, se pravi, da bi — če bi računali s hidrostatično obremenitvijo ( $\gamma = 1$ ) — rezultanta delujočih sil padla izpred nizvodnega roba temelja pregrade (8). Drugače povedano: statičnega ravnotežja sploh ni bilo in bi se tak objekt moral prevrniti najkasneje v trenutku, ko bi bil do vrha zalit z vodo — če ne bi bilo, umljivo, še drugih činiteljev, ki vplivajo na pregrado.

Med 8 porušenimi pregradami so bile le 4 take, pri katerih je bil varnostni koeficient na prevračanje manjši od 1, toda pri vseh 4 je bil ugotovljen in dokazan drug vzrok porušitve, izvedbenega oz. vzdrževalnega značaja (8).

Raziskave so jih privedle do sklepa, da bi lahko sprejeli naslednja splošna načela za bolj ekonomično gradnjo hudourniških pregrad:

— pri ravnih pregradah iz kamna v cementni malti, z razponom 10,00 do 20,00 m, in iz betona z razponom 20,00—30,00 m, naj bo debelina v temelju enaka

$$B = 0,335 t,$$

kjer je

$$t = H + u,$$

u pa je globina maksimalne vode na prelivu, vse izraženo v m:

— za večje razpone, do 50,00 m, je bolje graditi ločne pregrade, uporabljajoč pri dimenzioniranju Navierjevo enačbo obroča;

— za pregrade s še večjimi razponi, tj. nad 50,00 m, pa predlagajo gradnjo v dveh etapah, od katerih prvo do  $\frac{2}{3}$  celotne višine. Izgradnja v etapah pride tudi sicer v poštev, vendar se izplača le pri objektih z razponom nad 20,00 m, zaradi dvakratnih stroškov organizacije gradbišča (8).

Poudariti je, da so v svojih raziskavah izhajali iz teoretične premise, po kateri je pregrada poseben »težnostno nosilni« objekt, o čemer pa bomo še govorili kasneje (glej 5.3).

Kot zanimivo posebno bi omenili še najmanjši kvocient B : H, ki so ga ugotovili pri svojih raziskavah in ki znaša le približno 0,255 (8).

22 V Franciji so raziskali 23 pregrad. Ugotovili so, da je pri t. i. poprečnem objektu kvocient B : H = 0,39. Ob neki priložnosti pa sta bili z nenadnim navalom hudourniške lave porušeni dve drugi pregradi, ena za drugo, katerih B : H je znašal 0,487 oz. celo 0,507 (14).

### 3 RAZISKAVE V JUGOSLAVIJI

3.1 V strokovnih krogih Slovenije je bilo sicer znano, da je bilo svoječasno pri nas zgrajenih nekaj zelo tankih hudourniških pregrad, ki še dandanes — že davno zaplavljene — stoje in uspešno opravljajo, s svojimi zaplavki vred, nalogo konsolidiranja hudourniških strug, ne glede, ali je bila njihova prvotna naloga retencija ali konsolidacija, vendar spočetka ni bilo prave pobude, še zlasti pa ne sredstev za njihovo raziskovanje. Pobuda mednarodnih forumov (FAO/TORR-del. skupina), vztrajanje prof. Rainerja, da je ta problematika vsekakor dovolj pomembna tudi za naše gospodarstvo, ter razumevanje vodstva Inštituta za gozdno in lesno gospodarstvo SRS so končno s skromnimi sredstvi omogočili izvedbo ustreznih raziskav v Sloveniji.

Da bi bilo delo popolnejše in bi dobili sliko stanja o tem vprašanju za celo državo (taka je namreč bila tudi želja FAO), smo želeli k delu pritegniti tudi strokovnjake iz drugih republik. V ta namen je bila l. 1966 tudi izdelana podrobna »Uvodna študija« (26) za nosilca zveznega raziskovalnega projekta s področja erozije tal. Seznanjala je strokovnjake, ki bi morali biti zainteresirani za to problematiko, s smerjo raziskav in njihovimi rezultati v Avstriji in Franciji, podani pa so bili tudi že preliminarni rezultati naših dotedanjih raziskav. Vendar ni nihče pokazal zanimanja za sodelovanje pri taki raziskovalni tematiki, čeravno je tako iz dejstev v njihovi praksi, kot iz literature (6, 9, 10, 16, 17, 20), možno sklepati, da bi jih problem le moral zanimati. Zaradi tega, in ker se je raziskovalno delo v Sloveniji že nagibalo k zaključku, dodatnih sredstev pa ni bilo treba, je tema »Racionalne konstrukcije i dimenzije objekata u bujičnim tokovima« izpadla iz končnega načrta zveznega raziskovalnega projekta.

3.2 Kot že omenjeno, so dodeljena sredstva za raziskave bila skromna. Zato je bilo nujno najprej razčistiti nekaj vprašanj, in sicer:

.21 — katera je najmanjša višina pregrad, ki še pridejo v poštev za raziskave,

.22 — izvedba pregrad glede na gradivo: betonske, kamnite v cementni malti ali oboje,

.23 — katero širše hudourniško območje: z večjim ali manjšim številom zgrajenih objektov.

.21 Namen raziskav je bil dognati predvsem najnižje absolutne in najnižje poprečne številke kvocienta  $B : H$  za obstoječe pregrade. Ta odnos ima namreč sorazmerno najmočnejši vpliv na znižanje visokih gradbenih stroškov, ekonomsko pa je zanimiv šele od vrednosti 0,40 navzdol. Če pri tem upoštevamo čisto uporabljano načelo, po katerem naj bi debelina pregrade v prelivu po možnosti ne padla izpod 0,60 m (kar predlaga za gričevje in sredogorje tudi Wehrmann; 25), je s preprostim računom lahko ugotoviti, da dosežemo — pri že standardnem nagibu lica pregrade 5 : 1 — najvišjo vrednost kvocienta  $B : H = 0,40$  pri 3,00 m visoki in v temelju 1,20 m debeli pregradi.

Tako je bilo torej določeno, da bodo v raziskave zajete le pregrade visoke nad 3,00 m, saj bi pri vsakem nižjem objektu, v prelivu debelem  $b = 0,60$  m, kvocient  $B : H$  presegel vrednost 0,40.

.22 Izbor gradiva, iz katerega bo zgrajena neka pregrada, odvisen od mnogih okoliščin, je prav tako dokaj pomemben činitelj pri skupnih gradbenih

stroških, če sploh imamo možnost izbiranja, ki je pa ni vedno. Če okoliščine ne narekujejo drugače, izberemo med zidom iz kamna v cementu in onim iz betona slednjega, ker je za 20—25 % cenejši.

Odločili smo se torej za raziskovanje le betonskih pregrad.

.23 Odgovor na tretje vprašanje je sledil deloma iz dejstva, da so ekonomsko zanimive le pregrade s kvocientom  $B : H < 0,40$ , deloma pa so ga narekovala tudi sredstva, ki so bila za raziskave na razpolago.

Razgovori z današnjim nestorjem slovenskih hudourničarjev, ing. A. Štrancerjem, ki je bil povabljen k sodelovanju in ki je tudi avtor vseh raziskanih in mnogih drugih objektov, so potrdili domnevo, da so na območju Polhograjskih Dolomitov verjetno najtanjše pregrade, zgrajene v Sloveniji. Ugodna lega tega območja, v neposredni bližini Ljubljane, pa je lahko pripomogla k znižanju raziskovalnih stroškov.

Tako je bilo določeno za raziskovanje širše hudourniško območje v Polhograjskih Dolomitih med Božno, Gradaščico, Žirovnikovim potokom, Topolom in Toščem. Na tem območju je bilo skupno zgrajenih blizu 50 zidanih prečnih objektov, vendar jih je prišlo v pošteev za raziskave le 16 — po eden v treh hudournikih in 13 v enem samem.

