

UNIVERSITATEA "POLITEHNICA" DIN TIMISOARA
FACULTATEA DE HIDROTEHNICA

620.528
366 D.]

ing. Corina Nicoleta Roșu

Contribuții la studiul inundațiilor accidentale în sisteme hidrotehnice

teză de doctorat

Conducător științific

Prof. dr. ing. Gheorghe Crețu

1997

BIBLIOTECA CENTRALĂ
UNIVERSITATEA "POLITEHNICA"
TIMIȘOARA

Datorez prestigioasei Școli de hidrotehnică a Universității "Politehnica" din Timișoara formarea mea profesională și științifică, din clipa admiterii până azi, la susținerea acestei teze. Mulțumesc profesorilor mei din întreaga această perioadă.

Gratitudine onoraților membrii ai Comisiei de doctorat, nume prestigioase în domeniul hidrotehnic, care mai de departe sau mai de aproape au înțeles efortul și au apreciat rezultatele mele.

PARTEA I

**Consideratii generale privind siguranta amenajarilor hidrotehnice
si riscul de inundabilitate**

1. Necesitatea si oportunitatea studiului. Actualitatea problemei.

Pentru apararea impotriva efectului distructiv al apelor mari se dispun in prezent de planuri de aparare la inundatii naturale, intocmite pentru principalele bazine hidrografice din tara, dar si in profil teritorial, pe judete si pentru cele mai importante localitati. Asupra planurilor existente pot fi facute atat observatii de fond (in general nu au la baza o conceptie integrata pe bazin) cat si observatii privind actualizarea lor. In ceea ce privesc barajele a existat deseori tendinta de a garanta o siguranta absoluta pentru structurile respective, cu alte cuvinte absenta totala a riscului indicata de coeficientii de siguranta stabiliti prin metode deterministe, in contrast cu cele probabiliste aplicate tot mai frecvent astazi.

Literatura de specialitate /1/, /2/, /3/, /4/, evidentiaza ca aproape 20% din numarul foarte mare de baraje luate in considerare (~17.400) din peste 30 de tari ale lumii au suferit deteriorari; 6% au avut avarii grave si cca 2% au fost distruse. Statisticile intocmite, inclusiv de organizatii specializate ale O.N.U. clasifica din mai multe puncte de vedere principalele cauze ale acestor avarii. Dintre acestea cedarea fundatiei, capacitatea limitata a descarcarilor si intr-o masura mai mica rezistenta mecanica insuficienta detin ponderea.

In perioada de executie riscul de aparitie este mare, pagubele asociate fiind inca modeste (1- 6% din costul barajului). In timpul primei umpleri a lacului riscul se mentine in continuare mare (50% din avariile grave sunt in aceasta perioada), pagubele asociate variind de la 25% pana la cateva zeci de ori costul barajului. In timpul exploatarii riscul ajunge sa fie de zeci de ori mai mare fata de cazurile precedente, pagubele asociate atingand insa valoarea maxima.

Ultimii ani au facut posibila publicarea datelor legate de avariile si ruperile barajelor din tara noastra ceea ce a permis o analiza si o opinie publica asupra lor.

Concluzia care se desprinde, tinand cont si de cazurile relativ recente, cel al cedarii barajului Belci (iunie 1991), avaria produsa la amenajarea Teleagd, pe Cris (februarie 1992) sau fisurarea cu o bresa centrala de 2 ..3 m a barajului Cornatesti - Olt (aprilie 1997) este aceea ca desi ne situam in ansamblu sub media mondiala a avariilor se poate face o similitudine cu cazuistica acestora. Aceasta favorizeaza aplicarea si dezvoltarea cercetarilor teoretice si experimentale pentru amenajarile din tara noastra.

Studiile de gospodarirea apelor, privind inundatiile produse de avarierea si ruperea barajelor (inundatii accidentale) reprezinta o **necesitate**, avand in vedere consecintele pe care le pot avea

aceste fenomene asupra zonelor afectate. Semnificativa este atat perioada executiei dar mai ales cea a exploatarii cu parametri ce variaza in timp.

Variabilitatea parametrilor de exploatare, suprapusa cu cresterea gradului de impotmolire a lacurilor, cu "imbatranirea" acestora si a constructiilor aferente fac nu numai necesara dar si **oportuna** intocmirea acestor studii. Ele, desi se pot baza pe o bogata literatura in domeniu nu dispun de o metodologie unitara, care sa reflecte complexitatea fenomenului, ceea ce impune si o dezvoltare a cercetarii specifice.

Prin studiile de gospodarie a apelor privind viiturile accidentale se simuleaza cotele, vitezele si timpii de parcurs ai undei pentru diferite ipoteze de rupere posibile, stabilindu-se zonele inundate si impactul cu mediu. Pe baza lor este posibila o corecta si completa intocmire a planurilor de aparare impotriva inundatiilor, pe bazine hidrografice si in cadrul sistemelor hidrotehnice si a planurilor de avertizare-alarmare a obiectivelor social-economice situate in aval de lacurile de acumulare.

Exista unele reglementari /5/, /6/ legate de apararea impotriva inundatiilor, fenomenelor meteorologice periculoase si accidentelor la constructiile hidrotehnice care stabilesc cadrul unei activitati de interes **national** impusa de implicatiile negative sociale, economice si ecologice pe care aceste fenomene le pot produce. Nu exista o metodologie, norme, normative si/sau recomandari ale unor modele de calcul care sa permita o abordare unitara si completa a inundatiilor accidentale si impactului acestora in mediu. Este acceptata pretutindeni azi ideea ca studiile de gospodarie a apelor privind inundatiile accidentale fac parte din asa numita "strategie de protectie civila" (termenul de protectie civila pare mai adecvat in acest caz decat cel de aparare civila).

Aceste studii au nevoie de o baza de date si informatii, de cercetari teoretice si experimentale care sa faca posibila simularea matematica si fizica a unor fenomene posibile intr-un scenariu dat. Practic sunt necesare : analiza generala a cauzisticii avariilor si determinarea pe aceasta baza a scenariilor posibile ale ruperii; cercetari teoretice de abordare hidrologica si hidraulica a fenomenelor; stabilirea unor metodologii adoptand modele corespunzatoare de calcul al hidrografului ruperii si propagarii undei de viitura; studii pe model fizic care sa faca posibila simularea procesului in ansamblu si de detaliu, confirmarea unor ipoteze si incadrari teoretice, verificarea rezultatelor obtinute (debite, niveluri de inundatie, viteze si timpi de propagare) in multiple variante posibile cu cazurile cunoscute; studii de caz.

Abordarea acestor probleme in cadrul tezei exprima fara indoiala **actualitatea** ei, o continuare si dezvoltare a cercetarilor efectuate de-a lungul anilor in Facultatea de Hidrotehnica din Timisoara, in concordanta cu studiile si cercetarile efectuate pe plan national (AQUAPROIECT ICIM.) si mondial.

BIBLIOGRAFIE

- /1/ --- Avariile constructiilor hidrotehnice, CNA, Studiu de sinteza, 10/1973.
- /2/ --- XX IAHR Congress, vol. II, Moscow, 1983
- /3/ --- Accidente la constructii hidrotehnice, ISPH Bucuresti, 1984
- /4/ --- Dam Failures, Statistical Analysis, Bulletin 99, ICOLD, 1995
- /5/ --- Legea apelor 107/1996
- /6/ --- Legea privind apararea impotriva dezastrelor 124/1995

2. Inundatiile naturale si accidentale

Data fiind diversitatea definitiilor si consideratiilor legate de tematica abordata /1/,/2/, /3/, /4/, /5/ se considera a fi necesare unele precizari asupra conceptului si caracteristicilor inundatiilor, care sa permita o abordare unitara neechivoca a cercetarilor si rezultatelor acestora.

In acest context inundatia reprezinta fenomenul prin care un anumit teritoriu este acoperit de apa ca urmare a ridicarii nivelului acesteia peste cota terenului.

Dintre clasificarile inundatiilor se retine, pentru interesul problemei analizate, pe cea determinata de cauzele care le provoaca:

- inundatii naturale, determinate de un fenomen natural: cresterea nivelului, respectiv a debitului cursurilor de apa in urma precipitatiilor si/sau topirii zapezilor; scurgerea apelor de pe versanti si stagnarea pe anumite terenuri; impiedicarea scurgerii datorita cresterii nivelului in emisar.
- inundatii accidentale, determinate de cauze antropogene deci de actiuni (constiente sau nu) ale oamenilor: amenajari in bazinul hidrografic care pot duce la o amplificare a debitelor maxime naturale; amenajari de albii care stranguleaza sectiunea de scurgere; exploatarea necorespunzatoare a descarcatorilor de ape mari ai lacurilor de acumulare sau declansarea unor fenomene noi prin avarierea sau ruperea constructiilor si sistemelor hidrotehnice, in special a barajelor; alunecarea brusca a versantilor in acumulari; cutremure induse de amenajari.

In cadrul tezei sunt studiate inundatiile provocate in urma unor accidente la baraje singulare sau dispuse in sisteme hidrotehnice.

Aceste inundatii duc la o amplificare de ordinul zecilor sau chiar a sutelor de ori a efectelor produse de inundatiile naturale.

2.1. Efectele produse

Viiturile naturale creaza conditii specifice de cadru natural, aflat in echilibru ecologic. Teoretic, eliminarea lor constituie o interventie, adeseori brutala in echilibrul natural al zonei. Fara indoiala ca nu poate fi promovata ideea conservarii conditiilor naturale de inundabilitate in actiunile de protectie a mediului. Cu atat mai mult o astfel de problema nu poate fi pusa in cazul inundatiilor accidentale, in conditiile in care chiar producerea lor creaza un dezechilibru ecologic /6/. Ca atare nici reducerea efectelor inundatiilor accidentale la cele naturale nu este o solutie.

Impactul inundațiilor accidentale cu mediu este de scurta durata (actiune pe termen scurt), raspunsul acestuia (consecintele) este insa pe termen lung.

In toate cazurile se impune o analiza a modului in care functiile ecologice ale zonelor potential inundabile se modifica, dispar si apar altele noi.

Masele de apa imense antrenate in avalul sectiunii de rupere, la inaltimi ce pot depasi pe cele ale caselor de tara si la viteze de cateva zeci de ori mai mari decat cele ale scurgerii medii naturale produc importante **efecte ecologice** asupra mediului, intr-o zona extrem de intinsa, mult peste cea potential inundabila natural. Scurgerea de siroire pe suprafete mari antreneaza cantitati importante de substante poluante de la suprafata solului, prin inundarea depozitelor de reziduuri, a canalizatorilor, a statiilor de epurare, putand produce o poluarea bacteriologica inexistentă intr-un spatiu hidrografic amenajat, la o viitura naturala. In aceste conditii sunt evidente consecintele asupra folosintelor de apa, in special a celor care impun limite stricte din punct de vedere sanitar (alimentarea cu apa a populatiei, a industriilor alimentare, etc.). Ulterior producerii viiturilor accidentale este favorizata intr-o mare masura aparitia de boli endemice, create prin vectori purtatori (tantari, melci), a caror raspandire este strans legata de mediul acvatic specific (ape statatoare sau curgatoare cu viteze mici, zone mlastinoase, canale napadite de vegetatie).

Modificarea biotopului zonelor inundate determina dezvoltarea nu numai a vectorilor purtatori ci si a altor organisme, influentand conditiile de viata ale animalelor (pasari, pesti mamifere insectivore).

Alunecarile de teren, depunerile solide in avalul acumularilor cu grad ridicat de impotmolire sunt alte efecte ale inundațiilor accidentale asupra mediului ce trebuiesc luate in considerare. Daca in cazul inundațiilor naturale depunerile din albia majora pot avea un efect fertilizant, in cazul inundațiilor accidentale, efectele, atat cel direct cat si cele secundare sunt in general inverse (grosimea si extinderea depunerilor fiind mult mai importanta).

Consecinte indirecte au inundatiile si asupra apelor subterane. Inundatiile naturale periodice au adesea functia de improspatare a rezervelor de apa subterana din lunca fiind frecvent utilizate pentru alimentariile cu apa. In contrast, inundatiile accidentale, prin ridicarea nivelului apelor subterane si peste cota teren determina un exces de umiditate chiar si in zone neafectate direct de scurgerea de suprafata, cu efecte negative asupra recoltelor, subsolurilor cladirilor, terenurilor de fundatie, etc.

Efectele ecologice ale inundațiilor, in general si a celor accidentale, in special trebuie sa constituie in consecinta unul dintre criteriile de intocmire a schemei de amenajare a unui bazin

(subbazin) hidrografic, de amplasare a obiectivelor si de luarea unor masuri specifice in zonele ce pot fi afectate.

Efectele sociale negative legate de inundatiile accidentale, greu de cuantificat sunt cu mult mai grave decat cele legate de inundatiile naturale si acestea de multe ori dezastruoase. Ecartul lor este extrem de larg, de la intreruperea activitatii normale, distrugerea de bunuri (valori culturale), la evacuarea populatiei din zonele calamitate, cu starea de panica creata, la inregistrarea unor imbolnaviri, chiar epidemii, subnutritie in zonele sinistrate, pana la pierderea de vieti omenesti. In acelasi timp efectele ecologice pot prelungi in timp consecintele negative, determinand efecte sociale suplimentare.

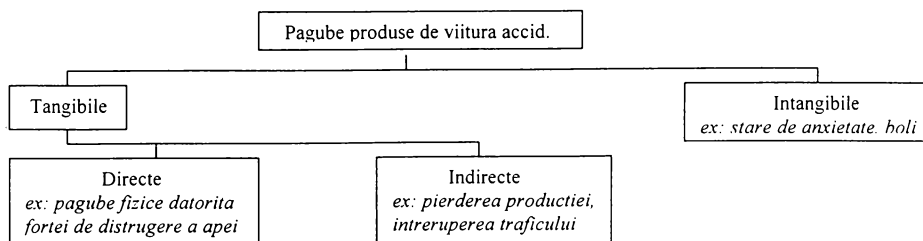
Desi in 1986 intr-o comunicare prezentata la Simpozionul de gospodarirea apelor de la Resita /7/ se atragea atentia asupra efectelor nefavorabile ecologice, sociale si economice ale inundatiilor accidentale in impact cu mediu, in 1987 aparand si primele reglementari ale CNA, iar in 1992 Hotararea de Guvern (615) care aproba regulamentul de aparare impotriva inundatiilor, putine dintre amenajarile existente dispun de studii corespunzatoare. Strans legate de aceste studii sunt si masurile, intregul concept ce se impune pentru realizarea unor sisteme moderne informationale, de avertizare-alarmare, organizarea si functionarea serviciilor de specialitate, precum si instruirea populatiei din zonele potential afectate.

Alaturi de efectele ecologice si sociale trebuie luate in considerare **efectele economice** produse de inundatiile accidentale determinate de distrugerea cladirilor, spatiilor comerciale, industriale si agricole, podurilor si soselelor, barajelor si structurilor asociate, transporturilor, raurilor.

Efectele ecologice, sociale si economice pot fi materializate prin pagube.

2.2. Pagube si evaluarea lor

O clasificare a categoriilor pagubelor a fost data de Ward (1978) si este redata in schema de mai jos /8/.



Marimea pagubelor depinde de:

- gradul de dezvoltare socio-economica si densitatea populatiei in teritoriu afectat;
- caracteristicile undelor de viitura: debite, niveluri, volume, durata, viteza de deplasare, inaltimea coloanei de apa, lungimea si grasimea stratului de depuneri.

Este necesara o analiza a marimii pagubelor potentiale (pagube provocate de o inundatie accidentala intr-un moment viitor t la gradul de dotare al zonei afectate in acel moment).

$$P = P_0 (1+r)^t \quad (2.1)$$

unde: r - ritmul de dezvoltare al zonei

P_0 - paguba actuala

Fora de distrugere a undeii de viitura se modifica pe masura ce unda se deplaseaza in aval.

In apropierea barajului unde adancimile apei si vitezele sunt mari, pagubele sunt severe. Cladirile, podurile, copacii, autovehiculele sunt spalate de viitura lasand in urma o suprafata devastata. In raportul lui Jessup (1964) legat de ruperea barajului Baldwin Hills, Los Angeles, 1963, viitura "a distrus 100 de blocuri de locuit; a sapat canale in strazi; a inecat conductele de canalizare, gaz si drenurile; a dizlocat liniile electrice si telefonice. Casele cele mai apropiate de baraj s-au dezintegrat pur si simplu si au disparut cand unda de viitura le-a lovit cu toata puterea." Gerard (1985) precizeaza ca un martor ocular la dezastrul produs prin ruperea unui baraj in Partea de nord a Tarii Galilor, 1925, a descris fenomenul in urmatoarea maniera: "O avalansa de apa s-a abatut in aval peste sat. Impreuna cu ea a venit o canoada de blocuri de piatra imense. Cateva dintre acestea au fost estimate ulterior la o greutate de 20 tone fiecare. ... Multe case au disparut. Nu a ramas nimic din Macho Terrace ingropat sub sute de tone de roca."

In aval de baraj puterea de distrugere a viiturii scade, producand pagube fara insa a face sa dispara cladiri. " O parte din case au fost spalate, iar camerele au fost inundate pana la tavan." (Harrison, 1864, descriind ruperea barajului Dale Dyke in Sheffield).

Exista de asemenea zone unde viteza apei este suficient de mica pentru a nu produce nici o paguba. *In aceste zone* adancimea apei si cantitatea de depuneri sunt principalii factori care se iau in considerare pentru determinarea viiturii. Un martor ocular care se gasea la 12 mile aval de acumulare Lawn Lake in momentul ruperii barajului spunea ca "raul abia a inceput sa se umfle - nu a existat nici un zid de apa " (Jarrett & Costa, 1986).

Aceste trei categorii de pagube sunt numite in literatura de specialitate:

- Distrugere totala
- Distrugere partiala
- Pagube datorate numai inundatiei

Definirea zonelor afectate de viitura (fig.2.1) se poate face pe baza parametrilor scurgerii obtinuti din rularea unui model si a topografiei vaili utilizand una din metodele:

- evaluare pe baza cercetarilor deja realizate;
- modelare;
- abordare teoretica;
- utilizarea informatiilor obtinute din cederile petrecute in trecut.

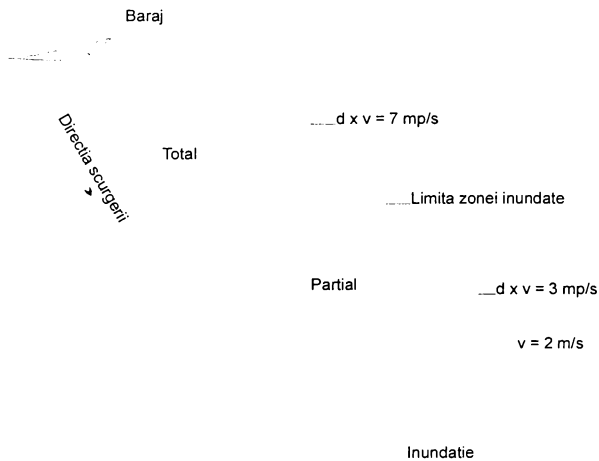


Figura 2.1 - Zonele afectate de viitura rezultata in urma ruperii barajului

Rezultatele lui Black (1975) (fig.2.2) au fost obtinute in urma unei cercetari teoretice. El considera efectele plutirii, presiunii hidrostatice si dinamice asupra a 4 tipuri de cladiri (un nivel, un nivel cu demisol, doua nivele, doua nivele cu demisol), avand in vedere combinatii ale adancimii si vitezei apei.