### 3.3 Vzroki in čas gradnje raziskanih pregrad, projektanti, izvajalci in njihova vodila

.31 Območje Polhograjskih Dolomitov je bilo v tem stoletju doslej že dvakrat prizorišče padavin z izjemno visoko intenziteto:

.311 — 8. avgusta 1924 je — po podatkih projekta za ureditev hudourniškega območja Mačkov potok (18) — padlo v 24 urah domnevno nad 300 mm padavin, tj. okrog petine vseh letnih padavin 32-letnega poprečja (1925—1956), pri čemer je glavni naliv trajal le dve uri, od 21<sup>h</sup> do 23<sup>h</sup>;

.312 — po podatkih HMZ Slovenije (27) pa je dne 27. sept. 1926 padlo na tem območju 341 mm padavin v 24 urah; za boljšo predočbo primerjajmo ta podatek s padavinami, ki so bile zabeležene v Ljubljani od 26. do 28. sept. 1926: v času 52 ur 40 min (s presledki vred) je padlo skupno 236,8 mm, najvišja zabeležena količina v 1 uri je znašala 30,7 mm, v 10 minutah pa 10 mm. In vendar so to največje padavine glede na intenziteto in dolžino trajanja, zabeležene v tem stoletju v Ljubljani.

Zaradi okoliščine, da so bila tla obakrat že namočena po poprejšnjih padavinah, je bila retencijska sposobnost tal za vodo brez dvoma že temeljito zmanjšana. Upoštevajmo še nadaljnja dejstva: površine vodozbirnih območij polhograjskih hudournikov so majhne (pretežno ne presegajo 3 km<sup>2</sup>), relief je izrazit, s strmimi pobočji, tla slabo propustna (dolomiti, werfenski skrilaenci, grödenski peščenjaki), na njih slabe — predvsem antropogeno skvarjene — gozdne združbe. Iz vseh navedenih okoliščin je sklepati na zelo skrajšan čas odtekanja in stekanja vodá, zaradi česar bi moral eventualni izračun odtočnih količin upoštevati visok odtočni koeficient  $a$ , vsekakor pa ne manjši od 0,60.

Če po grobi primerjavi podatkov pod 3.312 sklepamo, da so bile padavine nad obravnavanim območjem vsaj za 50 % višje kot v Ljubljani, in po privzetku vrednosti 0,60 za  $a$ , tedaj nam preprost račun

$$q = a \cdot h$$

pove, da je na koncu 10-minutnega naliva z intenziteto 1,5 mm/min moralo priteči v strugo hudournikov približno 15 m<sup>3</sup>/sek z enega km<sup>2</sup>. Ta podatek je zelo blizu tistemu, ki ga dobimo pri računu konkretnega primera po K e r s n i k o v e m obrazcu.

$$q = a \cdot \frac{32}{0,5 + \sqrt{P}},$$

kjer vstavimo za naše razmere, da je  $a = 1$ . Tako dobimo npr. za območje Mačkovega potoka, že omenjenega pod 3.311, katerega  $P = 2,25 \text{ km}^2$ , da naj bi maksimalni pretok pri katastrofalni vodi znašal 16 m<sup>3</sup>/sek/km<sup>2</sup>. Skoraj identičen podatek nam dá tudi poenostavljeni L a u t e r b u r g o v obrazec

$$q = a \cdot \gamma \cdot H,$$

kjer vstavimo, da je  $a = 0,65$  (slabo propustna tla sredogorja),  $\gamma =$  koeficient, odvisen od velikosti območja, tj.

$$\gamma = \frac{32}{31 + P} = 0,963$$

in  $H =$  največja znana intenziteta padavin, konkretno 25 m<sup>3</sup>/sek/km<sup>2</sup>, tako da dobimo, da je  $q = 15,5 \text{ m}^3/\text{sek}/\text{km}^2$ .

V luči takih števil so lažje razumljive katastrofalne posledice obeh neurij, katerih prvo je zahtevalo — med drugim — celo dvoje človeških življenj.

3.32 Človeške žrtve, obsežne poškodbe ter velika gospodarska škoda so narekovali nujne ustrezne ukrepe v celotnem prizadetem območju. Predvsem je bilo potrebno pogozdovati obširne goličave, urediti pašne in gozdnogospodarske razmere ter sanirati hudourniške jarke in struge — očitno zelo obsežna potrebna dela, ki bi zahtevala v normalnih razmerah tudi ustrezno izdatna sredstva. Spričo bližajoče se gospodarske krize pa se je ing. A. Š t r a n c e r, ki mu je bila poverjena ta nelahka naloga, znašel v položaju, da mora z zelo skromnimi sredstvi izpeljati mnogo nujnih ukrepov za ureditev celotnega polhograjskega območja. Po lastnih navedbah mu je pri tem šla na roko srečna, a nekoliko neobičajna okoliščina, da je bil v eni osebi ne le projektant in izvajalec objektov (izvajal jih je v okviru goznotehničnega odseka za urejanje hudournikov bivše banske uprave), temveč tudi nadzorni organ iste uprave. Tako ni le izredno racionalno angažiral potrebne delovne sile in organiziral gradbišč, temveč je lahko zaradi tako samostojnega položaja tudi pri zasnovi in izvedbi pregrad ubiral izjemno drzna pionirska pota. Pri tem je izhajal deloma iz nekaterih že znanih primerov avstrijske hudourničarske prakse, deloma pa — kot dober poznavalec teorije — iz lastnih idej in prepričanja. Rezultat vsega so zelo tanke pregrade, ki pa so vendar vzdržale nalet visokih voda l. 1937, posledico 150 mm padavin v 24 urah, ko je bila intenziteta v posameznih trenutkih naliva prav tolikšna kot l. 1924 (19).

Z manjšimi presledki je celotno zagrajevanje polhograjskih hudournikov trajalo od l. 1925 do 1940.

#### 4 IZSLEDKI IN UGOTOVITVE

4.1 Kot že omenjeno (3.23), so raziskave zajele 16 pregrad v štirih hudournikih, in sicer v Mali Belici eno, Črnem potoku eno, Hudopotnikovem potoku eno in v Mačkovem potoku 13 (glej sl. 1 in 10).

Na terenu so bile merjene naslednje dimenzije (glej sl. 2):

$b$  = debelina pregrade v dnu preliva, ne upošteva napušča,

$b'$  = debelina pregrade vrh preliva,

$h$  = višina pregrade od tal v podslapju do preliva,

$u$  = višina preliva,

$a$  = širina preliva v vrhu,

$c$  = širina preliva v dnu,

$n : 1$  = nagib nizvodne stene (lica) pregrade.

Za statične račune sicer niso bile potrebne vse te dimenzije, vendar so rabile primerjavi z izvedbenimi načrti, iz katerih je bilo vzeti na terenu neugotovljivi dimenziji  $H$ , tj. višino objekta od temelja do preliva, in  $B$ , debelino v temelju. Če bi namreč primerjave pokazale občutne razlike med dejanskim stanjem in izvedbenimi načrti, bi podatki iz le-teh, konkretno višina  $H$  in debelina  $B$ , bili nezanesljivi, zaradi česar bi bilo treba tudi ugotovljeni odnos  $B : H$  sprejeti z rezervo.

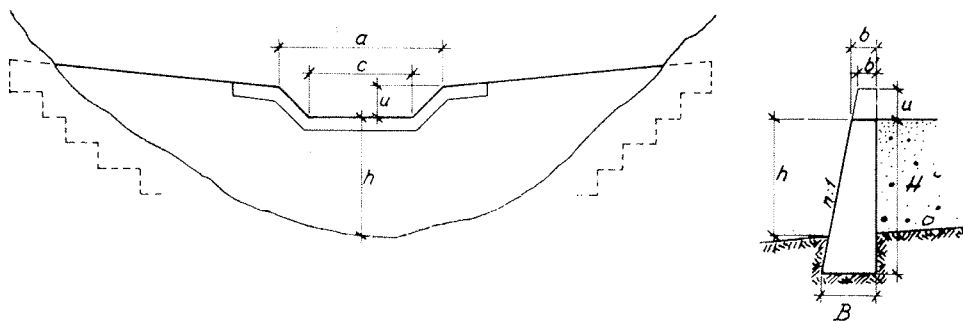
Razlike v dimenziji  $b$ , ki je skoraj najpomembnejša za trdnost pregrade, so bile ugotovljene pri 6 objektih, in sicer pri treh le po 1 cm več, pri dveh po 2 cm več in pri enem 2 cm manj, kot to zahteva izvedbeni načrt. Pri nagibu lica pregrad razlike ni bilo, pač pa je bila v 7 primerih ugotovljena razlika v širini preliva v dnu, in sicer štirikrat po 5 cm več, dvakrat po 5 cm manj in enkrat 7 cm več, kot bi bilo treba. Vendar pa je širina preliva komaj omembe vreden činitelj, vsaj kar zadeva stabilnost in trdnost objektov. Kaže se le v višini stebra vode, tekoče prek preliva. Zatorej so lahko bile ugotovljene razlike zanemarjene in podatki v izvedbenih načrtih vzeti za dovolj točne.



Sl. 1. Mačkov potok. Pregrada »pod Sekiro«. zgrajena l. 1933, zaplavljenjena l. 1935. Njene mere: debelina v temelju  $B = 1,76$  m, višina od temelja do preliva  $H = 5,30$  m, kvociient  $B : H = 0,332$ , polmer loka  $r = 120,00$  m

(foto: prof. F. Rainer)





Sl. 2. Prikaz dimenzij, ugotovljenih na terenu (razen B in H)

Spodnja razpredelnica prikazuje najvažnejše podatke o raziskovanih objektih, med drugim tudi izračunani kvocient  $B : H$  za vsak posamezni primer (vse izmere so podane v m):

Ime hudournika ali pregrade in njena ev. zapor. številka	Izmerjeno na terenu $n : 1$	b	h	Ugotovljeno po primerjavi z izvedb. načrtom		$B : H$	r	Leto izgrad.
				B	H			
Mala Belica . . . . .	5 : 1	0,70	4,10	1,80	5,50	0,327	100,00	1929
Crni potok . . . . .	5 : 1	0,70	6,00	2,12	7,10	0,299	120,00	1927
Hudopotnikov potok Mačkov potok:	5 : 1	0,70	3,90	1,80	5,50	0,327	120,00	1940
1. Plestenjakova . . . . .	5 : 1	0,85	5,10	2,14	6,45	0,332	50,00	1928
Prag št. 2 . . . . .	5 : 1	0,65	2,50	1,25	3,00	0,417	$\infty$	1939
Prag št. 3 . . . . .	5 : 1	0,65	3,00	1,25	3,00	0,417	$\infty$	1939
Prag št. 19 . . . . .	5 : 1	0,60	3,00	1,20	3,00	0,400	$\infty$	1940
Prag nad Turnšerjem	5 : 1	0,60	3,45	1,30	3,50	0,371	$\infty$	1937
5. preg. »pod Sekiro«	5 : 1	0,70	4,10	1,76	5,30	0,332	120,00	1933
6. pregrada . . . . .	5 : 1	0,60	4,15	1,43	4,15	0,345	$\infty$	1935
7. pregrada . . . . .	5 : 1	0,60	4,10	1,43	4,15	0,345	$\infty$	1935
8. pregrada . . . . .	5 : 1	0,70	5,20	1,90	6,00	0,317	120,00	1935
9. p. »pod Mačkom«	5 : 1	0,60	3,15	1,30	3,50	0,371	120,00	1937
10. p. »pri Mačku«	5 : 1	0,70	4,75	1,90	6,00	0,317	120,00	1926
11. p. »nad Mačkom«	5 : 1	0,60	2,55	1,50	4,50	0,333	120,00	1938
12. pregrada . . . . .	5 : 1	0,60	3,75	1,50	4,50	0,333	120,00	1937

#### 4.2 Ugotovimo lahko naslednje:

- .21 — najtanjša pregrada je obenem tudi najvišja:  $H = 7,10$  m;
- najtanjše pregrade so pretežno najstarejše;
- najdebelejše pregrade so najnižje;
- najdebelejše pregrade so najkasneje zgrajene.

Logično: pri normalnem poteku zgradbe nekega hudournika, s katero hočemo doseči idealni, tj. ravnotežni padec dna struge, primarnim, višjim objektom vedno slede vmesni, sekundarni, nižji. Da so le-ti sorazmerno najdebelejši, pa je prav tako razumljivo, saj mora biti za debelino pregrade v prelivu neka spodnja meja, ki jo narekujejo udarci in pritiski plavin. Iz obdelanih primerov jasno sledi ta spodnja meja:  $b \geq 0,60$  m, ki je izkustvena

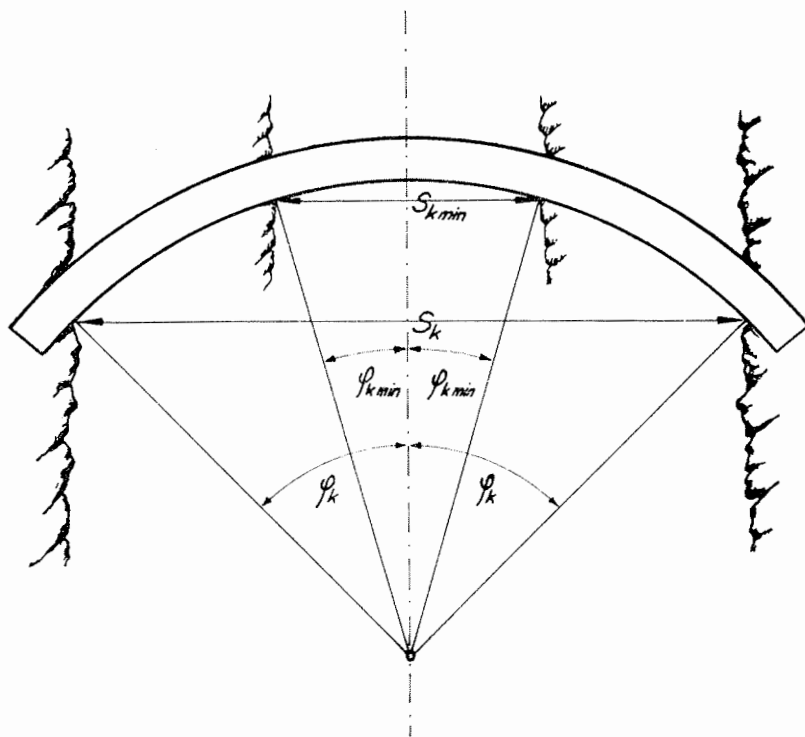
in pretežno upoštevana tudi v praksi, zlasti za hudournike gričevja in sredogorja. S konstantnim B in padajočim H pa seveda raste kvocient B : H.

.22 — Najtanjše pregrade so rahlo ločne; pri osmih pregradah je radij loka  $r = 120,00$  m, pri eni  $r = 100,00$  in le pri eni  $r = 50,00$  m.

Po Wehrmannu naj bo pri ločnih pregradah središčni kot  $\varphi_k$  prostega razpona  $S_k$  (v višini krone preliva) v mejah  $32^\circ < 2\varphi < 120^\circ$ . Minimum je torej  $32^\circ$ , čemur ustreza tudi minimalni prosti razpon

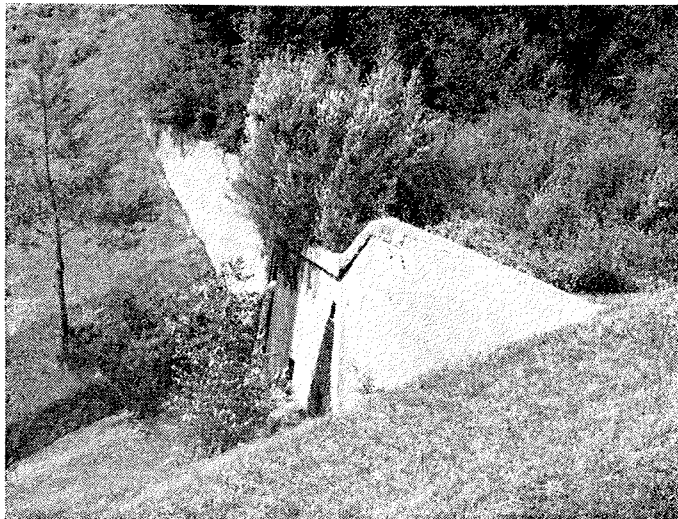
$$S_{k\min} = \frac{14}{25} \cdot r,$$

seveda s podmeno, da so obale vertikalne, skalnate (glej sl. 3.). Njegovo mnenje, po katerem je pregraditev 10,00-metrskega jarka s 100,00-metrskim radijem ne le negospodarna, marveč tudi fizikalni nesmisel (25), pa je verjetno nekoliko pretirano. Pri sodobnih metodah dimenzioniranja namreč, ki temeljijo na računih pokrivaajočih se deformacij v vertikalnih z onimi v horizontalnih ločnih lamelah, pride ločni učinek v polni meri do izraza v obliki t. i. lupinastih gradenj. Zatorej bi morda bilo koristno, če bi se za problem racionalnega in sodobnega dimenzioniranja hudourniških pregrad kdaj pozanimal tudi kak strokovnjak — specialist za statiko.