Curbele USACE (US Army Corps of Engineers) (fig.2.2) sunt construite pentru cazul scurgerilor ce ating viteze de pana la 3 m/s, presupunand ca o cladire va fi spalata de apa cand apa depaseste o

anumita valoare (aprox. 1,9 m/s pentru o cladire cu un nivel si 2,3 m/s pentru o cladire cu 2 nivele). Ex: la o adancime de 10 m a apei si o viteza de 1 m/s cladirea nu va ceda.

Combinatia propusa (fig.2.2) pentru definirea nivelului pagubelor in UK este *produsul dintre adancimea apei intr-un punct (d) si viteza medie in sectiune (v)*. Viteza tinde sa varieze cu adancimea de apa, iar pe mijlocul vaii apare adancimea si viteza cea mai mare. Acest factor ia in considerare, in parte, variatia vitezei in sectiunea transversala si foloseste o medie a vitezei in sectiune.

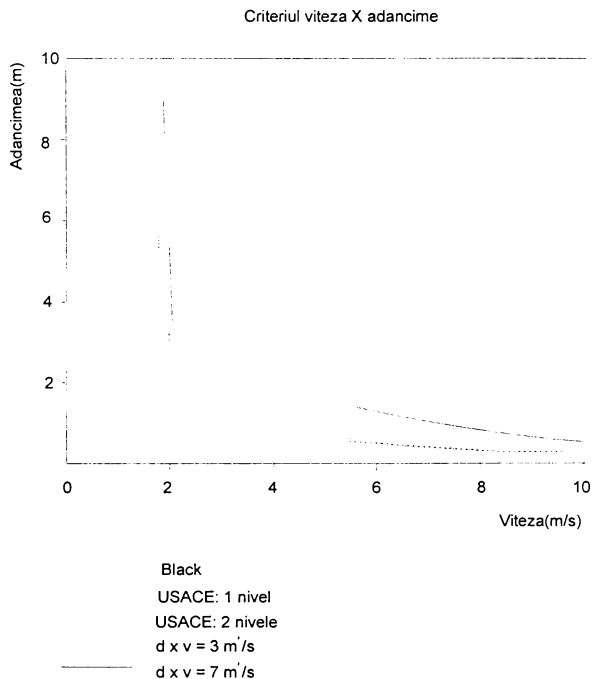


Figura 2.2 - Criterii de comparare a zonarii suprafetelor afectate de unda de rupere

Studiile de caz au produs limite pentru stabilirea celor trei zone care concorda cu rezultatele obtinute de unii cercetatori. Criteriul recomandat pentru estimarea nivelelor pagubelor este:

- Distrugere totala $v > 2 \text{ m/s}$ (2.2)
 $d \times v > 7 \text{ m}^2/\text{s}$

- Distrugere partiala $v > 2 \text{ m/s}$ (2.3)
 $3 \text{ m}^2/\text{s} < d \times v < 7 \text{ m}^2/\text{s}$

- Inundatii $v < 2 \text{ m/s}$ (2.4)
 $d \times v < 3 \text{ m}^2/\text{s}$

In cursul lunii iulie 1997 in bazinul hidrografic Barzava s-au produs doua inundatii ce au pus in pericol siguranta amenajarii hidrotehnice. Din fericire cele trei baraje cuprinse in amenajare nu au cedat, cu toate acestea efectele inundatiilor au fost destul de grave.

- In perioada 06.07-24.07.1997 consecintele inundatiei au fost: case avariate-10, case si gospodarii inundate-35, strazi inundate-6.

Caracteristicile inundatiei sunt adancimea apei $d=1,6\text{m}$ si viteza medie in sectiune $v=2,7\text{m/s}$ si au fost preluate din Raportul din august 1997 al Comisiei judetene Caras-Severin de Aparare impotriva Dezastrelor si din Studiul privind inundatiile produse de ruperea barajelor Gozna, Valiug, Secu si Trei Ape (UPT 119/95).

Analizand efectele inundatiei si produsul $d \times v = 4,32 \text{ m}^2/\text{s}$ putem admite ca zona afectata este o zona distrusa partial, in conformitate cu criteriul recomandat in UK.

- In perioada 25.07-30.07.1997 s-a produs o a doua inundatie in aceeaasi zona.

Consecintele ei au fost: persoane evacuate-15, case spalate de ape-65, ziduri de sprijin distruse-300m, alunecari de teren-100 cazuri, autovehicule duse de ape-40.

Adancimea apei (d) n-a atins 2m, iar viteza medie in sectiune $v = 4,1 \text{ m/s}$.

Avand in vedere consecintele inundatiei si produsul $d \times v = 8,2 \text{ m}^2/\text{s}$ se poate admite ca zona afectata de o astfel de inundatie este o zona de distrugere totala, in conformitate cu acelasi criteriu.

Datele obtinute in urma inundatiilor ce au avut loc in 1997 in mai multe zone din tara permit extinderea cercetarilor efectuate pe un bazin hidrografic, la nivel national.

O apreciere valorica extrem de dificila este cea a victimelor umane. Problema ce nici nu putea fi pusa in anii anteriori poate fi solutionata in moduri diferite.

In estimarea potentialului pierderilor de vietii omenesti in urma ruperii unui baraj trebuie parcurse 3 etape de baza:

- determinarea populatiei supusa riscului;

- estimarea lungimii si efectului timpului de avertizare;
- evaluarea mortalitatii.

Evaluarea populatiei supusa riscului (PAR) ar trebui facuta luand in considerare locuitorii cu statut permanent sau temporar ai zonelor afectate.

Conversia numarului de locuitori supusi riscului (PAR) in numar de vieti potential a fi pierdute (LOL) in cazul unui anumit scenariu de rupere este dificila. Un numar de factori influenteaza relatia dintre acestea, cel mai important fiind avertizarea prin perioada dintre momentul avertizarii si momentul producerii evenimentului.

US Bureau of Reclamation (USBR) a analizat consecintele ruperii a 24 de baraje comparand pierderile de vieti omenesti inregistrate cu timpul de avertizare disponibil. Concluzia la care au ajuns a fost ca o reducere importanta a mortalitatii se produce in cazul in care timpul de avertizare este mai mare decat 1,5 ore. Cu un timp de avertizare mai scurt de 1.5 ore orice evacuare este putin probabil sa fie dusa complet la capat. Este evident ca evacuarea depinde de planurile de avertizare-alarmare si eficacitatea serviciilor de urgenta.

Relatiile recomandate de USBR sunt:

- pentru timpul de avertizare mai mic de 1.5 ore

$$LOL = PAR^{0.60} \quad (2.5)$$

unde: LOL - media numarului de morti

PAR - numarul locuitorilor supusi la risc

- pentru timpul de avertizare mai mare de 1.5 ore

$$LOL = 0,0002 PAR \quad (2.6)$$

Aceste relatii au un grad mare de aproximatie dar cel putin dau o valoare orientativa a pierderilor in conditiile in care la noi in tara nu exista date care sa permita elaborarea unui procedeu propriu.

Valoarea in bani a unei vieti a fost calculata prin diverse metode care au la baza doua concepte. Unul utilizeaza "veniturile pierdute" datorita unei morti premature, iar celalalt "dorinta de a plati" cu scopul reducerii consecintelor unei morti premature.

Un sistem specific de asigurari pentru locuitorii cu domiciliul in zonele potential afectate de inundatiile accidentale trebuie introdus si la noi in tara. Acesta poate sa aiba in vedere protectia sociala a locuitorilor, diferenziata poate doar in functie de varsta.

Exista o opinie conform careia nu trebuie admisa pierderea nici macar a unei vietii. Daca aceasta opinie ar fi acceptata nici un baraj nu ar fi permis. Nici un baraj si nici o structura nu poate avea probabilitatea de cedare egala cu zero. Oamenii risca si accepta riscurile in fiecare zi; nu este posibil sa-l elimini. Incercarile de a-l elimina in cazul acumularilor investind in scheme de siguranta a barajelor foarte costisitoare si nejustificate ar diminua disponibilitatea fondurilor pentru alte programe de salvare. De aceea este nevoie de o metoda pentru a stabili ce programe de siguranta a barajelor ar trebui realizate si carui program ar trebui sa i se acorde prioritate. Este de preferat ca pentru un anumit program de siguranta a barajului vietile care sunt periclitate sa fie estimate in functie de costul la care se ridica salvarea lor. Ideal ar fi sa se compare cheltuielile care se fac pentru siguranta barajului cu cheltuielile prevazute de alte programe care au scopul de a reduce riscul mortalitatii (ex: programe de sanatate, imbunatatirea soselelor in scopul reducerii accidentelor).

Pentru stabilirea pagubelor este necesara o analiza la nivelul fiecarei amenajari. La evaluarea pagubelor produse de inundatiile accidentale se recomanda utilizarea unor metode directe, ce implica o evaluare analitica laborioasa a obiectivelor inundabile si stabilirea unor corelatii intre pagube si parametrii curgerii.

Valoarea pagubei:

$$P = P(\text{tipul zonei afectate de viitura accidentala, obiectivele aferente zonei}) \quad (2.7)$$

unde: $\text{tipul zonei afectate de viitura accidentala} = f(N, Q, d, T)$

N - nivelul apei;

Q - debitul corespunzator;

d - durata de inundare;

T - momentul calendaristic.

In UK estimarea valorica a pagubelor potenziale se face in functie de nivelul detaliilor cerute pentru un anumit studiu de inundabilitate. Sunt utilizate una din urmatoarele 3 metode pentru

calcularea pagubei potientiale cu indici diferiti pentru fiecare zona (de distrugere totala, de distrugere partiala si inundata).

- *Metoda 1:* zona probabil a fi inundata este reprezentata pe o harta in urma unei sondari rapide a terenurilor afectate (Estimarea hectarelor de teren aflate in calea viiturii si principalele categorii de cladiri existente).
- *Metoda 2:* reprezentarea pe harta a zonei probabil a fi inundata si numarul principalelor tipuri de cladiri (case de locuit, magazine, spatii comerciale si fabrici).
O investigare la fata locului ar trebui in mod normal realizata.
- *Metoda 3:* trasarea zonei probabil a fi inundate pe harta si numarul principalelor proprietati pe sub-tipuri (stilul de case, tipul de fabrica)

Investigarea la fata locului este recomandata. Principalele cladiri sunt inventariate.

Indicii de cost pentru zonele afectate sunt revizuiti tinand cont de inflatie si actualizati avand in vedere schimbarile intervenite in starea cladirilor in timp.

Evaluarea inundatiilor produse in vara anului 1997, in Romania, face posibila si la noi stabilirea unor indici pe zone de distrugere. Aplicarea unei metodologii similare, simpla si eficienta devine operanta in masura in care se dispune de planuri de detaliu ale teritoriului (programul GIS).

2.3. Impactul cu mediu /9/, /10/, /11/, /12/, /13/, /14/, /15/, /16/

Metodologia de elaborare

Se propune urmatoarea etapizare a elaborarii unui studiu de impact pentru obiective specifice de gospodarie a apelor:

- Amenajarea de gospodarie a apelor. Descriere. Caracteristici (actuale si ale dezvoltarii propuse) cantitative si calitative.
- Functionarea sistemului de gospodarie a apelor in cazul problemei analizate (inundatii accidentale).
- Actiunile sistemului de gospodarie a apelor asupra mediului.
- Conditiiile specifice de mediu existente, inainte si dupa implementarea amenajarii.
- Solutii alternative pentru obiectivele propuse (daca este cazul).
- Costurile si analiza costului/beneficiu de mediu.
- Evaluarea impactului.
- Luarea deciziei pe baza unui sistem unic de comparatie.

Schema de evaluare

O schema posibila de evaluare a impactului asupra mediului determinat de inundatiile accidentale poate consta in:

- enumerarea si estimarea cantitativa (de marime) a efectelor directe (de ordin I) asupra mediului (apa, aer, sol, subsol, peisaj, patrimoniu, populatie);
- aprecierea (identificarea) si estimarea cantitativa a efectelor indirecte (de ordin II), posibile;
- estimarea calitativa (de importanta) a efectelor.

Se studiaza aplicarea adecvata a teoriei jocurilor strategice la impactul inundatiilor accidentale asupra mediului.

Schema necesara realizarii unei evaluari globale a impactului inundatiilor accidentale asupra mediului este data de sintetizarea rezultatelor, utilizand matricea [1] a costurilor C_{ij} (pagube, asigurari, etc.), avand pe linie actiunile (n) exercitate asupra mediului prin ruperea barajului, iar pe coloana, efectele (m), pozitive sau negative determinate de aceste actiuni asupra factorilor de mediu (aer, apa, sol, subsol, peisaj, patrimoniu, populatie).

Actiunile specifice determinate de inundatiile provenite din cedarea (avarierea si/sau ruperea) unor baraje (dispuse pe linie) pot fi:

- inundarea anumitor suprafete cu modificarea biotopului zonelor respective;
- modificarea regimului hidric;
- eroziuni si sedimentari;
- modificari hidrogeologice si geologice (activitati tectonice, seisme induse, etc.);
- modificari ale solului (alunecari de teren, pierderea stabilitatii versantilor);
- modificari hidrografice si in gospodarierea resurselor de apa;
- acumulari de materiale degradabile la contactul cu solul;
- inundarea canalizarilor, statiilor de epurare;
- schimbari ale caracteristicilor calitative ale apelor;
- intreruperea unor activitati economice, sociale, etc.

Efectele ecologice (dispuse pe coloana) produc modificari negative (pozitive):

- in caracteristicile fizico-chimice ale elementelor mediului (apa, aer, sol, subsol) prin antrenarea de substante poluante de la suprafata solului, prin antrenarea de reziduuri;
- prin poluare bacteriologica asupra alimentariilor cu apa a populatiei, industriilor alimentare;

- in conditiile biologice (flora, fauna);
- prin consecintele indirecte asupra fertilizarii solului inundat cu depuneri, asupra recoltelor, subsolurilor cladirilor, terenurilor de fundatie, etc.;
- in interesele umane si sociale (intreruperea activitatilor normale, distrugerii de bunuri si valori culturale, starea de panica si evacuarea populatiei, aparitia ulterioara a unor boli endemice, subnutritie in zonele sinistrate si chiar pierderi de vietii omenesti).

$$[1] = \begin{array}{c|cccc} & \text{actiuni} & 1 & 2 & \dots & i & \dots & n \\ \text{efecte} & & & & & & & \\ \hline 1 & & & & & & & \\ 2 & & & & & & & \\ \vdots & & & & & & & \\ j & & & & & & & C_{ij} \\ \vdots & & & & & & & \\ m & & & & & & & \end{array}$$

$$\left(\sum_{j=1}^m C_{ij} \right)_{i=\text{constant}}$$

Costurile (C_{ij}) reprezinta interdependenta valorica dintre actiuni si efectele asupra mediului inconjurator, stabilite intr-un sistem unitar.

Se acorda fiecarui element un coeficient de pondere ($p = 1, \dots, 10$) in functie de importanta lui, formandu-se o noua matrice [2].

$$[2] = \begin{array}{c|cccc} & \text{actiuni} & 1 & 2 & \dots & i & \dots & n \\ \text{efecte} & & & & & & & \\ \hline 1 & & & & & & & \\ 2 & & & & & & & \\ \vdots & & & & & & & \\ j & & & & & & & p_{ij} C_{ij} \\ \vdots & & & & & & & \\ m & & & & & & & \end{array}$$

Efectele actiunii "i" asupra mediului vor fi date de relatia:

$$E_i = \sum_{j=1}^m p_{ij} C_{ij} \quad (2.8)$$

unde: $j=1,2,\dots,m$

$i = \text{constant } (\forall i=1,2,\dots,n)$

Un anumit efect "j", determinat de suprapunerea actiunilor exercitate asupra mediului de obiectivul hidrotehnic este dat de relatia:

$$E_j = \sum_{i=1}^n p_{ij} C_{ij} \quad (2.9)$$

unde: $i=1,2,\dots,n$

$j = \text{constant } (\forall j=1,2,\dots,m)$

Evaluarea cumulativa stabileste marimea si importanta influentelor inundatiilor accidentale. Efectul global al actiunilor exercitate de catre obiectivul hidrotehnic, respectiv fenomenul considerat (inundatii accidentale) este dat de relatia:

$$E_{ij} = \sum p_{ij} C_{ij} \quad (2.10)$$

unde: $i=1,2,\dots,n$

$j=1,2,\dots,m$

Aceasta evaluare permite o confruntare a opiniilor divergente, o urmarire a rationamentului parcurs si o decizie corespunzatoare.

In cazul unor studii de impact se poate pune problema analizei unor alternative (variante) pentru diferite solutii de eliminare a efectelor actiunilor. Se utilizeaza matricea [3] a costurilor (ΣC_{ij}) a fiecarei actiuni "i" pe variante (v), in care pe linie sunt trecute actiunile iar pe coloana variantele.

[3] =

actiuni \ variante	1	2	i	n
1	$(\Sigma C)_{ik}$					
2						
k						
v						

20.528
366 A...

Dand fiecarui element $(\Sigma C_j)_{ik}$ un coeficient de pondere $p_{ik} \in (0,1 \quad 1,0)$ functie de importanta lui, matricea [3] va deveni matricea [4].

[4] =

<i>actiuni</i>	1 2 i n
<i>variante</i>	
1	$p_{ik}(\Sigma C_j)_{ik}$
2	
k	
v	
v	

Varianta optima va fi cea pentru care $[\Sigma p_{ik} (\Sigma C_j)_{ik}]_{optim}$ este minima.

Schema de evaluare a impactului asupra mediului a amenajarilor hidrotehnice poate fi utilizata pentru orice tip de obiectiv si in orice faza de existenta (constructie si functionare) a acestuia, ca si pentru ansamblul amenajarii. Determinanta este corectitudinea (principiile si considerentele de baza) in stabilirea actiunilor specifice si a efectelor ecologice. Functie de marimea acestora si de aprecierea ponderii lor ca importanta se obtin rezultatele de evaluare a impactului. Pe aceasta baza se pot lua deciziile corespunzatoare, se pot efectua corectii asupra marimii oricarei influente sau pur si simplu se poate face o analiza obiectiva a unor concluzii diferite obtinute de experti, utilizand aceeasi schema. Metodologia poate fi utilizata in masura in care se dispune de un sistem informational si de banca de date corespunzatoare pentru cuantificarea valorica a efectului fiecarei actiuni in parte.

BIBLIOGRAFIE

- | | |
|-----------------------------|---|
| /1/ M. Selarescu, M. Podani | Apararea impotriva inundatiilor, Ed. Tehnica, Bucuresti, 1993 |
| /2/ V. Chiriac, s.a. | Prevenirea si combaterea inundatiilor, Ed. Ceres, 1980 |
| /3/ Gh. Cretu | Economia apelor, Ed. Didactica si Pedagogica, 1976 |
| /4/ I. Teodorescu, s.a. | Gospodarirea apelor, Ed. Ceres, 1973 |
| /5/ --- | Water Resources Management, vol.1, nr.3/1987 |

- /6/ Gh. Cretu Impactul amenajarilor hidrotehnice in perioada viiturilor accidentale cu mediu, Conf. Nat. "Sisteme hidro in impact cu mediu", Timisoara-Resita, XI'91
- /7/ Gh. Cretu Necesitate si posibilitate de studiu la apararea unei localitati de inundatii accidentale, Simpozion OGA Resita, 1986
- /8/ --- Estimation of flood damage following potential dam failure: Guidelines, Binnie & Partners, UK, March 1991
- /9/ M. Ratiu, C. Constantinescu Comportarea constructiilor si amenajarilor hidrotehnice, Ed. Tehnica, 1989
- /10/ C. Rosu, Gh. Cretu Evaluarea impactului asupra mediului al inundatiilor accidentale, contract 118/95 ICIM Bucuresti
- /11/ Gh. Cretu, C. Rosu Impactul in mediu al sedimentelor determinate de ruperea barajelor de pe Birzava Superioara, Zilele Academice, Timisoara, V' 93
- /12/ C. Rosu Schema teoretica a unei evaluari globale a impactului inundatiilor accidentale asupra mediului, Colocviu "Amenajari hidro in spatiul Caras-Severin" Semenice, VI'95
- /13/ C. Rosu, Gh. Cretu, Gh. Lazar Investigarea si cuantificarea consecintelor inundatiilor produse de ruperea barajelor de pe Birzava, Colocviu "Amenajari hidro in spatiul Caras-Severin", Semenice, VI'95
- /14/ E. Constantinescu Continutul studiilor de impact ecologic pentru amenajari hidrotehnice, Mediul inconjurator, vol. II, nr.3-4/91
- /15/ M.B. Popescu Evaluarea impactului asupra mediului, note R.A. Apele Romane, Bucuresti, 1995
- /16/ --- Legea protectiei mediului 137/1995

3. Siguranta si risc in amenajarile de gospodarire a apelor

3.1. Gradul de protectie si riscul de inundare in gospodarirea apelor mari /1/, /2/

Utilizarea inconsecventa (si nu rareori gresita) a conceptului de probabilitate-asigurare, risc-siguranta in gospodarirea apelor in general si a apelor mari, in special, fundamental insa in tema abordata face necesare cateva precizari.