Sl. 3. Shematski tloris ločne pregrade z optimalnim (okoli  $90^\circ$ ) in minimalnim središčnim kotom ( $32^\circ$ ) ter z ustreznimi razponi (po A. Wehrmannu)

Sl. 4. Hudopotnikov potok. Pregrada zgrajena l. 1940.  $B = 1,80$  m,  $H = 5,50$  m,  $B : H = 0,327$ ,  $r = 120,00$  m  
(foto: prof. F. Rainer)



Podoben primer, kot ga tako kritično navaja Wehrmann, je pregrada v Hudopotnikovem potoku (sl. 4), kjer je pri razponu 16,00 m polmer loka 120,00 m, kar ustreza središčnemu kotu le  $7^{\circ} 38'$ , tj. daleč pod teoretičnim minimumom.

Teoretični najmanjši razpon, ki ustreza 120,00-metrskemu polmeru, da bi lahko bil objekt obravnavan kot ločni, je ca. 67 m, pri 100,00-metrskem polmeru pa 56,00 m. Največji razpon ustreznih pregledanih pregrad pa znaša le 28,00 m, kar ustreza središčnemu kotu  $13^{\circ} 20'$ . Edina izjema je pregrada »pri Plestenjaku«, prva iz zaporedja ustalitevno zaplavnih pregrad v Mačkovem potoku. Polmer njenega loka je 50,00 m in razpon 29,00 m, kar ustreza središčnemu kotu  $33^{\circ} 15'$ , minimalni razpon za tak polmer pa je 28,00 m. Če sprejmemo mnenje Wehrmanna, so razsežnosti omenjene pregrade tik nad spodnjo mejo za ločne pregrade in bi bila zastran tega teoretično lahko obravnavana kot takšna, vendar pa ne zadošča zahtevi, da je v profilu s strmimi, vertikalnimi, skalnatimi obalami. Teoretično bi torej tudi v tem primeru odpadel pomislek, da je — glede na svoje dimenzije — vzdržala le zaradi ločnega tlorisa, zaradi česar so se delujoče sile lahko prenašale na oporišča. Zato jo bomo obravnavali z vsemi drugimi kot težnostno pregrado, čeravno bodo računi in razmišljanja v naslednjem poglavju pokazali, kot bomo še videli, neko vmesno stanje.

.23 — Najtanjša pregrada je zgrajena l. 1927 v Črnem potoku (sl. 5), desnem pritoku Žirovnikovega potoka, ki priteka izpod Topola. Njene razsežnosti so naslednje:

višina od temelja do preliva	$H = 7,10$ m,
debelina v temelju	$B = 2,12$ m,
kvocient	$B : H = 0,299$ .



Sl. 5. Zirovnikov jarek. Pregrada v Crnem potoku, zgrajena l. 1927, streljaj za hišo, v kateri je bil pozimi leta 1942/43 sedež CK KPS in glavnega staba NOV in POS. Je relativno najtanjša pregrada v Sloveniji:  $B = 2,12$  m,  $H = 7,10$  m,  $B : H = 0,299$  m,  $r = 120,00$  m (foto: prof. F. Rainer)

(še manjši kvocient je bil, kot že omenjeno — 2.12 — ugotovljen v Avstriji:  $B : H = 0,255; 8$ ).

Debelina v dnu preliva  $b = 0,70$  m, tj. približno  $\frac{H}{10}$ , medtem ko še dandanes nekateri strokovnjaki omenjajo, naj bi bila  $b = \frac{1}{2} \frac{H}{2}$  (7).

Pregrada ima utrjeno podslapje.

.24 — Poprečje med 16 raziskanimi bi bila pregrada z naslednjimi merami:  $B = 1,598$  m,  $H = 4,697$  m in  $B : H = 0,340$ , kvocient, ki je komaj večji od listega, ugotovljenega v Avstriji ( $B : H = 0,33; 24$ ) in že občutno nižji od francoskega (0,39; 14), da drugih ne omenjamo.

Nadalje je še ugotovljeno:

.25 — Vsaka pregrada je bila takoj po dograditvi zavarovana na vzvodni strani z gruščnatim zasipom, ki je segal do preliva. Brez dvoma so ti zasipi opravili določeno nalogo ob morebitnih hidrodinamičnih tlakih.

.26 — Po izjavah domačinov očividcev so bile vse pregrade zaplavljanje in zaplavljenе počasi, postopoma, brez sicer kratkotrajnih, a silovitih navalov hudourniških voda; okoliščina, ki je prav gotovo ne gre spregledati, saj to pomeni, da ni bilo nikoli — vse do zaplavitve objektov — za njimi ustvarjeno jezero, ki bi izvajalo hidrostatični tlak na telo pregrad in zasipov. Domačin F. Zibelnik iz Belice 4 trdi, da je bila pregrada v Mali Belici — zgrajena l. 1929 — popolnoma zaplavljenā šele l. 1932 in da najvišja voda na prelivu, ki jo je opazil po zgraditvi, ni presegala globine 35 cm. To globino je izmeril avtor, kateremu je pokazal višino na prelivu, do koder je segala najvišja voda ob neurju l. 1937, omenjenem že poprej (3.32).

## 5 STATIČNA PRESOJA NAJTANJŠE PREGRADE

V dosedanjem besedilu smo uporabili in nekajkrat ponovili izraze »tanke pregrade«, »pregrade tveganih dimenzij«, »racionalne dimenzije«, »nizek kvocient  $B : H$ « ipd. Kaj ti izrazi v resnici pomenijo, bomo prikazali s statično presojo najbolj drastičnega primera, pregrade v Črnem potoku. V ta namen bomo uporabili tri metode, in sicer:

- presojo na hidrostatični tlak, z dodatkom višine visoke vode na prelivu,
- presojo na geomehanski tlak, pri katerem obravnavamo zemljo za pregrado kot hipotetično tekočino z ustrezno manjšo specifično težo in zato lahko uporabimo načela presoje na hidrostatični tlak, ter
- kombinirano presojo 'konzola—nosilec'.

### 5.1 Podatki o pregradi:

$$\begin{aligned} H &= 7,10 \text{ m} & B &= 2,12 \text{ m} \\ h &= 6,00 \text{ m} & b &= 0,70 \text{ m} \\ u &= 0,90 \text{ m} & x_1 &= 1,35 \text{ m} \\ y_1 &= 3,40 \text{ m} \end{aligned}$$

Bremenski trikotnik hidrostatičnega tlaka pritiska na pregrado v višini  $\frac{h+u}{3}$  od tal s silo

$$P_1 = \frac{h(h+2u)}{2} \cdot \gamma' = 25,74 \text{ t},$$

pri čemer je  $\gamma' = 1,1 \text{ t/m}^3$  spec. teža s plavinami obremenjene vode. Lastna teža pregrade je

$$G_1 = \frac{B+b}{2} \cdot H \cdot \gamma = 24,03 \text{ t},$$

kjer je  $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$  spec. teža betonskega zidu.

Ker je moment stabilnosti  $G_1 \cdot x_1 = 32,44 \text{ tm}$  in moment prevračanja  $P_1 \cdot y_1 = 87,52 \text{ tm}$ , je kvocient stabilnosti