Apele mari sunt fenomene supuse unor legi statistice. Principial deci nu se pot realiza amenajari de gospodarire a acestor ape care sa prezinte siguranta absoluta. De aceea efectul de combatere a inundatiilor se realizeaza cu o anumita probabilitate. In practica se utilizeaza impropriu si notiunea hidrologica de asigurare a debitului maxim introdus in calcul, desi aici este vorba de probabilitatea de realizare a unui anumit efect de gospodarire a apelor.

Gradul de protectie (siguranta) sau gradul de aparare impotriva inundatiilor este dat de probabilitatea de nedepasire a debitelor maxime admise sau de probabilitatea de neinundare, data de relatia:

$$F = \text{prob} (Q_{viitura} \leq Q_{max \text{ admis}}) \quad (3.1)$$

Riscul de inundare, putand fi considerat ca un grad de asigurare a debitului maxim admis (din coditia de neinundare de pilda) se poate exprima prin probabilitatea de depasire a debitelor maxime admise sau probabilitatea de inundare, prin relatia:

$$P = \text{prob} (Q_{viitura} > Q_{max \text{ admis}}) \quad (3.2)$$

Evident ca:

$$F + P = 1 \quad (3.3)$$

De aceea, debitul maxim cu asigurarea P (ex. $P = 1\%$) la care este dimensionata o constructie hidrotehnica nu poate exprima nici macar simbolic gradul de aparare impotriva inundatiilor (gradul de siguranta), desi conventional asa este utilizat in practica. Acesta este dat de valoarea lui F (in ex. dat $F = 99\%$).

Probabilitatea ca debitul maxim cu asigurarea (anuala) P sa apara cel putin o data in cei n ani de existenta a lucrarii (riscul de inundare) este:

$$P_n = 1 - (1 - P)^n = 1 - (1 - 1/T)^n \quad (3.4)$$

unde: T - perioada de repetare fara a implica o anumita regularitate succesiva in producerea fenomenului.

Probabilitatea ca inundarea sa nu aiba loc in cei n ani de existenta (gradul de aparare, protectie, siguranta) este:

$$F_n = (1 - P)^n \cong e^{-nP} \quad (3.5)$$

Stabilirea probabilitatilor de satisfacere a cerintelor de aparare impotriva inundatiilor naturale poate fi facuta prin doua tipuri de metode, principial distincte:

1. metoda gradului de aparare normat /3/, /4/, functie de clasa de importanta a obiectivului aparat (Tabelul 3.1);

Tabelul 3.1 - Probabilitatile de calcul

Clasa de importanta	I	II	III	IV	V
prob. de dimens.	0,1	1,0	2,0	5,0	10,0
verificare	0,01	0,1	0,5	1,0	3,0

2. metoda analizei comparative tehnico-economice in care probabilitatea de inundare este justificata prin sporirea veniturilor medii sau prin eliminarea pagubelor concentrate.

In ceea ce priveste prima metoda, prescriptiile se refera la debite maxime care se formeaza pe cursurile de apa in conditii naturale nu si la cele modificate prin amenajarile de gospodarie a apelor mari, desi se aplica prin extindere si pentru regimul de curgere modificat. Diferentierea dintre cele doua valori ale probabilitatii de calcul, cea de dimensionare si cea de verificare se face numai in ceea ce priveste siguranta constructiilor si nu se refera la efectul de combatere a inundatiilor.

Astfel, in ipoteza unei scheme de combatere a inundatiilor prin atenuarea undelor de viitura, probabilitatile de dimensionare si verificare se iau in considerare pentru proiectarea barajului, pentru efectul de combatere a inundatiilor pe terenurile aparate, indicandu-se numai probabilitatea de calcul (probabilitatea de verificare nemaiaavand sens in acest caz).

In gospodaria apelor mari se ridica in mod special problema sigurantei constructiilor hidrotehnice incluse in schema de amenajare. Spre deosebire de celelalte ramuri ale gospodarii apelor in care depasirea probabilitatilor de calcul afecteaza exclusiv folosintele, in gospodaria apelor mari depasirea unei anumite probabilitati afecteaza insasi siguranta constructiei.

Calculul de gospodarie a apelor mari pentru combaterea efectelor daunatoare ale viiturilor stau la baza studiului schemei de amenajare a unui bazin sau subbazin hidrografic. Calculele de gospodarie a apelor mari pentru siguranta constructiilor sunt necesare pentru studiul schemei hidrotehnice a diferitelor lucrari cuprinse in schema de amenajare (in special a descarcatorilor).

In ceea ce priveste stabilirea probabilitatilor de satisfacere a cerintelor de aparare prin metoda analizei tehnico-economice se subliniaza faptul ca aceste probabilitati rezulta in urma analizei si nu sunt impuse apriori prin prescriptii (ca in prima metoda, cea a gradului de aparare normal). Analiza tehnico-economica poate indica si teoretic cerinte de aparare diferite, deci si probabilitati de calcul distincte pentru obiective care conform prescriptiilor se incadreaza in aceeasi clasa de importanta.

In cazul viiturilor accidentale nu poate fi vorba de o anumita probabilitate de repetare ce caracterizeaza viiturile naturale. Viiturile accidentale nu sunt luate in considerare la dimensionarea sau verificarea amenajarilor de gospodarie a apelor. Date fiind proportiile deosebite ale undelor accidentale precum si efectele lor care au obisnuit un caracter catastrofal, studiile de "gospodarie a apelor mari accidentale" (dupa /5/ a apelor mari formate in conditii extraordinare) trebuie sa cuprinda o evaluare a riscului de cedare a constructiilor hidrotehnice si a modului de formare si de propagare a acestor unde in vederea luarii unor masuri corespunzatoare de precautie. Intre acestea se inscriu masurile de urmarire a comportarii in timp a acumularilor si constructiilor, cele de avertizare-alarmare dar si unele masuri constructive si de exploatare adecvata (descarcatori cu functionare limitata, descarcatori de siguranta, dirijari partial controlate ale undelor).

Daca se defineste gradul de siguranta si riscul de inundare la inundatii accidentale prin probabilitatea de nedepasire, respectiv de depasire a debitelor (3.1) si (3.2) in care $Q_{viitura} = Q_{rupere}$, acestea trebuiesc puse in legatura cu siguranta constructiilor hidrotehnice (a barajelor in special). Ca metode de stabilire a probabilitatilor de risc si aparare la inundatii accidentale pot fi studiate:

a) metoda analizei tehnico-economice urmarind optimizarea strategiilor decidentului (aplicarea adecvata a teoriei jocurilor) /6/

Algoritmul de calcul:

- se calculeaza cheltuielile corespunzatoare strategiilor decidentului pentru diferite grade de siguranta a barajului la diverse programe de cheltuieli;

Observatie: Programele de cheltuieli se refera la programe de cheltuieli ce includ siguranta barajului si/sau programe de alta natura pentru reducerea pagubelor si salvarea de vieti

$$C_{j,i} = \sum_{n=1}^{n=3} P_{i,n} + C_j \quad (3.6)$$

- unde: $n = 1, 2, 3$ zone distrusa total, partial, inundata
 $P_{i,n}$ paguba pentru programul i din zona afectata de viitura accidentala
 C_j valoarea cheltuielilor in amenajare corespunzatoare strategiei j

- se construiește matricea jocului

$$M = \begin{array}{c|ccc} & \text{Programe chelt} & N_1 & \dots & N_i & \dots & N_N \\ \hline \text{Strat. ale decid.} & & & & & & \\ \hline S_1 & & C_{11} & \dots & C_{1i} & \dots & C_{1N} \\ S_j & & C_{j1} & \dots & C_{ji} & & C_{jN} \\ & & \vdots & & & & \\ S_M & & C_{M1} & \dots & C_{Mi} & \dots & C_{MN} \end{array} \quad (3.7)$$

- obiectivul jocului este acceptarea strategiei cu cheltuieli minime.

b) metoda sigurantei constructiilor hidrotehnice

$$P, F = f(P_c) \quad (3.8)$$

unde: P_c - probabilitatea de cedare a barajului

3.2. Risc si siguranta in constructiile si sistemele hidrotehnice /7/, /8/, /9/, /10/, /11/

3.2.1. Risc. Probleme generale.

Problema riscului este esentiala in domeniul constructiile si amenajarile hidrotehnice datorita valorilor materiale mari si consecintelor pe care acestea le au asupra mediului, asupra structurilor socio-economice, asupra vietii oamenilor. Riscul rezulta din insuficienta cunoastere a datelor de

baza, din imperfectiunea metodelor teoretice si experimentale, a tehnologiei, din evaluarile aproximative a conditiilor viitoare de exploatare, din prognozele conditiilor de mediu care nu pot include fenomene cum sunt precipitatiile extraordinare, eruptiile vulcanice, cutremurele, alunecarile de teren, meteoritii. El este de obicei estimat prin multiplicarea probabilitatii evenimentului, cu consecintele lui.

Datorita intelesurilor diferite si implicatiilor negative se considera necesara definirea in lucrare a catorva concepte legate de risc (Fig. 3.1)

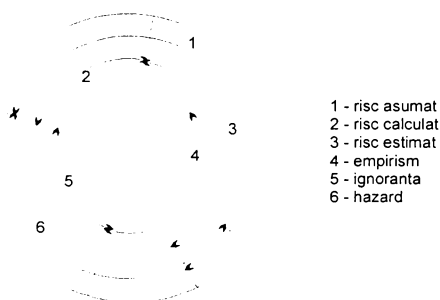


Figura 3.1 - Relatia dintre factorii de risc

- *risc global sau asumat* (constituit din cel calculat si cel apreciat), ca factor de decizie constienta;
- *empirism*, ca factor folosind exclusiv experienta;
- *hazard* (incluzand ignoranta si parte din empirism si risc apreciat), ca factor de conjunctura incert;
- *ignoranta*, ca factor obiectiv si sau subiectiv

Riscul este definit ca fiind potentialul de producere a unor evenimente nedorite care afecteaza viata, sanatatea, proprietatea si mediul.

Riscul calculat este legat de actul decizional bazat pe calcule tehnico-economice si pe reglementarile legale (legi, prescriptii, norme, standard etc.).

Riscul apreciat este determinat prin estimari (fara a se putea exprima prin relatii cantitative), stand la baza proceselor decizionale de realizare in totalitate sau in parte a unui obiect.

Hazardul se defineste ca un complex de imprejurari care pot conduce la consecinte negative.

Hazardul potential este un indicator cantitativ al hazardului (pierderi de vieti, pierderi economice, directe sau indirecte, produse de ruperea barajului).

Nivelul hazardului este un indicator calitativ al hazardului potential.

In domeniul constructiilor hidrotehnice, **riscul** este definit prin probabilitatea ca structura unei lucrari sau functionalitatea ei sa fie afectate in decursul existentei sale. Accidentele grave si cedările care s-au produs au impus acceptarea si aprecierea riscului ca procedura uzuala la proiectarea constructiilor, urmarindu-se realizarea unui echilibru rational intre economicitate si siguranta. In cazul modelelor probabilistice (in cele deterministe se are in vedere criteriul investitii minime I_{min} - riscul de cedare nu se poate determina), masura cantitativa a riscului este probabilitatea de cedare, iar criteriul de alegere a variantei optime este dat prin minimizarea costului generalizat $(C_g)_{min}$.

$$C_g = C_i + \sum_i P_{c,i} \cdot C_{p,i} \tag{3.9}$$

- unde: C_i - costul barajului format din valoarea investitiei si cheltuielile de intretinere
- $P_{c,i}$ - probabilitatea de cedare corespunzatoare mecanismului de cedare (i) - prin deversare, afuiere, etc.
- $C_{p,i}$ - costul pagubelor inclusiv costul refacerii lucrării

$$\begin{aligned} [C_{g,i}]_{min} &\rightarrow [P_{c,i}]_{acceptabil} \Rightarrow Q_{rup.calcul}(t) \\ &\downarrow \\ &F, P = f(P_c) \end{aligned} \tag{3.9'}$$

Pentru exploatarea (in perioada functionarii acumularii) relatia (3.9) poate fi scrisa sub forma:

$$[C_{chelt.exp.l.} + \sum P_{c,i} \cdot C_{p,i}]_{min} \Rightarrow Q_{rup.calcul}(t) \tag{3.9''}$$

Riscul de avariere la sollicitari seismice este legat de asocierea defavorabila intre aparitia unui anumit nivel de sollicitare seismica si incertitudinea raspunsului structurii. Constructia poate fi avariata atat in cazul unor cutremure moderate, daca raspunsul structural este defavorabil (coincidenta dintre perioada dominanta a cutremurului si perioada proprie a structurii), cat si in cazul unor cutremure violente, chiar daca raspunsul structurii este favorabil. Din punct de vedere al probabilitatii de cedare situatiile sunt echivalente.

Daca se accepta variatia discreta a parametrilor ce caracterizeaza solicitarea seismica si raspunsul structurii, probabilitatea de cedare poate fi exprimata astfel:

$$P_c = P(R_i) = \sum_j P(R_i/S_j) \cdot P_j \quad (3.10)$$

unde: $P(R_i)$ - probabilitatea ca raspunsul sa atinga nivelul (i) la care se produce avariarea

$P(R_i/S_j)$ - probabilitatea ca raspunsul structurii sa fie de nivel (i) cand solicitarea seismica este de nivel (j)

$P(S_j)$ - probabilitatea ca nivelul solicitarii seismice sa fie (j)

Exprimarea cantitativa a probabilitatii $P(R_i)$, probabilitate echivalenta cu probabilitatea de cedare P_c este dificila din cauza celor doua incertitudini $P(S_j)$ care caracterizeaza activitatea seismica si $P(R_i/S_j)$ care caracterizeaza diversele stadii de raspuns seismic al structurii.

Riscul seismic in cazul marilor acumulari este legat de aparitia cutremurelor induse, atat in zone activ seismice cat si in zone neseismice. O statistica arata ca la barajele cu peste 90 m inaltime si acumulari mai mari de 100 mil. mc apa, probabilitatea de aparitie a cutremurelor induse este de 10%. O alta constatare este legata de faptul ca lacurile de acumulare create pot declansa cutremure tectonice importante prin activarea unor falii ce trec prin zona amplasamentului. Consecintele pot fi grave atat pentru baraj dar si pentru asezarile vecine.

Riscul de depasire a capacitatii de descarcare este legat de capacitatea insuficienta a descarcatorilor, care sunt dimensionati la debite de viitura probabile, corespunzatoare clasei de importanta acceptata. Dimensionarea descarcatorilor de ape mari se bazeaza pe determinarea debitelor maxime de calcul si de verificare, corespunzatoare unor probabilitati de depasire P si asigurarea preluarii acestor debite de catre descarcatori.

Riscul de depasire a capacitatii de descarcare Q_c , a evacuatorului se determina ca probabilitate de aparitie a unui debit mai mare pe intreaga perioada de existenta (n) ani a lucrarii (3.4). Pentru dimensionarea descarcatorilor se urmareste gasirea unui optim care sa puna in evidenta pana la ce punct este rentabil sa se reduca riscul de avariare, prin depasirea capacitatii de descarcare pe seama cresterii investitiei. Existenta incontestabila a riscului de avariare in acest caz impune ca exploatarea lacului sa se faca cat mai rational, utilizand sistemele de prognoza de lunga si de scurta durata, astfel incat situatiile de deversare la ape mari sa apara numai ca exceptii.

3.2.2. Consideratii asupra sigurantei constructiilor hidrotehnice

Constructiile hidrotehnice si in special barajele sunt lucrari a caror concepie implica luarea in considerare a dualismului siguranta-economicitate (Fig.3.2). Conditia care se impune este aceea de a realiza un optim intre siguranta si economicitate acceptand riscul. Daca se mareste gradul de siguranta cu intentia de a reduce intr-o masura maxima riscul, se poate ajunge la supradimensionari la cresterea consumului de materiale si a volumului de manopera care maresc peste limite rationale valoarea investitiei scazandu-i economicitatea. (Ex.: Valorile debitelor sunt supuse legilor probabilitatilor, dar evacuatorii barajelor nu pot fi dimensionati astfel incat sa faca fata oricarei viituri.)

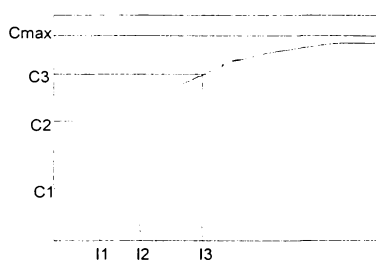


Figura 3.2 - Corelatia grad de siguranta - valori investitii

Pana la o anumita limita (I_2) cresterea investitiei conduce la o crestere proportionala a gradului de siguranta. Peste aceasta limita (I_2), valoarea investitiei creste asimptotic in raport cu gradul de siguranta, care nu poate depasi o valoare maxima (C_{max}) deoarece in practica inginereasca siguranta absoluta nu exista, acesta fiind doar un concept teoretic.

Trebuie luat in considerare faptul ca extinderea lucrarilor pentru marirea gradului de siguranta poate conduce uneori la reducerea sigurantei constructiilor (ex.: datorita supradimensionarii deversorului acesta poate fi avariat la viituri mai mici decat debitul de dimensionare din cauza deslipirilor sau suctiunilor produse datorita imperfectiunilor determinate de proportiile constructiei).

Gradul de siguranta al constructiei este conditionat si de factori cu un caracter subiectiv cum ar fi: nivelul cunostintelor tehnice, dezvoltarea activitatii de cercetare, materialele si utilajele disponibile, indemanarea si experienta oamenilor. Proiectele care se elaboreaza sunt rezultatul unor calcule si analize, in care se compara costurile, avantajele social-economice si pagubele potientiale,

conform legislatiei in vigoare care stabileste: gruparea constructiilor pe clase de importanta si in functie de acestea adoptarea unor coeficienti de siguranta diferentiati.

In conceptia determinista, (conceptie pe care se bazeaza metodele clasice de apreciere a sigurantei) se cunosc: incarcările exterioare, datele de teren, proprietatile structurale si relatiile dintre incarcari, eforturi si deformatii si se determina coeficientul de siguranta (c)

$$c = \frac{R}{S} \quad (3.11)$$

unde: S - valorile care masoara intensitatea sarcinilor exterioare (sarcinile)

R - limitele maxime admisibile ale valorilor S (rezistente)

Daca $c > 1$ cedarea nu se produce si apare ideea "sigurantei depline", iar daca $c < 1$ cedarea devine o certitudine.

Prin aceasta metoda nu poate fi apreciat gradul real de siguranta al constructiei (riscul de cedare). Nu se tine cont de faptul ca solicitarile exterioare si capacitatea de rezistenta a ansamblului constructie-teren sunt marimi aleatoare datorita variatiei nivelurilor de apa din lac, a oscilatiilor de temperatura din amplasament, a drenajelor prevazute pentru reducerea subpresiunilor, a proprietatilor mecanice diferite ale terenului de fundare, a deteriorarii in timp a proprietatilor materialelor ca urmare a fenomenului de imbatranire.

In conceptia probabilista (conforma cu realitatea fizica) se admite variabilitatea aleatoare a incarcărilor exterioare si a capacității de rezistenta a ansamblului constructie-teren. Gradul real de siguranta este legat de suprapunerea intamplatoare si defavorabila a unui nivel crescut al solicitarilor cu o capacitate de rezistenta zonala scazuta. Se considera variabila (X) ca parametru al unui mecanism de cedare acceptat (ex.: variabila X poate reprezenta debite atunci cand cedarea se datoreste depasirii capacității descarcatorilor). Variabila $X = S$, in momentul cedării $X = R$, R fiind capacitatea interna a structurii.

Conditia ca cedarea sa nu se produca:

$$S < R \quad (3.12)$$

3.2.3. Gradul de siguranta al unui sistem hidrotehnic

In cazul amenajarilor hidrotehnice gradul global de siguranta al sistemului de aparare, reprezentand asa numita fiabilitate (adica siguranta in exploatare) depinde de modul de dispunere al elementelor in sistem.

In conexiunea de baza elementele sunt dispuse in serie (cascada, trepte) (Fig. 3.3)

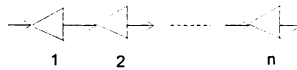


Figura 3.3 - Conexiunea de baza

Gradul de siguranta al sistemului este dat de relatia:

$$F_b = f_1 f_2 f_3 f_4 \dots f_n = \prod_1^n f_i \quad (3.13)$$

unde: f_1 - gradul de protectie in raport cu fenomenul hidrologic de producere a apelor mari in sectiunea acumularii

$$f_1 = 1 - p_1$$

f_2 - gradul de siguranta in raport cu producerea apelor mari aval de lac pana in sectiunea obiectivului ce trebuie aparat

f_3 - gradul de siguranta in functionarea descarcatorilor de adancime si de suprafata

f_4 - gradul de siguranta privind stabilitatea generala a lucrarii

Siguranta sistemului scade in acest caz cu cresterea numarului elementelor.

In conexiunea alternativa elementele sunt dispuse in paralel (Fig. 3.4)

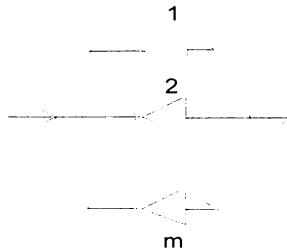


Figura 3.4 - Conexiunea alternativa

Gradul de siguranta al sistemului este:

$$F_a = 1 - (p_1 p_2 \dots p_m) = 1 - \prod_1^m p_j = 1 - \prod_1^m (1 - f_j) \quad (3.14)$$

Siguranta sistemului creste deci cu cresterea numarului elementelor.

Conexiunea mixta (Fig. 3.5)

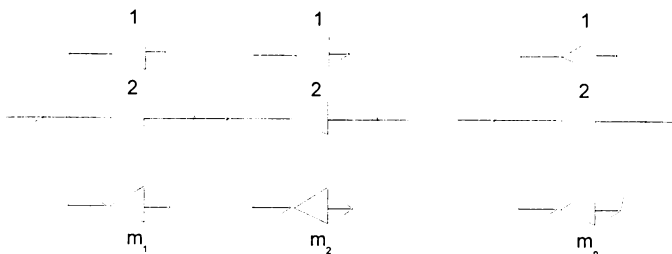


Figura 3.5 - Conexiunea mixta

Gradul de siguranta al sistemului este:

$$F_m = \prod_{i=1}^n [1 - \prod_{j=1}^{m_i} (1 - p_{ji})] \quad (3.15)$$

Trebuie deci acceptata si asumata avaria atat la fiecare baraj in parte cat si in sistem in ansamblu. Variantele ce se impun a fi studiate in diverse ipoteze sunt determinate de scenariile de rupere a fiecarui baraj si de suprapunerile posibile ale undelor de viitura prin ruperea intr-o anumita succesiune a barajelor in sistem.

3.3. Analiza sigurantei barajelor bazata pe risc

Analiza probabilitatii de cedare a unui baraj se poate face printr-una din metodele de calcul al riscului global recomandate in paragrafele urmatoare, in functie de baza de date existenta in fiecare caz. Gradul de precizie depinde de criteriile considerate in determinarea factorilor de risc si de ponderea acordata fiecarui factor.

Daca este posibila aplicarea simultana a mai multor metode, analiza comparativa a rezultatelor poate fi benefica in aprecierea riscului global.

3.3.1. Determinarea probabilitatii de cedare a unui baraj /12/

Pentru determinarea probabilitatii de cedare a barajului sunt necesare a fi identificate si calculate: modul de cedare, incarcarea si rezistenta structurii.

In ceea ce privesc modurile (tipurile) de cedare se identifica ca dominante:

a) la barajele din materiale locale (pamant, anrocamente): eroziunea externa, alunecarile (panta instabila), eroziunea interna si altele (deversare, lichefiere, explozii, etc.)

Alte moduri de cedare ca si eroziunea interna in general nu se calculeaza dar sunt determinate utilizand probabilitatile.

b) la barajele de greutate: alunecarea, rasturnarea si altele (cedarea instalatiilor, fundatiei,etc.)

Alte moduri de cedare pot fi determinate folosind probabilitatile.

c) la barajele in arc: cedarea fundatiei, alunecarea, suprapresiunea.

Problemele legate de fundatie constituie principala cauza de cedare. Alunecarea, care poate interveni la elementele de arc si este dezvoltata de efectul de arc produce cedarea.

Probabilitatea de cedare a barajelor de pamant

In scopuri practice diversele tipuri de cedari pot fi presupuse independente (consecinta unui tip de cedare nu are efect asupra consecintelor celorlalte tipuri de cedare), dar ele se pot produce si simultan.

Probabilitatea totala de cedare devine:

$$p(\text{cedare}) = p(\text{cedare prin revarsare}) + p(\text{cedare a paramentului}) + p(\text{afuiere si alte tipuri de cedare})$$

Notand cu: p - probabilitatea de cedare

F - cedarea totala

F_1 - cedarea prin revarsare

F_2 - cedarea paramentului

F_3 - afuiere si alte tipuri de cedare

se poate scrie:

$$p(F) = p(F_1) + p(F_2) + p(F_3) - p(F_1)p(F_2) - p(F_1)p(F_3) - p(F_2)p(F_3) + p(F_1)p(F_2)p(F_3) \quad (3.16)$$

Dintre aceste probabilitati numai eroziunea externa se datoreaza revarsarii. Pentru instabilitatea paramentului se determina probabilitati anuale. Probabilitatea de cedare din incarcarea seismica, dificil de calculat se include in afuiere si alte tipuri de cedare. Este deci necesar sa transformam

probabilitatea de producere a evenimentului intr-o perioada fixata, la probabilitatea anuala.

S-au analizat (Boccotti si Rosso, 1984) diferite metode de calcul, utilizand functiile aproximative de densitate a probabilitatii. Dintre acestea se recomanda pentru determinarea probabilitatii anuale de cedare, distributia exponentiala:

$$p(F / an) = - \ln[1 - p(F, T)]/T \quad (3.17)$$

unde: $p(F/an)$ - probabilitatea anuala de cedare F

$p(F, T)$ - probabilitatea de cedare F produsa in perioada fixata T

T - perioada fixata sau durata de viata a structurii

Probabilitatea de cedare a barajelor de greutate

Cedarea prin alunecare si rasturnare nu sunt evenimente incompatibile dar pentru usurarea calculului ele sunt presupuse a fi independente. Aceasta inseamna ca existenta sau non existenta unuia sa nu aiba efect asupra celuilalt. Bazata pe aceasta ipoteza probabilitatea calculata a cedarii prin alunecare a fiecarui nivel de apa trebuie sa fie combinata cu probabilitatea de rasturnare a aceluiasi nivel de apa pentru obtinerea probabilitatii de producere a evenimentului prin alunecare si rasturnare. Aceste valori combinate reprezinta distributia probabilitatii de rezistenta a structurii la cedarea prin alunecare si rasturnare.

Probabilitatea [$p(\dots)$] de producere a cedarii prin ambele moduri, la fiecare nivel al apei este:

$$p(\text{alunecare sau rasturnare}) = p(\text{alunecare}) + p(\text{rasturnare}) - p(\text{alunecare})p(\text{rasturnare})$$

Incarcarea structurii se exprima de asemenea in termenii nivelului apei. Probabilitatea ca incarcarea sa depaseasca rezistenta la alunecare si rasturnare poate fi calculata (Fig. 3.6).

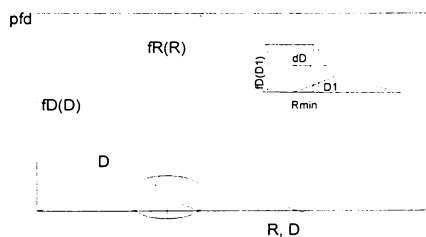


Figura 3.6 - Functiile ipotetice de distributie ale probabilitatii (pdf), ale incarcarii (D) si rezistentei (R) a structurii

Se presupune ca structura cedeaza când incarcarea (D) depaseste rezistenta (R). Prin urmare probabilitatea de cedare $p[F]$ poate fi scrisa:

$$p[F] = p[R < D] \quad (3.18)$$

Probabilitatea ca incarcarea sa devina D_1 , este:

$$p[(D_1 - d D/2) < D < (D_1 + d D/2)] = f_D(D_1) dD \quad (3.19)$$

si probabilitatea ca rezistenta $R \leq D_1$ pentru valori continue pozitive ale lui D si R este:

$$p[R \leq D] = \int_{-\infty}^{D_1} f_R(R) dR \quad (3.20)$$

In termenii functiei de distributie cumulativa (FDC) aceasta poate fi scrisa:

$$p[R \leq D_1] = F_R(D_1) \quad (3.21)$$

unde: F_R este FDC a lui f .

Probabilitatea de cedare la nivelul incarcarii D_1 este deci produsul a doua probabilitati. Daca aceste doua evenimente sunt statistic independente se poate scrie:

$$dp[f] = f_D(D_1) dD * F_R(D_1) \quad (3.22)$$

Daca enenimentele nu sunt independente are loc reuniunea celor doua probabilitati, deci “*” reprezinta reuniunea evenimentelor statistic dependente si produsul evenimentelor statistic independente.

Pentru incarcarea totala probabilitatea de cedare este:

$$p[F] = p[R < D] = \int_{D_{\min}}^{D_{\max}} f_D(D) * F_R(D) dD \quad (3.23)$$

dar $F(D) = 0$ pentru $D < R$, deci:

$$p[F] = \int_{R_{\min}}^{D_{\max}} f_D(D) * F_R(D) dD \quad (3.24)$$

sau

$$p[F] = \int_{R_{\min}}^{D_{\max}} f_R(R) * F_D(R) dR \quad (3.25)$$

Probabilitatea de cedare pentru alte tipuri de cedari se poate calcula utilizand probabilitatile relative stabilite dintr-o statistica cunoscuta a ruperii barajelor, cu luarea in considerare (prin apreciere) a amplasamentului specific.

Se presupune ca pentru un anumit amplasament probabilitatile relative de producere a evenimentului sunt: p_1 (%) - prin alunecare, p_2 (%) - prin rasturnare, p_3 (%) - prin alte moduri de cedare ($p_1 + p_2 + p_3 = 100$). Probabilitatea combinata de aparitie a cedarii prin alunecare si rasturnare in prealabil calculata este: p_{a+r}/an .

Probabilitatea de cedare prin "alte moduri" se calculeaza astfel:

$$\left(\frac{p_3}{p_1 + p_2} \right) * p_{a+r} = p_{am} \quad (3.26)$$

Probabilitatea totala de cedare va fi:

$$\left(1 + \frac{p_3}{p_1 + p_2} \right) (p_{a+r}) = (p_{a+r} + p_{am}) = p_t \quad (3.27)$$

3.3.2. Propunerea ICOLD

In raportul "Automated Observation for the Safety Control of Dams" Paris, 1982, al ICOLD se face o propunere de estimare a riscului prezentata in Tabelul 3.2. Factorii de risc sunt grupati in trei categorii:

- A. conditii extraordinare dau de mediu;
- B. conditii specifice barajului respectiv;
- C. conditii legate de hazard si de situatia zonei aval.

Pentru fiecare factor de risc se stabileste un sistem de notare de la 1 la 5 (in conditii anormale,

indicele respectiv poate sa ia chiar valoarea 6).

Tabelul 3.2

Factor de risc	Indice partial de risc α_i					
	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6 (a)
A. Conditii exterioare sau de mediu						
1. Seismicitate V cm/s	Minima <4	Slaba 4 - 8	Medie 8 - 16	Puternica 16 - 32	F. puternica >32	
2. Pericol de alunecari in acumulare	Minim	Slab				Pericol alunecari puternice
3. Pericol viituri superioare celor de calcul	F. slab b. beton		F. slab b. umplut			Probab. ridicata
4. Regularizare realizata	Anuala/ multian.		Slaba	Zilnica	Prin pompare	
5. Actiuni agresive (climatice, apa...)	F. slaba	Slabe	Medii	Puternice	F. puternice	
B. Conditii baraj						
6. Dimensiuni structurale	Adecvate		Acceptab.			Inadecvate
7. Conditii de fundare	F. bune	Bune	Acceptab.		Slabe	Rele
8. Echipament hidromec	Adecvat					Scos funct.
9. Conditii intretinere	F. bune	Bune	Satisfac.			Nesatisfac.
C. Hazard si conditii umane						
10. Volumul alunecarii hm ³	<0,01	0,01 - 0,1	0,1 - 1	1 - 100	>100	
11. Situatia aval	Regiuni pustii	Locuinte izolate, agricultura	Asezari mici, agricultur	Orase mijlocii, ind. slabe	Orase mari, industrie, nucleare	

Pentru fiecare categorie de factori se calculeaza un indice mediu (media aritmetica a indicilor din categoria respectiva).

$$A = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^5 \alpha_i \quad (3.28)$$

$$B = \frac{1}{4} \sum_{i=6}^9 \alpha_i \quad (3.29)$$

$$C = \frac{1}{2} \sum_{i=10}^{11} \alpha_i \quad (3.30)$$

Indicele global se obtine ca produsul celor trei indici medii astfel calculati.

$$\alpha_g = ABC \quad (3.31)$$

3.3.3. Propunerea Vogel

Aprecierea riscului oferita de Alexius Vogel (DSDF - Viena) porneste de la faptul ca riscul este produsul dintre probabilitatea de cedare si pagubele produse.

Probabilitatea de cedare este apreciata prin intermediul unor indici de pericol, cu valori cuprinse intre 1 si 10.

Autorul defineste indicii de pericol pentru urmatoarele cauze de cedare:

- deversare (I_d) (fig. 3.7)
- defectiuni de fundatie (I_f) (fig. 3.8)

si stabileste valorile acestor indici din analiza cazurilor de ruperi de baraje inregistrate.

In calculul riscului se introduce un indice principal de pericol (I) care este egal cu valoarea maxima a indicilor partiali. Acest indice de pericol este afectat de un factor (k) ce tine seama de varsta lucrarii (fig. 3.9).

Pagubele produse intra in calcul prin produsul dintre doi factori

- P_p - numarul de persoane situate in zona afectata de unda de rupere (fig. 3.10)
- P_e - pagubele materiale medii posibile in caz de accident (fig.3.11).

Cei doi factori ca si indicele de varsta k , au valori intre 1 si 5.

Indicele global de risc prezentat de amenajare este:

$$R = I k P_p P_e \quad (3.32)$$

iar pentru scara de valori adoptata de autor, poate sa aiba valori cuprinse intre 1 si 750 (tabelul 3.3).

Tabelul 3.3.

R	Gradul de pericol
1 - 10	Pericol mic pentru aval
10 - 100	Pericol limitat
100 - 500	Pericol iminent pentru aval
500 - 750	Pericol iminent pentru aval in timpul executiei

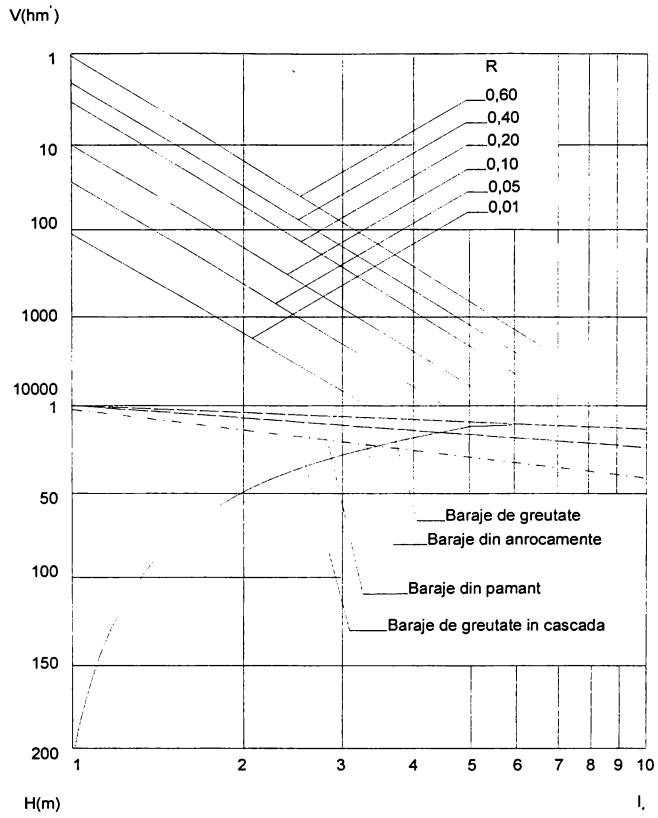


Figura 3.7 - Diagrama pentru aprecierea riscului de distrugere prin deversare I_d

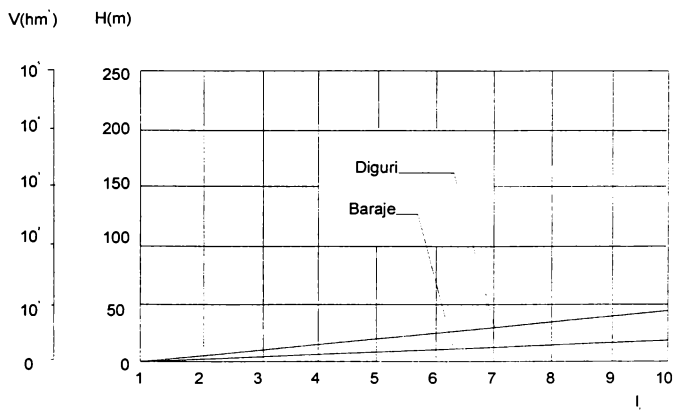


Figura 3.8 - Diagrama pentru aprecierea riscului de distrugere datorita defectiunilor din fundatie I_f

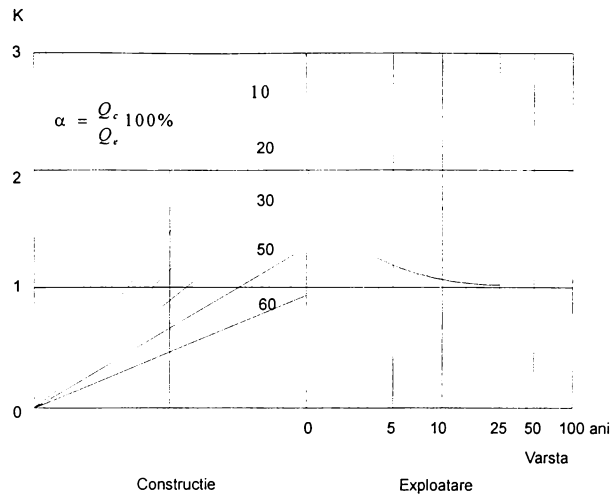


Figura 3.9 - Coeficientului de amplificare a riscului datorat varstei barajului

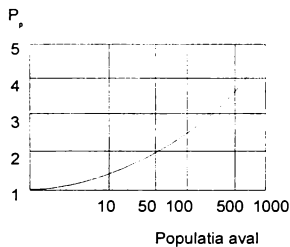


Figura 3.10 - Coeficientul de risc functie populatia aval P_p

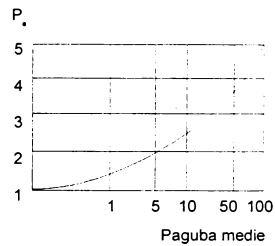


Figura 3.11 - Coeficientul de risc functie de de pagubele aval produse de o eventuala rupere P_e

3.3.4. Propunerea ISPH

ISPH a efectuat in 1994 o analiza a riscului prezentat de acumulariile din administratia RENEL. Au fost examinate peste 90 baraje luand in considerare un numar de 11 criterii, cu ponderi diferite, dintre care:

- vechimea barajului
- exploatarea provizorie a lucrarii inainte de terminarea executiei
- modificarea clasei de importanta fata de situatia de la aprobarea investitiei

- data ultimei reactualizari a hidrologiei
- pericolul de depasire a capacitatii descarcatorului
- metodele de calcul antiseismic utilizate la proiectarea barajului sau la verificari ulterioare
- potentialul de lichefiere
- comportarea in timpul exploatarei, fenomene anormale sesizate
- sistemul de supraveghere al comportarii lucrarii.