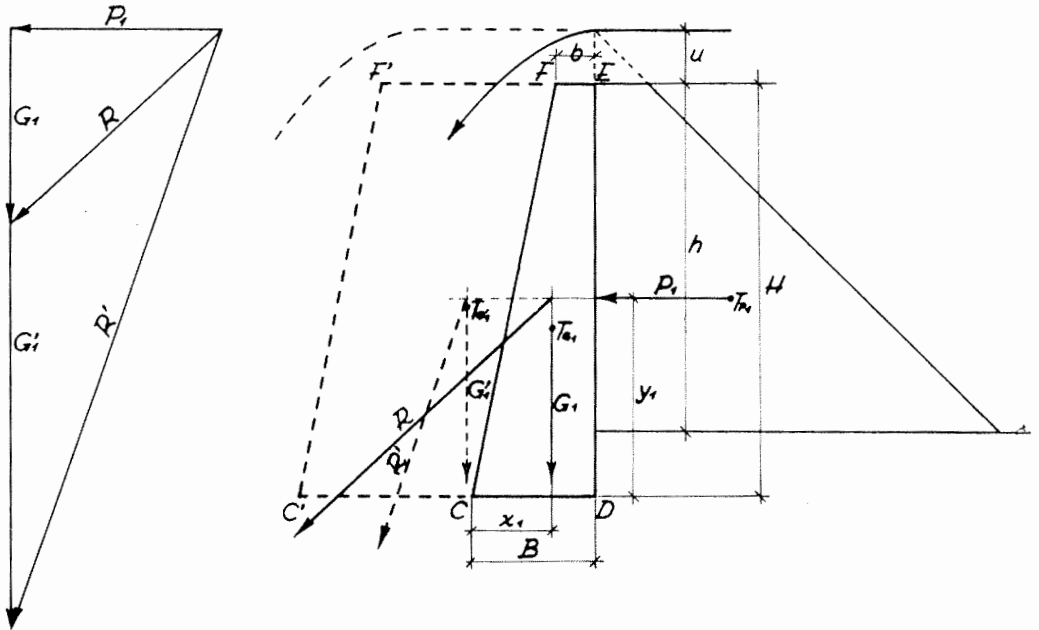
$$K_s = \frac{G_1 \cdot x_1}{P_1 \cdot y_1} = 0,371,$$

kar pomeni, da bi se teoretično pregrada morala prevrniti oziroma da pade rezultanta delujočih sil daleč izpred točke prevračanja C (sl. 6).

Če naj pregrada deluje kot popolnoma varen težnostni objekt, brez nateznih napetosti v temeljih, mora rezultanta delujočih sil pasti v jedro (srednjo tretjino) preseka. Da bi zadostili tej zahtevi, bi morali imeti — pri isti višini — naslednje razsežnosti:

$$B = 5,06 \text{ m}, \quad b = 3,64 \text{ m};$$

pri tem ostane tlak bremenskega trikotnika  $P_1$  s prijemaščem  $y_1$  vred nespremenjen,  $G_1$  se poveča na  $G_1' = 74,12 \text{ t}$ , rezultanta pa pade v prednji rob jedra preseka (sl. 6).



Sl. 6. Pregrada v Crnem potoku. Presoja na hidrostatični tlak (z dodatkom globine visoke vode nad prelivom =  $u$ ), z vektorpoligonom delujočih sil. CDEF dejanske dimenzije, C'DE'F' dimenzije, ki jih zahteva presoja

Kvocijent stabilnosti znaša v tem primeru

$$K_s = \frac{G_1' \cdot x_1'}{P_1 \cdot y_1} = \frac{212,72}{87,52} = 2,43,$$

kvocijent B : H pa 0,713, kar je skoraj dvainpolkrat več kot B : H obstoječe pregrade (glej 4.23).

5.2 Pri presoji na geomehanski tlak uporabimo, namesto nekoliko zamudnih metod po Cullmannu ali Ponceletu (4), dovolj točen postopek z reducirano prostorninsko težo zemlje, ki pritiska pregrado z bremenskim trikotnikom (5, 8, 21, 25). Pri tem računamo seveda s celotno višino pregrade, toda brez dodatne višine za visoko vodo pred prelivom (sl. 7).

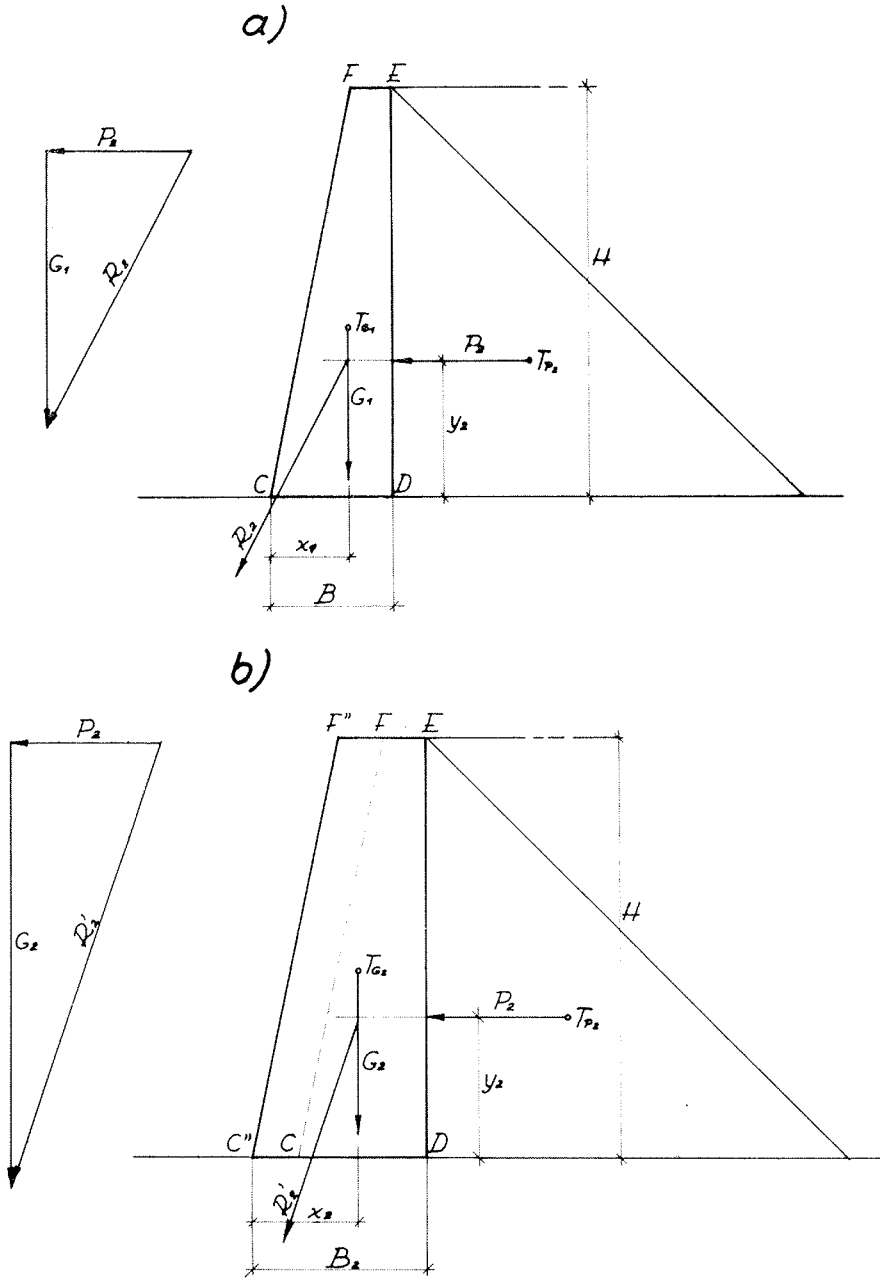
Zemlja tlači pregrado v višini  $\frac{H}{3} = y_2 = 2,37$  m nad temeljem s silo

$$P_2 = \frac{H^2}{2} \cdot \gamma'' = 12,60 \text{ t}$$

pri čemer je  $\gamma'' = 0,5 \text{ t/m}^3$  spec. teža hipotetične tekočine, ki zamenjuje zemljo za pregrado, torej reducirana prostorninska teža zaplavlka.

Lastna teža pregrade je nespremenjena:  $G_1 = 24,03 \text{ t}$ , zato je tudi moment stabilnosti isti:  $G_1 \cdot x_1 = 32,44 \text{ tm}$ , moment prevračanja pa je:  $P_2 \cdot y_2 = 29,86 \text{ tm}$ .

Kvocient stabilnosti je torej  $K_s = 1,086$ , kar ustreza tudi grafični rešitvi (sl. 7 a) in pomeni, da je s stališča težnosti pregrada teoretično že stabilna.