Studiul face o impartire a lucrarilor in trei categorii:

- care necesita o interventie imediata
- care necesita o examinare mai atenta a situatiei fara ca aceasta sa aiba un caracter foarte urgent
- cu conditii de risc satisfacatoare.

3.4. Supravegherea comportarii constructiilor hidrotehnice, ca mijloc de reducere a riscului de cedare

Supravegherea barajelor, ca mijloc de reducere a riscului este impusa de riscul de cedare care a fost dovedit matematic si de pericolul potential reprezentat de baraj pentru zona din aval. Cele mai multe dintre avariile si cedările care s-au produs s-au manifestat prin fenomene premergatoare.

Supravegherea comportarii in timp a constructiilor hidrotehnice /13/ se refera la activitatea sistematica de culegere si de valorificare a datelor obtinute prin observatii directe, prin masuratori, prin studii speciale referitoare la unele fenomene si marimi privind constructiile si amenajarile corespunzatoare in exploatare.

^ Sfera notiunii de "supraveghere a comportarii constructiilor" se poate largi, depasind observatiile si masuratorile privind structura, cu studiul versantilor si al acumularii. Ea cuprinde azi toate aspectele care privesc atat constructia in sine, cat si relatiile acesteia cu mediul inconjurator, impactul uvrajelor asupra ecosistemelor din zona amplasamentului, influentele socio-economice in regiune.

Sistemul informational pentru supravegherea constructiilor hidrotehnice are ca rol principal de a pune in evidenta, cu o anticipare cat mai mare, fenomene ce pot periclita stabilitatea constructiei.

Un mod de dotare cu aparatura de masura si control si o frecventa a masuratorilor si controalelor directe privind comportarea barajelor sunt date in functie de o clasificare (ICOLD) a acestora, sub aspectul potentialului de distrugere. Din literatura de specialitate rezulta ca in general costul

aparaturii de masura si control este de cca $0,8 \pm 1,5\%$ din costul lucrarii iar costul citirilor anuale nu depaseste $0,07\%$ din costul exploatarii.

3.4.1. Tendinte si realizari in practica mondiala /14/

Directia abordata in practica mondiala consta in a dirija investigatiile in situ privind comportarea barajelor pe un numar de parametrii, folosind modele interpretative pe baza carora se elaboreaza scenarii de risc. Acestea permit evaluarea situatiilor de urgenta si determinarea zonei afectate. Posibilitatea prognozarii evenimentelor viitoare si anticiparea scenariilor de risc este rezultatul masuratorilor instrumentale obtinute si interpretate in timp real.

In majoritatea tarilor dezvoltate exista legi si reglementari privind siguranta si metodologia de supraveghere a barajelor, aparute de obicei in urma unui accident de amploare.

O metodologie avansata din punct de vedere tehnic si organizatoric a fost conceputa in urma dezastrului natural din zona Valtellina, Italia, in perioada 1987-1988. A fost primul exemplu de aplicare a sistemului de monitorizare pe teren, in scopul protectiei civile, in Italia (Fig. 3.12). Aceeasi metodologie generala care a fost dezvoltata si testata cu succes pe teren la vremea respectiva poate fi adoptata pentru orice *sistem similar*.

Principalul avantaj consta in folosirea resurselor organizatorice si logistice disponibile la fata locului care permit o interventie rapida si eficace. Din punct de vedere teoretic, cheia metodologiei este interconexiunea intre datele inregistrate, interpretarea lor si sistemul de management. Din punct de vedere practic, metodologia se bazeaza pe colectarea automata a datelor care permite valorilor masurate sa prezinte un grad inalt de acuratete, cu posibilitatea ca monitorizarea sa fie extinsa la un numar mare de parametrii (climatici, hidrologici).

Toate datele masurate sunt sistematic stocate in banca de date cu scopul conceperii unor modele de interpretare. Interpretarea modelelor permite dezvoltarea unor scenarii de risc care joaca la randul lor rolul unui sistem de referinta pentru stabilirea pragurilor de alertare si evacuare.

Structura tehnica si organizatorica include un set de retele cu aparate de masura cu scopul de a verifica toate aspectele hidrologice si climatice ale regiunii (instabilitatea pantei terenului, hidrologia apelor de suprafata si subterane). Senzorii pentru masurare (1-seismometru, 2-extensometru, 3-inclinometru, 4-mira optica, 5-statie hidrometeorologica, 6-telecoordinometru in corpul barajului) sunt fixati in locurile posibile de dezvoltare a riscului si sunt legati la Oficiile de colectare a datelor din teren. Semnalele inregistrate sunt transmise prin radio la Sistemul central de colectare a datelor. Toate datele sunt prelucrate in Oficiile Centrale, utilizand un program de calcul

pentru verificarea sigurantei care reda un model la zi al situatiei din teren pe monitoare video. Oficiile teritoriale (Cepina si Mossini) sunt interconectate prin radio si linie aeriana si legate la Sediul general ISMES din Bergamo.

3.4.2. *Supravegherea constructiilor hidrotehnice in tara noastra*

Masuratori sistematice au inceput in perioada 1958-1960, frecventa observatiilor si masuratorilor variind de la un obiectiv la altul in functie de:

- specificul si clasa de importanta a uvrajului;
- caracteristicile obiectivelor si terenului de fundatie;
- regimul solicitarilor;
- starea si varsta obiectivelor;
- efectele in caz de accidente asupra activitatilor din aval.

Supravegherea comportarii constructiilor hidrotehnice intra in atributia unitatilor de exploatare, studii speciale fiind efectuate de unitati specializate. Aceasta are la baza reglementari legale privind asigurarea durabilitatii, functionalitatii si calitatii constructiilor in general, siguranta in exploatare /4/.

Fenomenele care se urmaresc:

- solicitari (nivelul apei, temperatura apei si aerului, subpresiunea apei, niveluri hidrodinamice, presiunea valurilor, a ghetii, solicitari dinamice si seismice);
- deformatii (tasari, deplasari);
- fisuri;
- infiltratii;
- antrenari de material din corpul constuctiilor, din fundatie;
- modificari morfologice (colmatari, eroziuni, alunecari, prabusiri).

Supravegherea se realizeaza prin:

- 1) observatii directe, vizuale;
- 2) dispozitive si instalatii de masura si control;
- 3) studii care analizeaza si interpreteaza fenomene deosebite.

Automatizarea si prelucrarea rapida a datelor se realizeaza in tara noastra la unele din barajele importante.

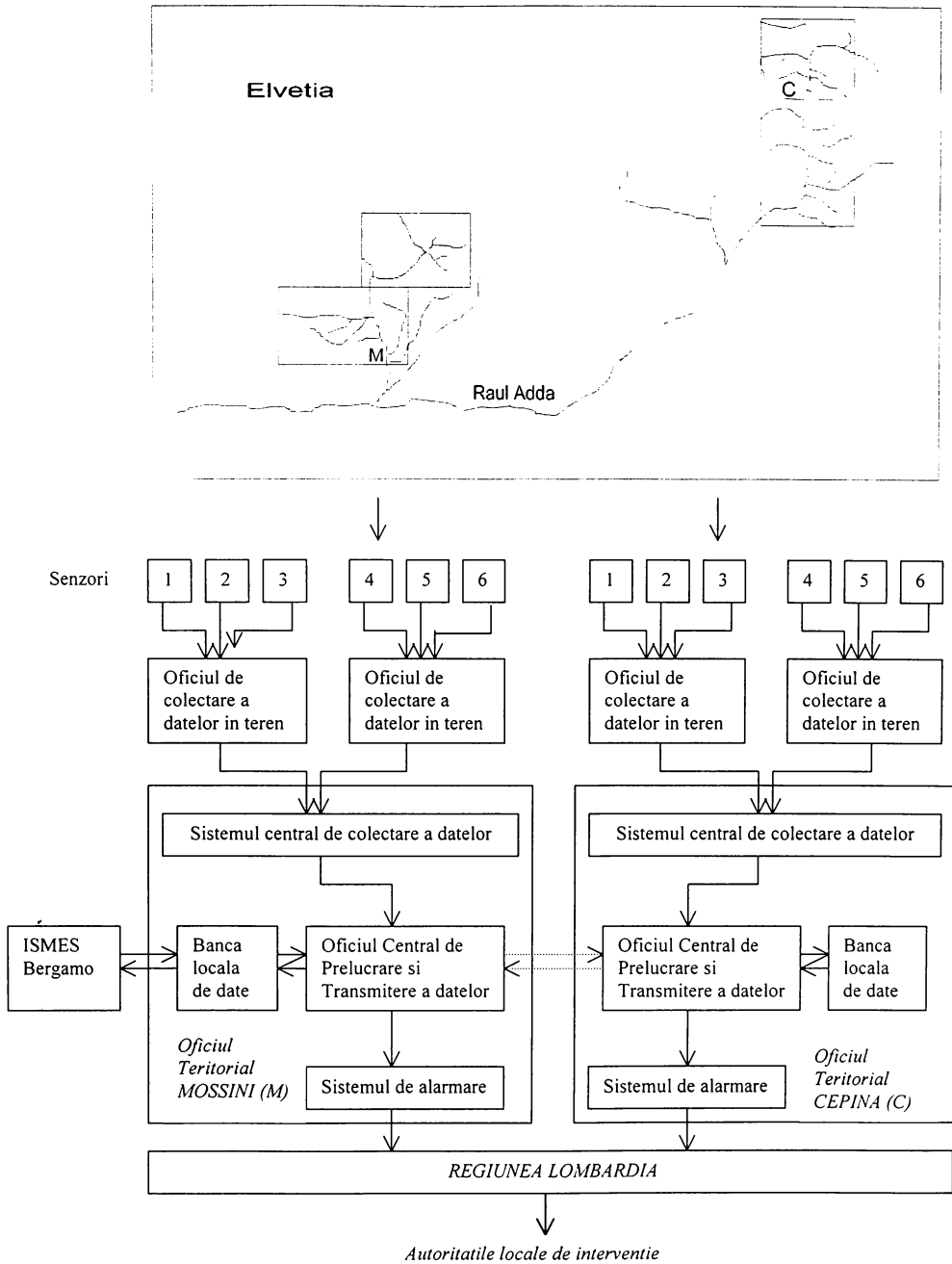


Figura 3.12 - Valtellina. Sistemul de monitoring

La barajul Vidra pe Lotru, baraj din anrocamente cu nucleu de argila, parametrii considerati caracteristici si teletransmisi cu posibilitatea semnalarii pragurilor critice sunt debitele de infiltratii si presiunea din nucleul de argila.

La barajul arcuit Galbenu pe Latorita la care accesul iarna este practic imposibil s-a prevazut un sistem de teletransmitere a valorilor debitelor de infiltratie, a deplasarilor masurate la pendule si la nivelul din lac care depasesc valorile de atentie.

Se are in vedere supravegherea automata printr-un sistem de traductori, prelucrarea datelor obtinute de la acestia, compararea cu valorile normate si semnalarea depasirii la barajul Vidraru pe Arges, barajele arcuite Tarnita pe Somes, Tau pe Sebes, barajul din anrocamente Gura Apelor pe Raul Mare, barajul de beton Portile de Fier II pe Dunare.

3.5. Avertizarea si alarmarea in caz de accidente la constructiile hidrotehnice /15/, /16/, /17/, /18/, /19/

Consecintele cedarii unui baraj sunt dezastruoase dupa cum rezulta din analiza cedarilor istorice, constand in importante pierderi de vieti omenesti si pagube materiale. In practica mondiala legata de siguranta barajelor se constata o evolutie graduala de la masurile structurale la cele non-structurale.

Un exemplu in acest sens il constituie Statele Unite care s-au confruntat cu numeroase cedari, numai in perioada 1960-1994 inregistrandu-se 20 cazuri (Anexa 1). Eforturile US Bureau of Reclamation au fost initial concentrate asupra abilitatii unui baraj de a rezista la viitura maxima probabila si cutremurul maxim credibil. A fost evaluata si rezistenta barajului in conditii de incarcare normala.

Actiunile imediate s-au indreptat spre masurile structurale de a reduce probabilitatea de cedare a unui baraj. Acestea includ largirea deversoarelor, crearea de noi deversoare, suprainaltarea barajului, construirea de noi baraje care sa le inlocuiasca pe cele nesigure, imbunatatirea conditiilor de fundare. *Cedarea barajului nu a fost acceptata.*

Constrangerile fiscale au facut dificila modificarea structurala a fiecarui baraj care nu era capabil sa reziste la viitura maxima probabila, cutremurul maxim credibil sau alte incarcari proiectate. US Bureau of Reclamation isi schimba prioritatile punand accent pe evaluarea riscului ca si criteriu principal in alegerea proiectelor si distribuirea fondurilor, astfel incat riscul major sa fie redus.

Masurile non-structurale cum sunt intocmirea hartilor cu suprafete inundate, utilizarea sistemului de avertizare si dezvoltarea unui program de urgenta pot reduce semnificativ pierderile de vieti omenesti (Tabelul 3.4) in cazul ruperii barajului. Analiza factorilor care influenteaza pierderile de vieti pun in evidenta *importanta vitala a avertizarii inaintea ruperii barajului* (Tabelul 3.5).

Tabelul 3.4 - Factorii care influenteaza pierderile de vieti omenesti in urma ruperii barajelor

Factor	Riscul probabil. Actiuni de reducere
Momentul din zi, ziua din saptamana, momentul din an cand se produce ruperea	---
Vremea in momentul cedarii	---
Semne care indica pericolul in care se gaseste barajul	Intensificarea ploii, umflarea raului. Monitorizarea lacului sau a barajului.
Timpul de crestere al nivelului de apa in lac pana la atingerea coronamentului	Modificarea operatiunilor la acumulare.
Adancimea si durata deversarii inainte de aparitia bresei	Protectie contra deversarii peste coronament.
Timpul necesar lansarii ordinilor de avertizare si evacuare	Intocmirea si testarea periodica a planului de avertizare in caz de rupere a barajului
Timpul necesar fiecărei persoane de a evacua zona amenintata de inundatie in urma ruperii barajului	Instalarea dispozitivelor de avertizare in teritoriu pentru a asigura o avertizare concomitenta si repetata in toata zona.
Magnitudinea inundatiei in zona locuita din aval inainte de rupere	---
Caracteristicile viiturii de rupere incluzand adancimea si viteza	---
Localizarea persoanelor supuse riscului	Mutarea sau evacuarea lor
Usurinta si cunoasterea sistemului de evacuare	Testele si testele anterioare ar putea ajuta
Caracteristicile oamenilor supusi la risc si tipul de case in care locuiesc	---

Tabelul 3.5 - Pierderi de vieti omenesti din ruperea barajelor pentru diferiti timpi de avertizare

Numarul persoanelor supuse riscului	Estimarea pierderilor de vieti omenesti		
	Timp de avertizare mai mic de 15 minute	Timp de avertizare intre 15 si 90 minute	Timp de avertizare mai mare de 90 minute
10	5	4	0
100	50	16	0
1000	500	63	0
10000	5000	251	2

Masurile non-structurale pot fi aplicate singure sau in combinatie cu masurile structurale.

In UK nu s-au inregistrat pierderi de vietii omenesti din 1925. Totusi, cedările binecunoscute ale barajelor Bilberry, in 1852 si Dale Dyke, in 1864 au fost urmate de pierderi semnificative de vietii omenesti. Ambele baraje au fost reconstruite si sunt in folosinta in prezent. In scopul minimizării riscului de cedare nu numai standardele inalte de constructie, monitoring, inspectie si mentinere a lucrarilor sunt esentiale ci si masurile non-structurale continute in planurile de urgenta in caz de dezastru.

Similar planurilor de urgenta din USA si UK exista planurile de avertizare-alarmare in caz de accident la constructiile hidrotehnice a caror continut cadru este:

- 1) descrierea amenajării si a constructiei care realizeaza retentia;
- 2) ipoteze de avariere luate in considerare in calculul zonelor inundabile (50% si 100% distrugere);
- 3) descrierea sistemului informational prevazut la amenajare, inclusiv cel de avertizare sonora;
- 4) situatiile si decizia de declansare a sistemului de alarma;
- 5) responsabilitati privind luarea deciziei de alarmare cu cele 3 trepte de pericolozitate (atentie, inundatie, pericol);
- 6) caile de transmitere a deciziilor si modul de actionare al sistemului de alarma;
- 7) stabilirea tipului de semnal pentru diferite situatii critice;
- 8) masuri ce se iau la atingerea pragurilor critice;
- 9) masuri de protectie a populatiei.

In concordanta cu actualele reglementari /16/, /20/, /21/, /22/, masurile preventive de siguranta se iau pentru localitatile si obiectivele socio-economice situate in aval de barajele cu $H \geq 10$ m si lacurile de acumulare cu $V \geq 10$ mil. mc., la distante ≤ 10 km de sectiunea barajului. Anterior /15/ aceste masuri se aplicau pentru zonele afectate de avaria maxima, pana in profilele in care timpul de propagare a undei de rupere pornita de la baraj este de cca 60 minute (Anexa 2, 3, 4).

Atat prevederile actuale cat si cele anterioare sunt discutabile, intrucat masurile preventive de siguranta trebuiesc luate pentru fiecare caz in parte, in functie de caracteristicile undei de viitura accidentala si a zonei inundate.

In UK se impune ca planul de urgenta conceput pe baza scenariilor de rupere a barajului sa ia in considerare nu numai aspectele 'hardware' cum sunt stabilirea unui numar suficient de drumuri pentru evacuare, sisteme de alarma, semnale de avertizare si facilitati de comunicare, dar in egala masura aspectele 'software' sau de comportare umana. Acestea din urma includ clarificarea

rolurilor si responsabilitatilor, transmiterea informatiilor, liniile de comunicare si nevoia pentru o conducere si indrumare responsabile.

O sectiune a planului de urgenta mentioneaza actiunile ce trebuiesc intreprinse de personalul responsabil functie de severitatea incidentului aparut. Gradul de severitate se apreciaza pe baza rezultatului obtinut in urma raspunsurilor date la un set de 10 intrebari fiecare cu 4 optiuni de raspuns.

Pentru ca raspunsul in caz de rupere a barajului sa fie prompt si eficace, planurile de urgenta sunt suplimentate cu pregatirea populatiei concomitent cu instruirea personalului prin exercitii de simulare a ruperii (Anexa 5, 6).

Analiza continutului cadru planurilor de avertizare-alarmare, in comparatie cu cel al planurilor de urgenta impune ca recomandare o extindere a primelor prin masurile numite 'software' si detaliate mai sus.

BIBLIOGRAFIE

- | | |
|---|---|
| /1/ V. Chiriac, s.a. | Prevenirea si combaterea inundatiilor, Ed. Ceres, 1980 |
| /2/ I. Giurma, R. Drobot, C. Antohi | Hidrologie I, I.P. Iasi, 1987 |
| /3/ --- | STAS 4273/1987 - Constructii hidrotehnice. Incadrarea in clasa de importanta |
| /4/ --- | STAS 7883/1990 - Constructii hidrotehnice. Supravegherea comportarii in timp |
| /5/ --- | Manualul inginerului hidrotehnician, vol. I, sec. V si VII, Ed. Tehnica, 1969 |
| /6/ Gh. Cretu | Optimizarea sistemelor de gospodarirea apelor, Ed. Facla, 1980 |
| /7/ R. Priscu | Constructii hidrotehnice, Ed. Didactica si Pedagogica, 1974 |
| /8/ R. Priscu, D. Stematiu | Siguranta si risc in domeniul marilor baraje, Hidrotehnica, 5/78 |
| /9/ R. Priscu, D. Stematiu | Risc, Hidrotehnica, 3/82 |
| /10/ --- | Cercetari privind evaluarea riscului cedarii barajelor, ICIM Bucuresti, contract 677/92 |
| /11/ A. F. de Silveira | Deterioration in Dams and Reservoirs, XX IAHR Congress, vol.II, Moscow, 1983 |
| /12/ C. Ooshuizen, D. van der Spuy,
M.B. barker, J. van der Spuy | Risk - based dam safety analysis, Dam Engineering, vol. II, Issue 2, nr.1/1991 |

- /13/ M. Ratiu, C. Constantinescu Comportarea constructiilor si amenajarilor hidrotehnice, Ed. Tehnica, 1989
- /14/ --- Emergenza nel territorio, criteri tecnici e organizzativi per il monitoraggio del territorio e la gestione della sicurezza, Dipartimento della Protezione Civile, Regione Lombardia
- /15/ --- Instructiunile pentru intocmirea planurilor de avertizare-alarma a obiectivelor socio-economice situate in aval de lacurile de acumulare in caz de accidente la baraje, CNA, I.G.- 513/23.VII.1987
- /16/ --- Regulamentul de aparare impotriva inundatiilor, fenomenelor meteorologice periculoase si accidentelor la constructiile hidrotehnice, HGR 615/92
- /17/ --- Legea apelor, 107/1996
- /18/ W.J. Graham, C.T. Yang Dam Safety and Nonstructural Damage Reduction Measures, Water International, Volume 21. No.3, September 1996
- /19/ J.R. Claydon, R.A. Walker Contingency planning for dam failure, Reservoir safety and environment, Thomas Telford, London, 1994
A.J. Bulmer
- /20/ --- Regulament de organizare si functionare a Comisiei Centrale pentru Apararea impotriva Inundatiilor, Fenomenelor Meteorologice Periculoase si Accidentelor la Constructiile hidrotehnice, Hotarirea MAPPM 210/21.05.1997 (M.O. 103/28.05.1997)
- /21/ --- Regulament de organizare si functionare a Comisiei Guvernamentale de Aparare impotriva Dezastrelor, Hotarirea MAPPM 209/19.05.1997 (M.O. 103/28.05.1997)
- /22/ --- Sistem de avertizare-alarma Sebes, RENEL- ISPH, 1994

PARTEA a II-a

Scenarii privind ruperea constructiilor si sistemelor hidrotehnice

4. Fenomene de cedare a constructiilor hidrotehnice

Cedarea constructiilor hidrotehnice este un fenomen complex ca geneza, mod de desfasurare, durata, caracter (brusc, lent).

4.1. Clasificarea formelor de cedare

Diversitatea fenomenelor de cedare a constructiilor hidrotehnice si variatele mecanisme de cedare fac ca o clasificare a acestor fenomene sa admita o gama larga de criterii:

1) Dupa amploarea si efectele formelor de cedare

Una din clasificari a fost realizata de Comisia Internationala a Marilor Baraje (ICOLD) si elaborata in urma studierii comportarii barajelor din 43 de tari.

Formele de cedare sunt:

- *distrugerile*, definite dupa efectul asupra constructiei; efectele asupra zonei din aval de baraj si asupra productiei nu au fost luate in considerare;
- *accidentele*, definite dupa momentul din viata constructiei cand se produc (perioada constructiei, prima punere sub sarcina, inceputul exploatarei); efectele asupra constructiei nu sunt luate in considerare.

O alta clasificare tine cont de toate tipurile de constructii ale amenajarilor hidrotehnice, precum si parti din acestea. Sunt evidentiata pagubele produse la constructie si la productie si pierderile de vieti omenesti.

Formele de cedare sunt:

- *distrugerile* care pot afecta in intregime amenajarea hidrotehnica sau obiecte ale ei sau parti de obiecte, cu pagube inregistrate la constructiile amenajarii, la productie sau asupra zonei din aval;
- *accidentele* care pot afecta amenajarea in ansamblu, obiecte ale ei sau parti de obiecte, cu pagube la constructii si la productie, fiind necesare reparatii. Accidentele se diferentiaza sub aspectul pagubelor, prin modul in care evolueaza spre distrugere si impun scoaterea din functiune a amenajarii pentru efectuarea de reparatii:
 - * accident iminent, cu scoaterea urgenta si neplanificata din productie;
 - * accident rapid, cu scoaterea din functiune cu planificare, dar in conditii impuse de natura evolutiei procesului de cedare;

* accident lent, cu scoaterea din functiune programata si nu impusa de evolutia formei de cedare

- *incidentele* care in general nu degeneraza in accident si nu pun probleme pentru siguranta constructiei si amenajarii.

2) Dupa perioada de existenta a constructiei in care se produce cedarea:

- in faza de executie;
- in faza de prima punere sub sarcina;
- in faza de exploatare curenta;
- in faza de imbatranire a constructiei.

3) Dupa locul in care a aparut cedarea:

- in fundatiile constructiilor;
- in corpul constructiilor;
- la echipamente hidromecanice;
- la instalatii electrice;
- in zona lacurilor de acumulare, localizate la versanti si cunetele lacurilor.

4) Dupa modul in care fenomenele de cedare se desfasoara in timp:

- cedari lente, cu evolutie uniforma sau variabila;
- cedari rapide, cu evolutie uniforma sau variabila;
- cedari brusce, cu evolutie aproape instantanee;
- combinatii de forme lente cu forme rapide si bruste.

5) Dupa cauzele care au generat fenomene de cedare

Clasificarile in acest caz grupeaza cauzele dupa partea avariata:

- fundatia barajului (alunecari, sufozii, afuieri, etc.);
- corpul barajului (alunecari, eroziuni, seisme, etc.);
- descarcatori de ape mari (depasirea capacitatii de evacuare a viiturilor, exploatare defectuoase).

Se prezinta de asemenea o clasificare a cauzelor din categoria deficientelor umane, situate la originea fenomenelor de cedare si care pot constitui o prima etapa a procesului generand fenomene de cedare. Dintre acestea sunt mentionate:

- nivelul cunostintelor umane vizand atat gradul de cunoastere la care a ajuns societatea la un moment dat, cat si gradul de pregatire teoretica si practica al celor ce participa la realizarea constructiilor hidrotehnice;
- posibilitati limitate ale studiilor de teren;

- calitatea executiei lucrarilor;
- modul in care se efectueaza exploatarea si intretinerea amenajarilor;
- modul in care se efectueaza supravegherea comportarii constructiilor.

4.2. Studiul fenomenului de cedare

Folosirea metodei statistice, constand in culegerea si selectionarea de date, clasarea si interpretarea lor poate fi utila pentru evaluarea cantitativa si calitativa a fenomenelor de cedare si a probabilitatilor de aparitie.

Au fost elaborate /1/ studii care claseaza constructiile hidrotehnice, in mod deosebit barajele distruse, dupa diferite criterii: tipul de constructie, varsta si inaltimea lor, natura cauzelor care au generat cedările, natura fundatiilor, etc.

Ruperile de baraje sunt evenimente de gravitate extrema, comparabile ca efect cu marile catastrofe naturale. Fenomenele se desfasoara cu repeziciune, se declanseaza brusc, de multe ori fara semne preventivoare evidente.

La barajele de beton, in special la cele in arc sau cu contraforti, ruperea totala are loc intr-un timp foarte scurt, de cateva minute. Debitelile in albie depasesc cu mult debitelile catastrofale de viitura naturala, caracteristicile hidrografului ruperii si a undei de viitura depinzand de inaltimea barajului, de volumul acumularii, de modul de rupere si de caracteristicile hidraulice ale albiei din aval. (Barajul Malpasset a cedat practic instantaneu, lacul de acumulare golindu-se in aproximativ o ora.)

La barajele de greutate distrugerea este mai lenta, deseori partiala. Unda de rupere este mai atenuata, timpul de cedare este de ordinul zecilor de minute. (Barajul din zidarie de caramida Puentes Viejos a fost distrus in cca 60 de minute.)

La barajele din materiale locale, indeosebi la barajele din anrocamente, timpul de distrugere este mai lung. (La barajul Teton, timpul scurs de la primele manifestari de instabilitate si pana la formarea bresei finale a depasit 24 ore, lacul golindu-se in 8 ore.)

Pagubele produse de ruperea barajelor depasesc uneori pe cele produse de importante cutremure sau uragane. (La ruperea barajului Malpasset pagubele au depasit pe cele provocate de cutremurul din Chile din 1960 si au fost de doua ori mai mari decat cele produse in Olanda in 1953 de puternica furtuna din Marea Nordului. Catastrofele de la South Fork si Vajont au facut cam tot atatea victime ca si cutremurul din 1977 din Bucuresti.)

Pierderile de vieti omenesti variaza de la cateva sute la catastrofa de la Malpasset, la cateva mii in cazul ruperii barajelor South Fork si Vajont.

Frecventa accidentelor este greu de apreciat variind dupa tipul de baraj, dupa zona geografica, datele executiei, etc. Se poate aprecia ca rata medie de cedari este de 1%, considerand viata barajelor de 100 ani. Rata nu este constanta ci in descrestere (este diferita pentru baraje de diferite marimi, materiale de constructie, varsta si an de constructie) variind de la 1,92% pentru baraje cu $H = 15-30$ m ajungand la 0,64% pentru cele cu $H = 61-100$ m.

4.3. Fenomene de cedare la baraje

Comisia Internationala a Marilor Baraje (ICOLD) a realizat in trei ocazii statistici, culegand date referitoare la cedările de baraje din lumea intreaga. In 1974, ICOLD a publicat un studiu complex intitulat "Lessons from Dams Accidents", urmat in 1983, de studiul "Deterioration of Dams and Reservoirs" si 1995 de "Statistical Analysis of Dam Failures".

Se considera $1/1$, $1/2$, $1/3$, $1/4$, $1/5$, $1/6$, inaltimea de 15 m si volumul acumulat de 1 mil. m^3 drept limite inferioare ale barajelor si acumularilor pentru care distrugerea devine periculoasa in sectorul din aval. Se pot remarca urmatoarele:

- Cel mare numar de cedari apare la barajele foarte tinere, ponderea detinand-o barajele cu o varsta sub 10 ani (Fig. 4.1). Analizand primul interval de varsta (0-10 ani) se poate observa ca cele mai multe cedari corespund varstei sub 1 an (Fig. 4.2).

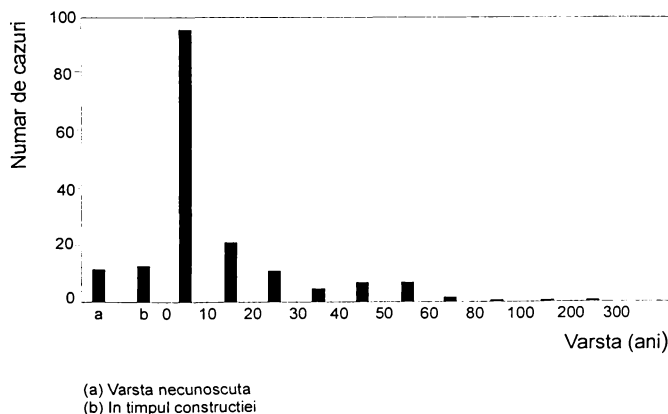


Figura 4.1 - Cedarile functie de varsta barajelor

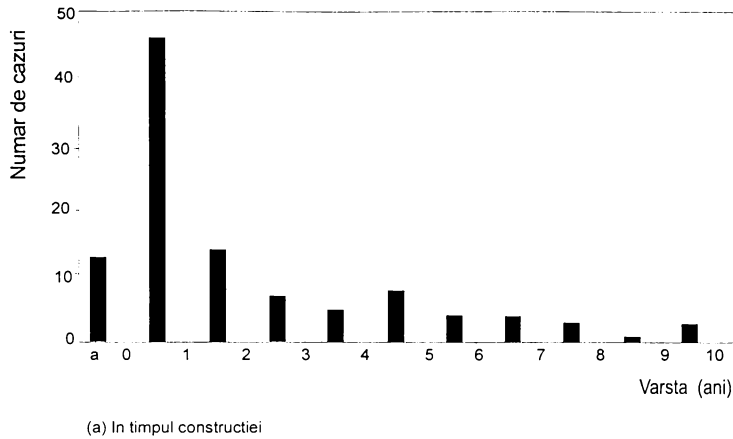


Figura 4.2 - Cedari functie de varsta barajelor (intre 0 si 10 ani)

- 1910-1920 este decada cand mai multe baraje au fost construite si au cedat pe rand (Fig. 4.3). In conformitate cu World Register of Dams, un numar total de 5268 baraje au fost construite pana in 1950 (din care 117 au cedat), 12138 baraje au fost construite in perioada 1951-1986 (din care 59 au cedat).

Observatie: Datele mentionate mai sus nu se refera si la China

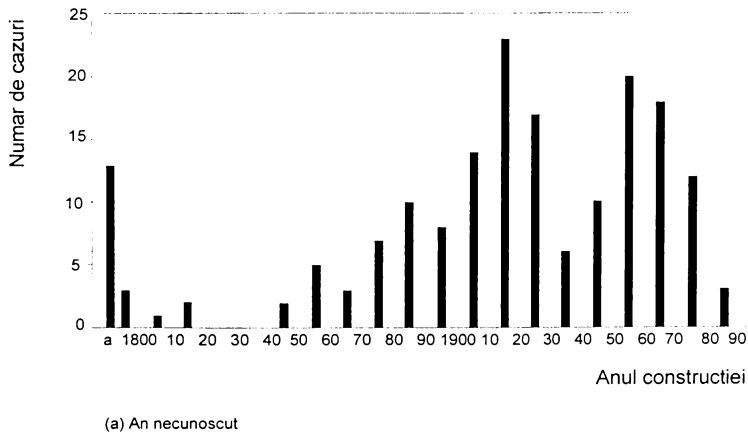


Figura 4.3 - Cedari functie de anul de constructie al barajelor

- Exista o tendinta de scadere a numarului de cedari dupa anul 1950, desi numarul de baraje construite (12138) este mult mai mare decat inainte (5268). Numarul de cedari in functie de inaltime si pe tipuri de baraje este prezentat luand in considerare anul cedarii (Fig. 4.4).

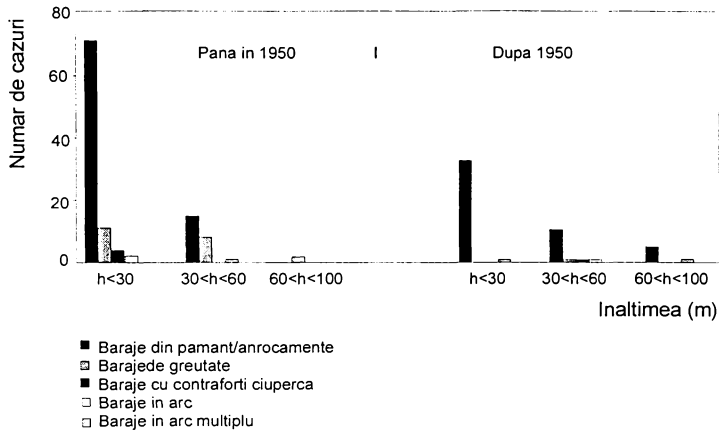


Figura 4.4 - Numarul cedariilor pe tipuri de baraje, inaltime si an de constructie

- Barajele de inaltime mijlocie au suferit cele mai multe cedari (Fig. 4.5). Aproape 70% aveau o inaltime sub 30m.

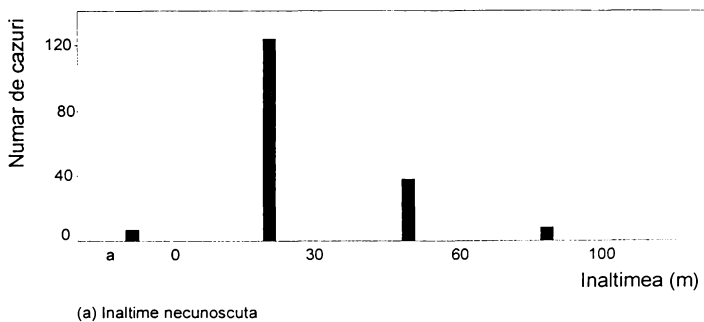


Figura 4.5 - Cedari functie de inaltimea barajelor

- Din analiza cedariilor in raport cu volumele de apa acumulate cele mai multe cazuri s-au inregistrat la acumulari cu o capacitate sub 1 milion de m³ (Fig. 4.6).

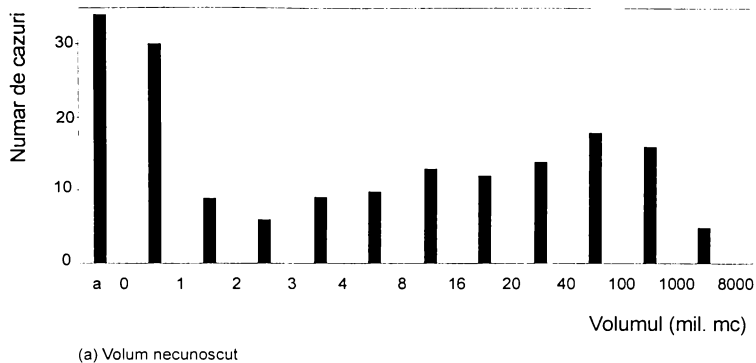


Figura 4.6 - Cedari de baraje functie de capacitatea acumularii

- In cazul barajelor din beton (Fig. 4.7), problemele in fundatie (eroziunea interna-5, efortul de rasucire-3 si deversarea peste coronament -11) sunt cele mai frecvente cauze primare de rupere.