Sl. 7. Pregrada v Črnem potoku. Presoja na geomehanski tlak: a) — stabilnostni kvocient je 1,086, b) — stabilnostni kvocient je 2,22 (CDEF dimenzije obstoječega objekta)

Vendar:

rezultanta delujočih sil deluje na tlo v razdalji  $t = 0,112$  m od prednjega roba, kjer delujeta tudi obe njeni komponenti, normalna  $N = R \cdot \cos \delta = G_1$  in horizontalna  $Q = R \cdot \sin \delta = P_2$ ; ker je  $\delta = 27^\circ 40'$  manjši od kota trenja v betonskem zidu  $\varrho = 30^\circ$  do  $35^\circ$ , lahko  $Q$  zanemarimo (4), komponenta  $N$  pa deluje v prednjem robu aktivne površine  $F_a = 1,0 \cdot r = 1,0 \cdot 3t = 0,336$  m<sup>2</sup>; ker je nadalje tlačna napetost v prijemališču sile

$$\sigma'_a = \frac{N}{F_a} = 7,15 \text{ kp/cm}^2,$$

je torej tlačna napetost v prednjem robu pregrade

$$\sigma_r = 2 \sigma'_a = 14,30 \text{ kp/cm}^2,$$

kar vsekakor daleč presega dovoljeno tlačno napetost v svežih, peščeno skrilastih tleh, četudi vzamemo zanje maksimalno vrednost  $\sigma_{dt} = 3,00$  kp/cm<sup>2</sup>.

Teoretično bi se torej morala obstoječa pregrada pogrezniti, a stoji od l. 1927 in nosi ca. 170 m dolg zaplavec pod padcem 2,2 ‰.

Da bi zadovoljila teoretične podmene, bi morala imeti pregrada pri isti višini naslednje razsežnosti (sl. 7 b):

$$B = 2,91 \text{ m}, b = 1,49 \text{ m};$$

stabilnostni kvocient bi v tem primeru znašal

$$K_s = \frac{G_2 \cdot x_2}{P_2 \cdot y_2} = \frac{66,35}{29,86} = 2,22$$

in kvocient  $B : H = 0,41$ .

5.3 Metoda dimenzioniranja s kombinirano presojo ni nova, saj jo je H. Ritter dognal za ločne pregrade že pred dobrimi petdesetimi leti (1913), kasneje, l. 1935, pa jo je Haiden prilagodil za potrebe ravnih hudourniških pregrad (5). Kot kaže, slednja v praksi ni naletela na odziv, ker je predlagal uporabo prenizkih dovoljenih tlačnih napetosti (za beton:  $\sigma_{dt} = 1,5$ — $2,0$  kp/cm<sup>2</sup>!), kar seveda ni privedlo do nikakršnih prihrankov.

V okviru ankete FAO/TORR-delovne skupine pa je Haidnovo metodo ponovno interpretiral Kronfeller-Kraus (8).

Bistveno pri tej metodi je naslednje:

Pregrado si zamislimo kot dvojni objekt v enem, in sicer konzolni, ki ga razdelimo na neodvisne, 1 m široke vertikalne pasove — konzole in jih dimenzioniramo na reducirano prostorninsko težo tal, ter nosilni, ki si ga predstavljamo sestavljenega iz 1 m visokih, trdno vpetih vodoravnih nosilcev, položenih drug vrh drugega. Prav tako si predstavljamo obremenitev za pregrado sestavljeno iz dveh delov: iz običajne obremenitve z zaplavkom, ki pritiska vertikalne stebre skozi bremenski trikotnik sil, ter iz izredne, a kratkotrajne obremenitve, ki jo morajo vzdržati vodoravni nosilci ob navalu visoke vode, če pregrada še ni zaplavljen. V tem, drugem primeru, le preverjamo dimenzije, dobljene v prvem računu, na dodatno obremenitev.

.31 Za račun obremenitve bomo zopet uporabili t. i. reducirano prostorninsko težo zemlje za pregrado, zaplavka, ki si ga predstavljamo kot neko hipotetično tekočino manjše specifične teže, kot je teža čiste vode, da bi lahko upo-



rabili iste obrazce kot pri računanju hidrostatičnega tlaka. Specifična teža te namišljene tekočine je po raznih avtorjih različna: *H a i d e n* (5) je predlagal  $0,5 \text{ t/m}^3$ , kar smo uporabili pri presoji na geomehanski tlak, *W a n g* (21) po *T h i e r y* ju vrednost od  $0,16\text{--}0,58 \text{ t/m}^3$ , v odvisnosti od vrste tal (skalovito kamenje — droban, suh okrogli pesek), *W e h r m a n n* (25) pa za ostrorobo kamenje  $0,3$  in za okrogli rečni grušč  $0,6 \text{ t/m}^3$ .

Glede na značaj in oblike plavin v obravnavanih hudournikih, ki so bolj robate kot zbrušene ter vseh debelin, od delcev zemlje do  $30 \text{ cm}$  dolgih, še robatih kamnov, se bomo tokrat odločili za spec. težo  $\gamma''' = 0,4 \text{ t/m}^3$ . Ob izrednih obremenitvah nezapolnjene pregrade z visoko vodo, katere  $\gamma' = 1,0 \text{ t/m}^3$ , morajo torej zamišljeni vodoravni nosilci vzdržati razliko, tlak obremenitve s spec. težo  $\gamma'''' = 0,6 \text{ t/m}^3$ .

Pritisk zaplavka na pokončni steber — konzolo znaša torej:

$$P_3 = \frac{H^2}{2} \cdot \gamma''' = \frac{50,41}{2} \cdot 0,4 = 10,08 \text{ t}$$

Da zadovolji teoretične zahteve, bo v temelju širok —  $B = 2,59 \text{ m}$ , pri čemer bo  $G_3 = 32,04 \text{ t}$ , kvocient stabilnosti

$$K_s = \frac{G_3 \cdot x_3}{P_3 \cdot y_2} = \frac{51,26}{23,89} = 2,14$$

in kvocient  $B : H = 0,365$ .

.32 Po obrazcu, ki ga je izpeljal *H a i d e n* (5)

$$B = L \cdot \sqrt{\frac{\gamma \cdot H}{2 \cdot \sigma}}$$

pa preverimo, kolikšna mora biti širina v temelju, da bi objekt, sedaj vodoravni, obojestransko vpeti, trdi nosilec, vzdržal dodatno obremenitev. Pri tem sta  $B$  in  $H$  že znani razsežnosti,  $L$  je celoten razpon obravnavanega nosilca v globini  $H$ ,  $\gamma = \gamma'''' = 0,6 \text{ t/m}^3$ ,  $\sigma$  pa je tlačna napetost betona marke  $120\text{--}150 = 35 \text{ kp/cm}^2$ . Če vstavimo še vrednosti  $H = 7,1 \text{ m}$  in  $L = 10,00 \text{ m}$ , dobimo, da je

$$B = 10 \cdot \sqrt{\frac{0,6 \cdot 7,1}{2 \cdot 350}} = 2,46 \text{ m}$$

Ugotovimo torej, da je dobljena razsežnost še manjša od prejšnje. Če bi preostale razsežnosti pregrade prilagodili le-tej, bi dobili naslednje:

$P_3$  in  $y_2$  ostaneta nespremenjena,  $10,08 \text{ t}$  oziroma  $2,37 \text{ m}$ , teža pregrade se nekoliko zniža na  $G_4 = 29,82 \text{ t}$ , prav tako se malenkostno zmanjša  $x$  ( $x_4 = 1,54 \text{ m}$ ). Tako dobimo, da je

$$K_s = \frac{G_4 \cdot x_4}{P_3 \cdot y_2} = 1,92$$

in  $B : H = 0,346$ , kar je zelo blizu pregradi, ki bi bila poprečje med raziskanimi 16 objekti.



Sl. 8. Mala Belica. Pregrada zgrajena l. 1929, zaplavljena l. 1932. Razen polmera zakrivljenosti, ki meri 100,00 m, ima vse mere enake s pregrado v Hudopotnikovem potoku:  $B = 1,80$  m,  $H = 5,50$  m,  $B : H = 0,327$  m. Zal že močno propada — kot tudi mnoge druge, zlasti v Mačkovem potoku — in bi bila popravila nujno potrebna (foto: prof. F. Rainer)

5.4 Na kratko bomo ponovili najvažnejše rezultate, ki so nam jih dale raziskave na terenu in teoretične presoje:

.41 dejanske razsežnosti pregrade:	$B = 2,12$ m	$B : H = 0,299$
.42 poprečna pregrada:	$B = 2,41$ m	$B : H = 0,340$
.43 kombinirana presoja:	$B = 2,46$ m	$B : H = 0,346$
.44 presoja na geomehanski tlak:	$B = 2,91$ m	$B : H = 0,410$
.45 presoja na hidrostatični tlak:	$B = 5,06$ m	$B : H = 0,713$

Primerjava z ustreznimi kubaturami zidovja, ki bi jih dobili, če bi v istem profilu zgradili pregrade po izračunanih dimenzijah, nam da tele številke:

Šifra	Kubatura pregrade $m^3$	Indeksi			
		.411 = 100	.421 = 100	.441 = 100	.451 = 100
.411	149	<b>100</b>	80	59	28,1
.421	187	125	<b>100</b>	74	35,2
.431	194	130	104	77	36,6
.441	252	169	135	<b>100</b>	47,5
.451	531	356	284	211	<b>100</b>

Iz teh podatkov lahko ugotovimo, da je obravnavana pregrada komaj dobra četrtnina tistega zidovja, ki bi ga imela, če bi bila dimenzionirana na hidrostatični tlak, slabe tri petine od tistega, kar bi bilo preračunano na geomehanski tlak, in za petino manj, kot bi ga imela pregrada poprečnih razsežnosti, ki je zelo blizu razsežnostim kombinirano dimenzioniranega objekta.