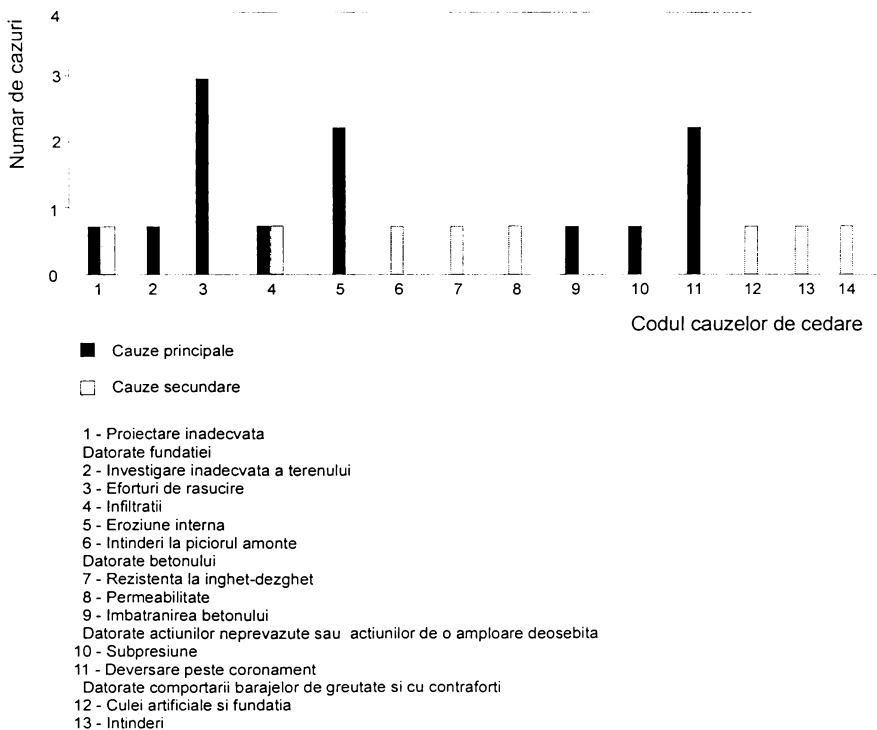


Figura 4.7 - Cauze de cedare la barajele din beton

- In cazul barajelor din materiale locale deversarea peste coronament -15 a fost cea mai frecventa cauza de cedare, urmata de eroziunea interna in corpul barajului -26 si eroziunea interna in fundatie -4 (Fig. 4.8).

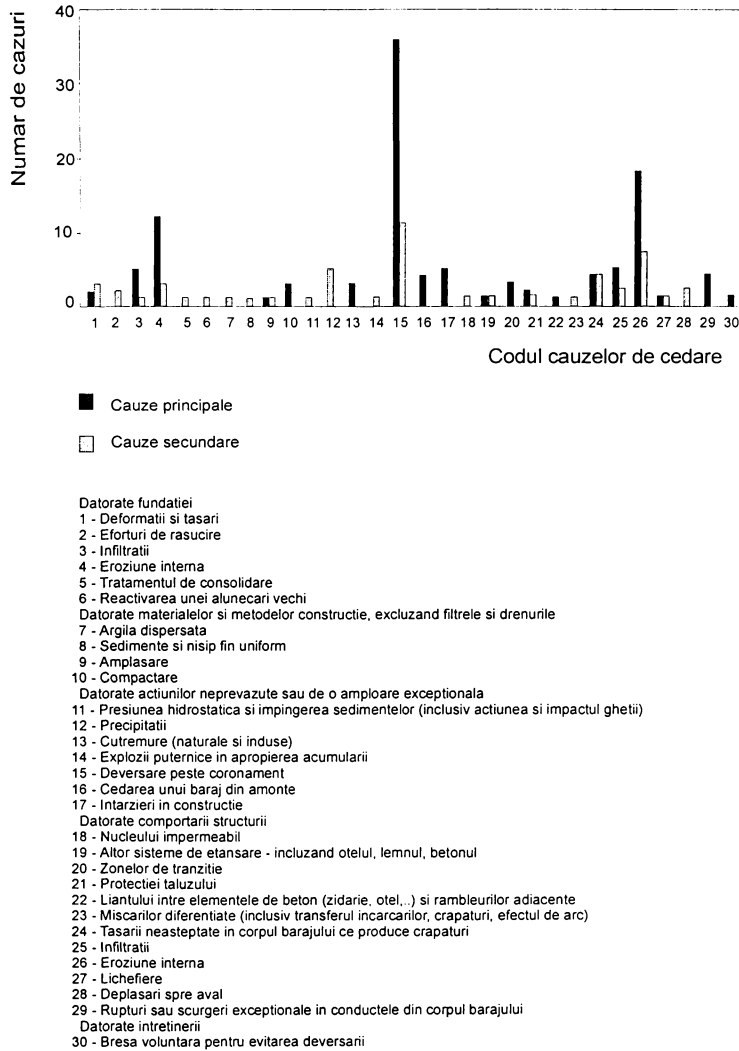


Figura 4.8 - Cauzele cedarii la barajele din anrocamente

4.4. Fenomene de cedare survenite la constructii hidrotehnice din Romania

Din studiul a peste 100 incidente, accidente si distrugeri (inventariate) survenite la constructiile hidrotehnice din tara noastra /1/, se pot prezenta urmatoarele clasificari (dupa criteriile internationale - ICOLD):

- Dupa tipuri de cedari se constata un numar relativ redus de distrugeri (~26%), accidentele si incidentele fiind aproximativ egale (Fig. 4.9).

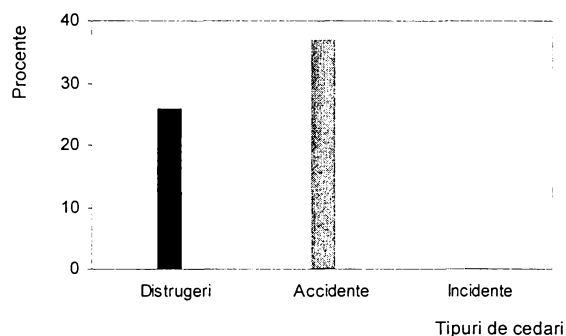


Figura 4.9 - Tipuri de cedari (%)

- Analizand localizarea accidentelor se evidentiaza ca majoritatea acestora s-au produs in corpul barajului (42%), apoi in instalatiile hidromecanice, fundatii si versantii lacului. Se remarca ca distrugerile inregistrate s-au produs in special in corpul constructiei. (Fig. 4.10);

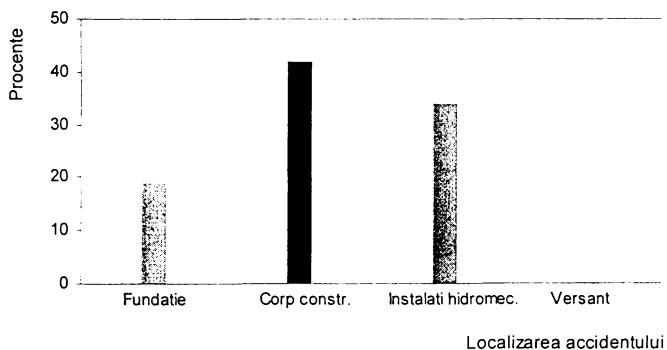


Figura 4.10 - Localizarea accidentului (%)

- O corelatie intre varsta constructiilor si producerea cedarii arata ca cele mai multe accidente s-au produs in perioada punerii sub sarcina a constructiei, urmand ca frecventa perioada primilor 5-7 ani de exploatare, dupa care numarul accidentelor scade sensibil (Fig. 4.11);

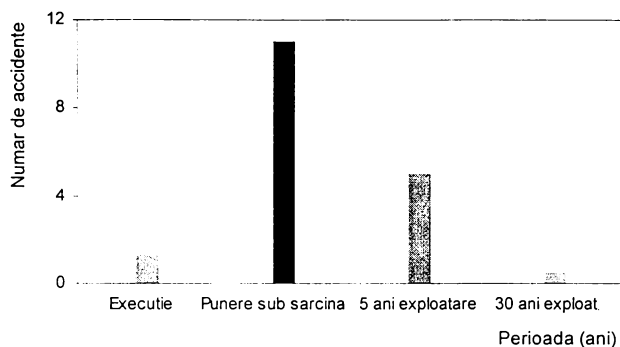


Figura 4.11 - Numarul accidentelor functie de varsta barajului

- Analiza cauzelor cedarii indica ca acestea s-au datorat: pierderii stabilitatii (31%) prin sufozii fizice si chimice, afuieri, eroziuni, infiltratii, alunecari, deformatii, deplasari; durabilitatii constructiei (17%) prin degradari, fisuri, eroziuni, depasirea capacitatii de rezistenta a materialelor, imbatranirea constructiei; defectiunilor de functionare (33,7%) prin depasirea capacitatii evacuatorilor, deversarea digurilor, infundari de gratare, blocari de stavile, vane, batardouri, producere de vibratii (Fig. 4.12);

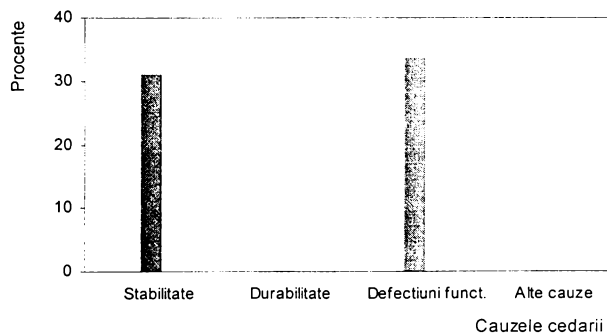


Figura 4.12 - Cedarile (%) functie de cauzele producerii lor

- Deficiențele de proiectare (Fig. 4.13) detin ponderea in generarea cedarii (29%) prin solutii inadecvate (incompatibilitatea cu terenul), insuficienta studiere a solutiilor si detaliilor, neintelegera fenomenelor reale. Deficiențele de executie (15%) includ nerespectarea solutiilor din proiect si a conditiilor din caietele de sarcini, nerespectarea graficelor de executie, executie necorespunzatoare, neglijente. Deficiențele de exploatare (15%) au constat in: efectuarea de manevre gresite la instalatiile hidromecanice, supravegherea deficitara a comportarii constructiei, neintretinerea lucrarilor. Insuficienta studiilor de teren (6%) se refera la incompleta culegere de date pentru proiectare, colaborare defectuoasa cu proiectantul. Cazuri diverse (34%) inseamna depasirea debitelor de calcul la batardouri si diguri de protectie, surprinderea lucrarilor neterminate de viituri, eroziune generala a zonelor din aval de baraj, materiale necorespunzatoare.

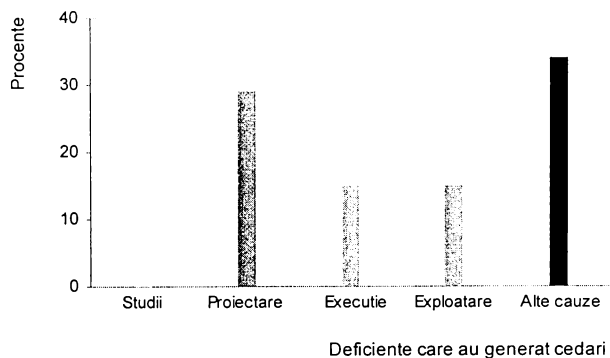


Figura 4.13 - Deficiente care au generat cedari (%)

Analiza statistica indica in limitele cazurilor existente o similitudine a cazuisticii fenomenelor si formelor de cedare ce poate fi aproximata celei existente pe plan mondial.

BIBLIOGRAFIE

- /1/ M. Ratiu, C. Constantinescu Comportarea constructiilor si amenajarilor hidrotehnice, Ed. Tehnica, 1989
- /2/ --- Lessons from Dams Accidents, ICOLD, 1974

- /3/ --- Deterioration of Dams and Reservoirs, ICOLD, 1983
- /4/ --- Dam Failures, Statistical Analysis, Bulletin 99, 1995
- /5/ A. Vogel Zustandsbewertung bestehender Talsperren unter der Berücksichtigung eines ursachen-sperrenspezifischen Bruchverhaltens, in Wissenschaftliche, 1/21, 1984, Weimar
- /6/ --- Valutazione delle onde di piena da rottura di dighe, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Roma, 1992

5. Analiza cauzelor de cedare a barajelor /1/, /2/, /3/, /4/, /5/, Anexa 7

Analiza cauzelor de cedare a barajelor face posibila stabilirea globala si sistematica, a scenariilor de rupere pe tipuri de constructii hidrotehnice (respectiv pe tipuri de baraje), cuprinzand forma si dezvoltarea avariei, modul in care evolueaza fenomenul in timp si durata acestuia.

Sunt luate in considerare fenomenele de cedare dupa:

- amploarea si efectele lor (distrugerii, accidente, incidente);
- perioada de existenta (executie, prima punere sub sarcina, exploatare, imbatranire);
- locul de cedare (fundatie, corpul constructiei, echipamente hidromecanice, instalatii electrice, lacuri de acumulare-versanti, cuneta);
- modul de desfasurare (lente, rapide, bruste sau combinatii);
- cauze: in fundatii sau in corpul constructiei (eroziuni, alunecari, sufozii, afuieri, seisme), la descarcatori (depasirea capacitatii), deficiente umane (nivelul cunoasterii, posibilitati limitate de studiu in teren, calitatea executiei, modul de intretinere, exploatare si supraveghere).

5.1. Eroziuni in fundatii si in corpul constructiilor

Eroziunile sunt fenomene negative generate de regimul de curgere al apei, care pot afecta constructiile din materiale locale si beton, dar si zonele amenajate sau neamenajate aferente lor. Eroziunile se produc prin:

- desprinderi si antrenari de particule sau de elemente stabilizatoare de diverse marimi sau coeziuni (pietrisuri, bolovani, blocuri de anrocamente), din teren sau din corpul constructiilor din materiale locale;
- deteriorarea suprafetelor constructiilor din beton prin fenomene de abraziune, socuri sau cavitatie.

In cazul procesului de cedare prin eroziune, evolutia spre distrugere nu poate avea loc decat in mod exceptional, deoarece procesul poate fi oprit prin interventii.

1) Eroziuni produse in terenul de fundatie

La barajul Lake Waco (USA) s-a produs distrugerea disipatorului datorita eroziunilor puternice in aval si sub radierul bazinului disipator (Fig. 5.1).



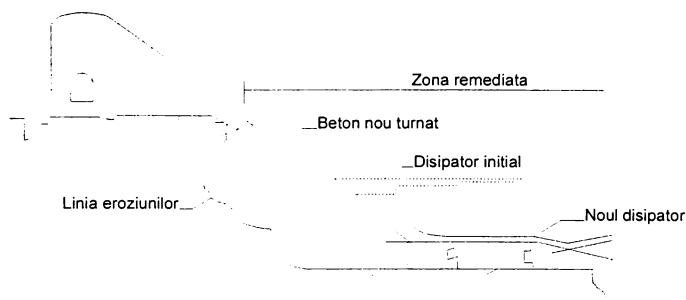


Figura 5.1 - Barajul Lake Waco. Schema ruperii si remedierile

2) Eroziuni produse in corpul constructiilor

In cazul barajelor din materiale locale se produc eroziuni datorate valurilor, dar avand in vedere caracterul lor nepermanent nu provoaca avarii grave decat in cazuri exceptionale. La barajul La Paz, vantul de mare intensitate a provocat valuri care au depasit coronamentul, spaland barajul.

Eroziunea betoanelor datorata fenomenului de abraziune este intalnita la disipatorii de energie, unde datorita saltului hidraulic predomina actiunea de spargere a betonului prin socuri repetate, agregatele smulse devenind noi surse de distrugere.

5.2. Sufozii si afuieri prin terenul de fundatie si prin corpul barajelor

Sufoziile si afuierile sunt fenomene negative specifice constructiilor si terenurilor de fundatie alcătuite din pamanturi necoezive (bolovanisuri, pietrisuri, nisipuri, prafuri) sau slab coezive (marne nisipoase, nisipuri presate). Sunt generate de infiltratia apei, in anumite conditii de curgere (regimul apelor subterane se schimba prin realizarea lacului de acumulare), dupa punerea sub sarcina a constructiilor hidrotehnice.

Sufozia mecanica (eroziunea progresiva) se manifesta prin antrenarea particulelor solide din interiorul straturilor, sub actiunea apei de infiltratie. Fenomenul se desfasoara succesiv, de la o sectiune la alta, incepand cu porii mici prin care migreaza particulele fine; apoi volumul porilor creste, deci cresc vitezele de infiltratie iar sufozia se intensifica. Datorita acestui fenomen se produc goluri mari in terenul de fundatie al unor baraje din beton sau pamant (Fig. 5.2), sau in corpul unor baraje din pamant, urmate de alunecari sau prabusiri ale taluzurilor sau ale versantilor (Fig. 5.3).

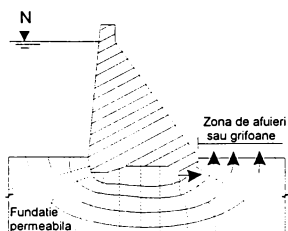


Figura 5.2 - Baraje din beton. Zona de sufozii și afuieri.

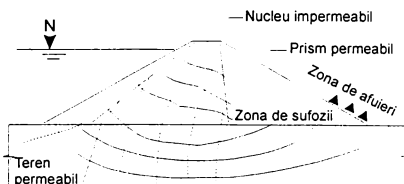


Figura 5.3 - Baraje din pamant. Zona de sufozii și afuieri.

Afuierea (eroziunea regresiva) continuă procesul de antrenare prin exfiltratiile din terenul de fundație sau din corpul barajului. Când fenomenul apare pe taluzul aval al barajelor din pământ se produce întâi o alunecare sau tasare, apoi procesul poate continua până când prismul rămas în amonte este prea redus pentru a rezista forțelor hidrodinamice, producându-se distrugerea rapidă (cazul barajului Bearwallow). În cazul barajului Teton, cauza cedării a constituit-o formarea unei sufozii în nucleul central în lungul contactului cu roca versantului, ca urmare a infiltrației în tranșea pintenului.

Între fenomenul de sufozie și afuiere există o corelație: sufozia implică și afuierea stratelor.

5.3. Fenomene generate de miscarile seismice

Comportarea barajelor și a fundațiilor acestora în timpul cutremurelor este deosebit de complexă.

Barajele de greutate supuse acțiunii seismelor au o comportare bună, favorizată de tronsonarea lor în ploturi, prin rosturi permanente. Se pot produce însă cedări în părțile sensibile: treimea superioară a barajului realizată de obicei mai sveltă; legătura voalului de etansare cu corpul barajului; planul de fundare când dimensionarea la alunecare nu este corespunzătoare; masa fundației, în cazul în care este slabă, are o semnificație defavorabilă în raport cu direcția seismului sau este afectată de o tectonică puternică.

Barajele arcuite, prin modul lor de a lucra sunt cele mai adecvate pentru zonele seismice. Ridică însă probleme de siguranță la solicitări seismice, prin fundațiile lor unde se pot produce dislocări, datorită presiunilor hidrostatice sau interstițiale.

Barajele cu contraforti au avut o comportare satisfăcătoare la solicitări seismice. Faptul că barajul se comportă ca un ansamblu de elemente independente la solicitări este favorabil;

problemele sunt ridicate de comportarea contrafortilor, pe directia transversala a vail, fiind necesare masuri pentru marirea stabilitatii dinamice.

Barajele din anrocamente etansate cu nucleu de argila sunt considerate ca cele mai rezistente structuri la actiunea cutremurelor. Comportarea buna se datoreaza capacitatii corpului din anrocamente de a prelua deformatiile fundatiei si barajului. La acest tip de baraje nu s-au inregistrat avarii.