Prav tako lahko ugotovimo, da narašča prostornina pregrade in s tem tudi stroški njene izgradnje linearno z rastjo kvocienta  $B : H$  (glej sl. 9).

## 6 SKLEPI

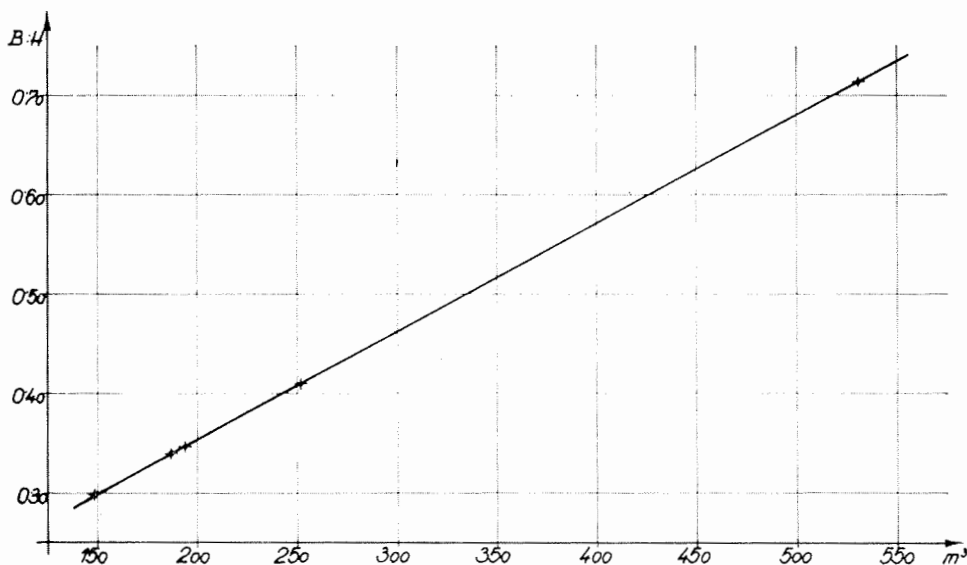
Glede na izvedene statične presoje lahko imenujemo 13 od pregledanih 16 objektov — vse, ki imajo  $B:H < 0,40$  — racionalno zasnovane. Če pa upoštevamo dejstvo, da v času njihove gradnje še ni bila poznana teoretična metoda dimenzioniranja — vsaj pri nas še ne —, ki bi opravičevala in upravičevala njihove več kot skromne dimenzije, jih lahko morda imenujemo tudi tvegano zasnovane objekte.

Nobenega dvoma ni, da je dimenzioniranje hudourniških pregrad na hidrostatični tlak, z upoštevanjem globine visoke vode nad prelivom in z zadostitvijo zahtevam težnostnega objekta, danes ne le anahronizem, temveč tudi lahkomišelnost razmetavanje družbenih sredstev. Tako dimenzioniranje je upravičeno le v posebnih primerih, kadar to zahtevajo izredne talne razmere. To potrjujejo tako teoretična razglabljanja kot tudi skoraj polstoletne izkušnje hudourničarskih služb zlasti alpskih dežel. To končno v nemali meri potrjujejo tudi naše domače izkušnje in rezultati pričujočih raziskav.

Če povzamemo ugotovitve, do katerih smo prišli med delom, lahko z dokajšnjo gotovostjo sklepamo naslednje:

6.1 Če je kakorkoli mogoče, je vedno izdelati ob izvedbi pregrade zasip na njeni vzvodni strani do višine preliva. S tem onemogočamo neposredno obremenitev objekta s hidrostatičnimi ali morda celo hidrodinamičnimi tlaki ob navalu visokih voda, dokler pregrada še ni zaplavljena. Zaradi tega lahko pregrado mirno dimenzioniramo na manjše obremenitve.

6.2 Ureditvena dela na pobočjih v zaledju pregrad, zlasti biološki ukrepi, povečujejo retencijsko sposobnost tal, ker povečujejo njihovo propustnost in otežkočajo površinsko odtekanje, s čimer zmanjšujejo tudi njihovo erodibilnost.



Sl. 9. Z rastjo sorazmerne debeline pregrade (kvocienta  $B:H$ ) raste linearno prostornina njene zidovja, s tem pa neposredno in ustrezno tudi stroški njene izgradnje



Sl. 10. Mačkov potok. 8. pregrada, zgrajena l. 1935, zaplavljena l. 1957. Je ena relativno najtanjših:  $B = 1,90$  m,  $H = 6,00$  m,  $B : H = 0,317$ ,  $r = 120,00$   
(foto: prof. F. Rainer)

Tako lahko do določene mere vplivamo na trajanje in način zaplavljanja. Čim manjša bo prodonosnost, tem počasnejši bo proces zaplavljanja, tem bolj postopno in počasno bo obremenjevanje pregrade. S spočasnjenim površinskim odtekanjem se raztegne in s tem tudi zniža val visoke vode, ki pomeni največjo in najnevarnejšo, dinamično obremenitev zlasti ob nevihtah. Tako lahko tudi s smotrnimi ureditvenimi ukrepi v zaledju posredno vplivamo na zmanjševanje dimenzij hudourniških pregrad.

6.3 Ritterjeva metoda dimenzioniranja konzola—lok, za velike ločne lupinaste (tudi kupolaste) pregrade, je omogočila ekonomizacijo v dimenzijah do 75 % v odnosu na težnostne (12). Ha i d e n o v a prilagoditev osnovnega načela — istovetnosti vertikalnih in horizontalnih pomikov — te metode na ravne pregrade je dala metodo konzola—nosilec, ki je očitno lahko dobro uporabna, saj daje rezultate, ki upravičujejo obstoj, če že ne vseh objektov, pa vsaj tistih, kjer je približno  $0,32 < B : H < 0,38$  (glej 5.3). V odnosu na težnostne pregrade je tudi tu možna občutna ekonomizacija dimenzij — do okoli 65—70 %.

6.4 Nazadnje je vendar še treba omeniti tudi učinek loka. Čeravno se teoretiki v glavnem strinjajo glede velikosti središčnega kota (glej 4.22), je to vprašanje še vedno premalo razčiščeno in dognano, in je verjetno, da se tu skrivajo še občutne rezerve odpornosti. Saj drugače skoraj ni mogoče upravičiti pregrade, katere debelina  $B$  v temelju znaša manj kot  $0,3H$ , ki pa je ločna, čeravno s sorazmerno zelo velikim radijem in v neskalnatih pobočjih. Zato sklepamo, da je priporočljivo graditi rahlo usločene pregrade, s središčnim kotom med  $7^\circ$  in  $15^\circ$ , tudi v tleh, ki niso skalnata, zlasti če se dimenzije pregrade gibljejo okrog  $0,30 < B : H < 0,34$ . Izvedba tako blagega loka, katerega višina znaša pri razponu npr. 20,00 m in središčnem kotu  $10^\circ$  le 40 cm, pa ne bi smela bistveno vplivati v smislu zvišanja gradbenih stroškov.

Sedaj je vrsta na praksi, da izreče svoje mnenje k pričujočim dognanjem in danim sugestijam.

## LES BARRAGES TORRENTIELS DE DIMENSIONS RATIONNELS

### Résumé

Une des mesures de base pour l'extinction de l'activité torrentielle dans les bassins versants est la construction des ouvrages transversaux dans le lit-même du torrent. Ces ouvrages, appelés les barrages de correction torrentielle, sont toujours très coûteux. Le Groupe de Travail FAO/TORR a soulevé la question, comment économiser ces travaux. L'enquête relative a mis en évidence de pratiques et d'expériences dans plusieurs pays. Il s'agit surtout de différentes méthodes de dimensionnement des barrages 'classiques', du profil trapézoïdal, exécutés en béton ou en maçonnerie. Toutes ces méthodes, donnant de résultats très différents, sont d'ailleurs assez connues et notamment: résistance au renversement par la poussée hydrostatique, par la poussée des terres, résistance à la sous-pression des eaux et, enfin, aussi la résistance aux tremblements de terre. Or, le résultat — par n'importe quelle de ces méthodes — qui paraît être le plus intéressant, pour marquer le mieux les économies dans les travaux et couts d'exécution, c'est le rapport  $B : H$ , c. à d. entre l'épaisseur de la base et la hauteur du barrage. Selon les rapporteurs, en Autriche la valeur moyenne de ce rapport est 0,33, tandis qu'en France 0,39. Le minimum, trouvé jusqu'au présent, paraît être aussi autrichien, de 0,255.

En Yougoslavie, dans son pays nord-ouest, Slovénie, on a procédé aux recherches d'un petit nombre des barrages, soit 16, construits entre 1926 et 1940. Le barrage le plus mince a de dimensions suivantes:  $B$  = l'épaisseur de la base = 2,12 m,  $b$  = l'épaisseur au couronnement = 0,70 m,  $H$  = la hauteur de la base au couronnement = 7,10 m, soit le  $B : H = 0,299$ .

La moyenne des dimensions de 16 barrages était:

$B = 1,598$  m

$H = 4,697$  m

$B : H = 0,340$ .

Ne traitant que le barrage plus mince, on arrive aux constatations suivantes:

— s'il était dimensionné à la poussée hydrostatique, il aurait un volume 4 fois plus grand que l'existant, avec un  $B : H = 0,713$ ;

— il n'a que  $3/5$  du volume qu'il en aurait étant dimensionné à la poussée des terres, ayant le  $B : H = 0,41$ ;

— et même s'il était dimensionné par la méthode console-poutre d'après Haiden, d'ailleurs une méthode très intéressante surtout au point de vue des économies et très recommandable, il aurait un volume de 25 % plus grand, avec le  $B : H = 0,346$ , alors encore au-dessus de la moyenne trouvée.

De recherches sur les 16 barrages s'en suivent aussi les constatations générales:

— à l'heure actuelle, le dimensionnement sur la résistance au renversement par la poussée hydrostatique (y compris la lame d'eau de recouvrement sur le déversoir) paraît être autant l'anachronisme que le gaspillage de moyens, si ce n'est pas le cas exceptionnel du sol spécial, du terrain difficile qui en demandait;

— il est très recommandable de pratiquer le plus souvent que possible un atterrissement artificiel en amont du barrage, dès son construction;

— l'aménagement du bassin-versant derrière un barrage diminue l'érodibilité du sol et amoindrit la vitesse d'écoulement superficiel des eaux; ainsi les poussées dynamiques sur le barrage, soit par les eaux maximales, soit par les laves torrentielles, s'amoindrissent à leur tour aussi;

— utilisation de la méthode d'après Haiden peut apporter des économies par rapport d'un barrage-poids jusqu'à 65—70 %; néanmoins, ici il ne faut pas exagérer non plus avec les valeurs du coefficient de sécurité au point de vue de la contrainte de tension pour le béton, il faut rester réel, mais, il faut aussi être attentif sur la qualité stricte du béton préparé;

— il paraît que — même si le fond n'est pas rocheux — une courbe, aussi peu sensible qu'elle l'est, peut exercer une certaine influence à sa stabilité et solidité, puisqu'un barrage d'une portée de 25,00 m et un rayon de courbure de 120,00 m, alors avec un angle de centre d'environ  $12^\circ$ , a tout de même une hauteur de courbure d'un demi mètre, c'est à dire qu'il n'est pas plus et ne peut pas plus être traité comme un barrage rectiligne, malgré toute la théorie qui, d'ailleurs, n'a pas encore éclairci intégralement toutes les questions des barrages curvilignes.

## Literatura

1. *Bellan et Michel*: Calcul et établissement des barrages essentiellement destinés à l'accumulation des matériaux. Doc. FAO/EFC/TORR. 24, 1960.
2. *Bernard*: Cours de restauration des Montagnes. Nancy, 1927.
3. *Cappuccini, G.*: Considérations statiques sur la construction des barrages pour la correction des torrents en Italie. Doc. FAO/EFC/TORR. 7, Annexe 3, 1956.
4. *Flögl, S.*: Osnovna gradjevna mehanika. Zagreb, 1947.
5. *Haiden, A.*: Über die Gestaltung und Berechnung von Sperren für die Wildbachverbauung. Wasserwirtschaft und Technik, Wien, 1935, p. 383—390.
6. *Jevtić, Lj.*: Statičko dimenzionisanje ravnih pregrada direktnim putem. Sumarstvo, Beograd, 1962, p. 133—146.
7. *Juva, K., Cablik, J.*: Protierosni ochrana pudy. Praha, 1963.
8. *Kronfellner-Krauss, G.*: Au sujet de la construction et des dimensions des barrages dans la correction torrentielle, à la lumière des connaissances et des expériences acquises jusqu'ici. Doc. FAO/EFC/TORR 64/3, 1964.
9. *Lazarev, S.*: Uredjenje bujica. Sarajevo, 1952.
10. *Lujčić, R.*: Još nešto o Tjerijevoj I. jednačini. Sumarstvo, Beograd, 1964, p. 33—36.
11. *Margaropoulos, P.*: Considérations sur le calcul statiques der barrages des torrents en Grèce. Doc. FAO/EFC/TORR., 1956.
12. *Mikulec, S.*: Brane. Tehnička enciklopedija, Zagreb, 1966/2, p. 119—133.
13. *Mougin, M. P.*: La restauration des Alpes. Paris, 1931.
14. *Poncet, A.*: Note sur les tendances actuelles manifestées en France dans la conception et la réalisation des barrages de correction torrentielle. Rapport pour la 5ème Session, Doc. FAO/EFC/TORR, 1960.
15. *Rainer, F.*: Rapport sur les résultats des recherches et expériences dans le domaine de la correction des torrents en Yougoslavie. Doc. FAO/EFC/TORR/44, 1962.
16. *Rosić, S.*: Uredjenje bujica. Beograd, 1948.
17. *Stanojković, M.*: Neke računске metode dimenzionisanja ravnih pregrada od kamena ili betona. Sumarstvo, Beograd, 1963, p. 153—162.
18. *Strancer, A.*: Podrobni načrt za ureditev Mačkovega potoka. Ljubljana, 1932. Arhiv Podjetja za urejanje hudournikov, Ljubljana.
19. *Strancer, A.*: Razni detaljni ureditveni projekti. Ljubljana, 1928—1938. Arhiv Podjetja za urejanje hudournikov, Ljubljana.
20. *Vančetović, Z.*: Uredjenje bujica. Beograd, 1951.
21. *Wang, F.*: Grundriss der Wildbachverbauung. Leipzig, 1951.
22. *Weber, A.*: Considérations économiques sur la construction des barrages en Autriche. Doc. FAO/EFC/TORR. Rapport pour la 2ème Session, 1954.
23. *Weber, A.*: Considérations statiques sur la construction des barrages en Autriche. Doc. FAO/EFC/TORR. 7, 1956.
24. *Weber, A.*: Considérations statiques concernant la construction des barrages torrentiels. Doc. FAO/EFC/TORR. 18, 1958.
25. *Wehrmann, A.*: Die überströmten Querwerke der Wildbachverbauung. Wien und Leipzig, 1950.
26. *Zemljič, M.*: Uvodna studija ka istraživačkom zadatku 8.14.3.1 »Racionalne konstrukcije i dimenzije objekata u bujičnim tokovima«. Ljubljana, 1965 (tipkano).
27. Arhiv sinoptične službe HMZ SRS, Ljubljana.
28. Enquête sur les barrages de correction torrentielle. Doc. FAO/EFC/TORR. 19. Annexe C, 1958.
29. Rapport final du Groupe de Travail, de la 7ème Session en Grèce, août-septembre, 1964. Doc. FAO/EFC/TORR. 59, 1965.