Barajele din anrocamente, cu masca de etansare pe paramentul amonte inregistreaza avarii prin cedarea mastii, datorita modificarii conditiilor de rezemare pe prismul de anrocamente.

Barajele de pamant sunt cele mai puternic afectate de cutremure, din cauza materialelor folosite si a unor solutii inadecvate. Formele posibile de avariere sunt: formarea de crapaturi in profunzime care strabat zonele etanse; alunecarea taluzurilor; alunecarea generala a barajelor pe fundatii slabe; deversarea peste coronament, ca urmare a valurilor create de cutremur in lac.

Ca urmare a umplerii lacurilor de acumulare ale marilor baraje au survenit cutremure induse intr-o serie de cazuri. In urma studierii lor s-au pus in evidenta urmatoarele: cutremurele induse puternice au fost insotite de presocuri sau postsocuri, prezenta acumularilor modificand esential seismicitatea regiunii (acumularea Koyna); cutremurele induse medii au coincis in timp cu umplerea acumularilor, la unele acumulari nu s-au inregistrat anterior seisme de aceeasi amplitudine; activitatea seismica a avut un caracter temporar, a inceput dupa umplere si a incetat ulterior; activitatea seismica locala a scazut dupa umplerea lacurilor.

5.4. Presiuni hidrostatice in roca de fundare

Apa, in cazul rocilor stancoase nu poate produce eroziuni dar induce forte destabilizatoare sub forma de presiuni hidrostatice sau presiuni in pori, functie de natura si caracteristicile rocilor. In planele stratificatiilor sau deranjamentelor tectonice din masa stancoasa a fundatiei, indiferent de natura rocilor actioneaza presiunea interstitiala si se dezvolta si presiuni hidrostatice, in special in cazul deschiderilor mari. Procesul se desfasoara, de regula, dupa mecanismul expulzarii unui diedru din fundatia stancoasa a barajului.

Cedarea barajului Malpasset s-a produs prin acest mecanism datorita particularitatilor rocii, istuozitatii versantului si prezentei faliei de forfecare (Fig. 5.4).

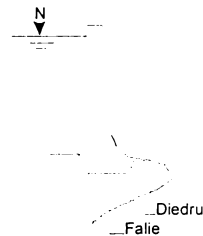


Figura 5.4 - Barajul Malpasset

5.5. Depasirea capacitatii de rezistenta a terenului

Consecintele depasirii capacitatii de rezistenta a terenului la solicitari sunt tasarile, fisurile si alunecarile. Cedarea fundatiei prin aceste mecanisme afecteaza si corpul barajului si de aici necesitatea tratarii fundatiei si constructiei ca un sistem unitar.

Tasarea fundatiei este un proces de deformare care se produce printr-o forma de cedare de tipul refularii.

Fisurarea, urmata uneori de aparitia de crapaturi, este un proces care apare ca o consecinta a tasarilor sau alunecarilor din fundatii. si poate fi efectul presiunilor hidrostatice sau interstitiale. In producerea fisurarii un rol important este jucat de constitutia terenului care de regula este neomogen, afectat de accidente tectonice sau se afla in diferite stadii de alterare.

Fisurarea, ca forma de cedare afecteaza in special formatiile stancoase si are urmatoarele efecte: producerea de plane de alunecare, pierderea de debite sau antrenari de materiale prin fisuri.

Alunecarile in fundatiile constructiilor sunt cedari care se produc datorita anularii coeziunii terenului si reducerea frecarii pe suprafete. In cazul barajului Marshall Creek (USA) partea mediana s-a tasat in portiunea paramentului aval care s-a deplasat, refulandu-se datorita cedarii terenului de fundatie sub incarcarea umpluturii din corpul barajului. La barajul Paltinu, fenomenul de cedare s-a manifestat prin tasari si deformatii plastice ale fundatiei, produse la punerea partiala sub sarcina a constructiei.

5.6. Deversari peste coronament

Barajele din materiale locale cat si cele din beton nu sunt concepute pentru a rezista la deversari peste coronament iar daca prin accident deversarea se produce, ele se rup partial sau total, acumularile golindu-se rapid.

Barajele din materiale locale

In cazul barajului Hell Hole (USA) datorita unei viituri cu caracter catastrofal corpul barajului a fost spalat in timpul executiei (Fig. 5.5).

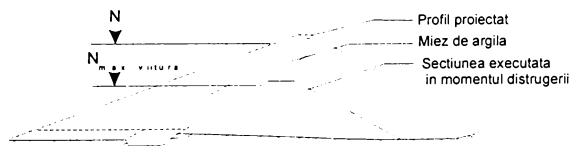


Figura 5.5 - Barajul Hell Hole. Deversarea taluzului distrus din amonte

In cazul barajului Belci /6/, ruperea s-a produs ca urmare a unei viituri exceptionale care a provocat deversarea peste barajul de pamant (Fig. 5.6)

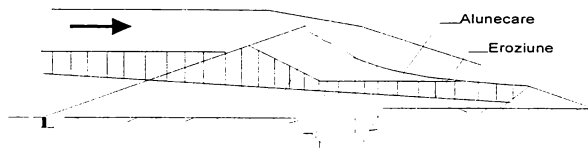


Figura 5.6 - Barajul Belci. Alunecarea taluzului aval.

Datorita precipitatiilor intense cazute in bazinul hidrografic si a tendintei de ridicare a apei in lac s-a incercat ridicarea unei vane. In timpul manevrei, din cauza unui scurt circuit s-a intrerupt curentul electric. La punerea in functiune a unui grup electrogen s-a produs un scurt circuit la electromotorul de actionare a vanelor, datorita apei care a patruns in camera de manevra. Deschiderea vanelor a devenit imposibila. S-a incercat o deblocare manuala. Apa ajunsa la coronament a inceput sa deverseze peste baraj. Dupa cca 3 ore s-a produs prima cedare a barajului, cu formarea unei brese, iar dupa alte 2 ore s-a produs a doua cedare a barajului largindu-se bresa.

5.7. Depasirea capacitatii de rezistenta a materialelor

Depasirea capacitatii de rezistenta a materialului din corpul barajului, la solicitari genereaza tasari, fisurari si alunecari.

Tasarile apar in orice tip de baraj, inasa, avand in vedere proportiile lor, importanta prezinta numai tasarile din corpul barajelor din materiale locale.

Fisurarile se datoresc depasirii capacitatii materialelor de a rezista la eforturi cand se produc fenomene de tasari diferite, alunecari, fenomene termice.

Un exemplu de cedare datorita fisurarii nucleului poate fi considerat barajul Balderhead (Anglia). Ca urmare a tasarilor diferite dintre nucleul de etansare si filtre, a eforturile de frecare aparute si a coeziunii reduse a materialului din nucleu, acesta s-a fisurat pe directii orizontale.

Alunecarile pot apare la toate tipurile de baraje iar ca mecanism sunt comparabile cu cele care se produc in fundatii. Alunecarile in corpul barajelor pot fi, fie total independente de fundatii, fie intr-o stransa interactiune. In cazul barajelor din materiale locale, alunecarile se produc de regula pe suprafete cilindrice, prin depasirea coeziunii. Ele au provocat un numar mare de cedari, atat in timpul executiei, cat si in perioada de exploatare.

La barajele din beton nu se cunosc cazuri de cedari datorita fenomenelor de alunecare produse in corpul constructiilor. Catastrofe de mari proportii s-au produs datorita alunecarii pe fundatie, subpresiunea nefiind luata in considerare la dimensionarea lor.

5.8. Fenomene de imbatranire a barajelor

Imbatranirea barajelor este un proces complex de degradare pe care materialele folosite la realizarea lor il sufera in timp. Fenomenul de imbatranire are o serie de caracteristici a caror evolutie determina "durata de viata" a barajului:

- este inerent materiei, afectand intr-o masura mai mare sau mai mica structura si caracteristicile materialelor;
- conditiile de mediu grabesc procesul de degradare in timp;
- conditiile de exploatare si intretinere pot sa o scurteze sau sa o prelungeasca;
- fenomenul poate fi cercetat si tinut sub control.

La barajul Sadu II, imbatranirea constituia un pericol potential de cedare. Barajul de greutate a fost executat din beton ciclopian, nu avea rosturi transversale si nici ecran de etansare in roca de fundatie. Accidentul survenit, deversarea peste coronament cu o lama de 50 cm si distrugerea pereului situat la piciorul aval, a pus in evidenta pericolul ca la o eventuala viitura barajul sa fie distrus. Cauzele accidentului: fenomenul de imbatranire, solutiile constructive adoptate si calitatea materialelor care au favorizat imbatranirea, capacitatea insuficienta de evacuare a viiturilor. Lucrarile de reconditionare au constat in : reconditionarea corpului barajului in vederea asigurarii la alunecare, asigurarea evacuarii debitelor catastrofale.

5.9. Alunecari de versanti in lacurile de acumulare

Lacurile de acumulare exercita o influenta uneori considerabila asupra versantilor, conducand la modificari periculoase ale echilibrului existent, datorita actiunii apei , a noului regim freatic, actiunii seismice naturala sau indusa de acumulare si a unor interventii ale omului.

Consecintele alunecarii versantilor in lacurile de acumulare pot fi: distrugerea barajelor si pierderi importante in aval ca urmare a undelor artificiale pe care le determina, reducerea volumelor utile ale acumularilor, afectarea unor folosinte, punerea in pericol a unor constructii anexe.

Exploatarea lacurilor de acumulare trebuie sa aiba in vedere ca desi, in unele cazuri dupa o anumita perioada se stabileste un echilibru relativ in comportarea versantilor, producerea alunecarilor nu poate fi definitiv inlaturata.

La acumularea Vajont (Italia), alunecarea s-a produs datorita particularitatii geologice a versantului stang si datorita modificarii conditiilor hidrogeologice ca urmare a umplerii lacului. Apa care a patruns in straturile argiloase datorita ploilor abundente si a ridicarii nivelului in acumulare a generat, pe de o parte presiuni interstitiale mari, iar pe de alta parte a redus caracteristicile fizico-mecanice ale argilei. Ridicarile repetate ale nivelului in acumulare au produs socuri seismice de natura indusa care au favorizat deranjarea echilibrului in versant. Masa enorma de roca s-a prabusit in numai 5 minute, a umplut complet parte aval a acumularii, depasind cu mult cota coronamentului generand un cutremur.

Valul creat a ridicat apa din acumulare pe versantul drept cu cca 200 m peste cota retentiei din acumulare, apoi a ricosat, deversand peste baraj cu o lama de cca 70 m. O unda secundara a pornit spre amonte, ridicand nivelul mult peste nivelul retentiei normale si afectand grav localitatile de pe mal. Barajul a rezistat solicitarii extraordinare fara sa inregistreze nici o fisura. Unda propagata in aval, avand un varf de 200.000-300.000 m³ /s a distrus localitatile intalnite.

5.10. Alunecari de versanti in albiile naturale ale cursurilor de apa /7/, /8/

Alunecarea unei mase imense de roca (zeci de milioane de m³) in albia unui curs de apa are consecinte dezastruoase asupra zonei afectate:

1. Pierderile de vietii omenesti si a proprietatilor in localitatile maturate de avalansa
 - In cazul Val Pola, Italia au fost distruse 2 sate si s-au inregistrat 27 de morti.
 - In cazul La Josefina, Ecuador s-au inregistrat 72 de morti si pagube materiale de milioane de dolari.
2. In spatele barajelor create natural sunt inundate terenuri prin acumularea apei in lac.
 - In cazul La Josefina a fost distrusa autostrada Pan-American si calea ferata ce leaga zona afectata de capitala Quito, au fost complet inundate o centrala termica de 20MW ca si intinse suprafete agricole si 1200 de case.
3. Pericolul deversarii peste coronament si inundarea suprafetelor aval este situatia critica cu care se confrunta autoritatile.
 - A fost necesara evacuarea a 25000 de locuitori in cazul Val Pola.
 - In cazul La Josefina a existat pericolul inundarii localitatilor din aval si a centralei hidroelectrice Pante de 1075 MW care asigura 75% din productia de energie a Ecuadorului. A fost necesara evacuarea populatiei din aval pana la terminarea lucrarilor de interventie.

5.11. Colmatari de lacuri de acumulare

Lacurile de acumulare amenajate pe cursuri de ape inregistreaza in timp, in mod inerent, procese de colmatare. Colmatariile conduc la reducerea (uneori anularea) unor folosinte ale amenajarilor, fenomen ce poate fi asimilat cu o forma de cedare.

Din punct de vedere al efectului economic, colmatariile lacurilor, functie de stadiul in care s-a ajuns, sunt comparabile fie cu accidentele, fie cu distrugerile.

- Acumularile, avand ca folosinte alimentare cu apa, irigatii, agrement, piscicultura, colmate cu peste 75-90% din volumul util, intr-o perioada mai mica decat viata normala a constructiei se pot asimila cu formele de cedare de tip “distrugere”.
- Acumularile care isi pierd in proportie de 50-75% volumul util, intr-o perioada mai mica decat viata normala a constructiei, conducand la obturarea temporara a frontului de captare, se pot asimila cu forme de cedare de tip “accident”.
- Fenomenele de colmatare care nu afecteaza volumul util mai mult decat 50% pe toata perioada vietii normale a constructiei sunt in stadiul de “incident”.

BIBLIOGRAFIE

- /1/ --- XX IAHR Congress, vol. II, Moscow, 1983
- /2/ --- Avariile constructiilor hidrotehnice, CNA, Studiu de sinteza, 10/1973
- /3/ --- Accidente la constructii hidrotehnice, ISPH, 1984
- /4/ M. Ratiu, C. Constantinescu Comportarea constructiilor si amenajarilor hidrotehnice, Ed. Tehnica, 1989
- /5/ --- Cercetari privind evaluarea riscului cedarii barajelor, contract U.T. Tim.-ICIM Bucuresti, 677/1992
- /6/ A. Diacon, N. Mircea, D. Stematiu Cedarea barajului Belci - Cauze si invataminte, Hidrotehnica 37(1992), 1-2-3, pg. 51-60
- /7/ M. A. Krumdich, H. Zimmermann International assistance for dam disasters, The International Journal on Hydropower & Dams, Vol.Two, Issu 5, September 1995
- /8/ M. Fanelli, G. Angelico, M. de Gerloni, P. Molinaro Emergency models to study the overtopping of a natural dam formed by landslide: the case of Val Pola rockslide, SOWAS'88, Delft, The Netherlands, 1988

6. Scenarii privind ruperea barajelor /1/, /2/, /3/, /4/, /5/, /6/





6.1 Scenarii privind ruperea barajelor din materiale locale

In cazul:

- eroziunilor in fundatii si in corpul barajelor se produc prabusiri;
- sufoziiilor - afuierilor apar goluri mari in fundatii sau corpul barajului, urmate de alunecari sau prabusiri ale taluzurilor sau versantilor;
- miscarilor seismice (inclusiv induse), la barajele din anrocamente cu masca de etansare cedeaza masca, iar la barajele de pamant apar crapaturi in profunzime, alunecari ale taluzelor, urmate de prabusirea barajului pe fundatie;
- depasirii capacitatii de rezistenta a terenului la solicitari apar fisurari, alunecari, tasari care determina infiltratii, prabusiri, respectiv deversari peste baraj;
- deversarilor peste coronament se produc eroziuni care creaza brese ce se dezvoltă rapid pe intreaga sectiune a barajului si care pot fi asimilate cu forme dreptunghiulare, triunghiulare, trapezoidale.

Cauzele de cedare analizate impun adoptarea urmatoarelor scenarii de rupere (Tabelul 6.1 si Fig. 6.1, Fig. 6.2, Fig. 6.3).

Tabelul 6.1

Cauzele cedarii	Initiala	Formele intermediare	Finala	Timp de rupere	Observatii
Deversare peste coronament	O spartura de dimensiuni mici	Bresa atinge adanc.max. si are forma 	Adancimea maxima, forma 	Diferiti functie de marimea undeii de rupere	Pozitia bresei initiale depinde de geometria si constructia barajului
Infiltratii	Orificiu in partea inferioara a barajului	Orificiul se largeste cauzand prabusirea barajului, forma	Forma  in urma prabusirii barajului	In fazele initiale poate fi lenta, urmata de o cedare rapida	Masuri de remediere sunt adesea posibile in fazele initiale
Cedari ale fundatiei	Infiltratii prin fundatie	Forma  dupa cedare	Eroziune laterala	Rapid	Dezvoltarea bresei depinde de conditiile geologice locale

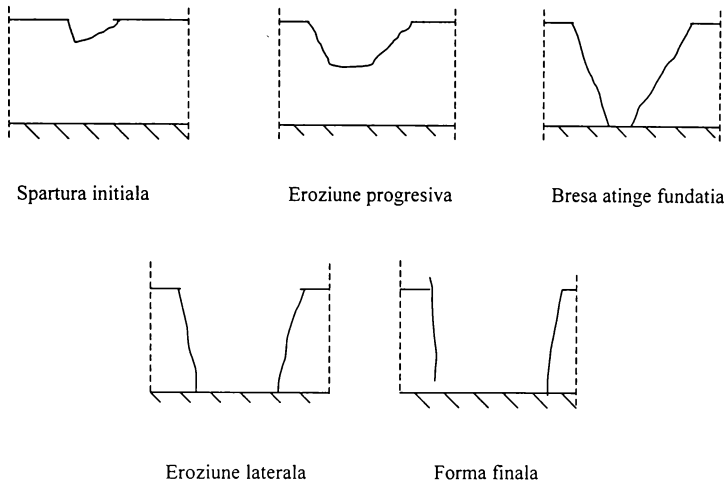


Figura 6.1 - Formele bresii cauzata de deversarea peste coronament la barajele din materiale locale

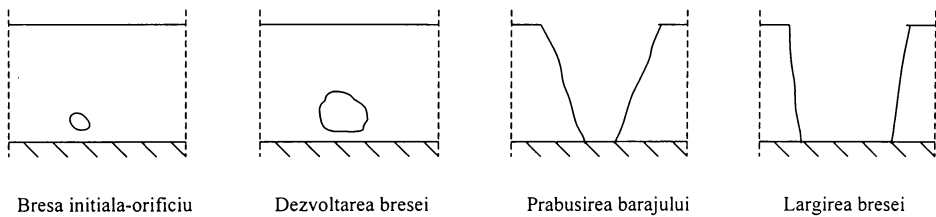


Figura 6.2 - Formele bresii cauzate de infiltratii la barajele din materiale locale

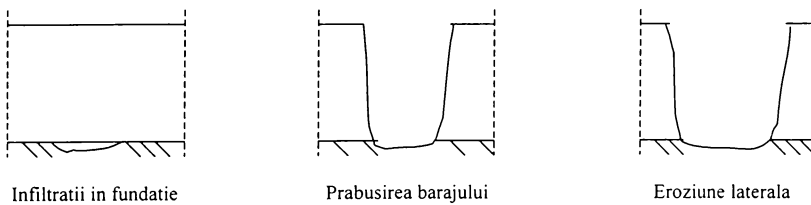


Figura 6.3 - Formele bresii cauzate de infiltratii in fundatia unui baraj din materiale locale

6.2. Scenarii privind ruperea la barajele din beton

In cazul:

- a) eroziunilor, care pot apare atat la fundatii, cat si in corpul barajelor, se produce fenomenul de pierdere a stabilitatii prin rasturnare sau deplasare din amplasament;
- b) sufoziilor - afuierilor in fundatiile permeabile (fara etansari in profunzime sau cu etansari compromise) apar goluri urmate de prabusiri sau alunecari ale barajului;
- c) miscarilor seismice (inclusiv induse)
 - la barajele din beton, de greutate au loc cedari in partile sensibile: fisuri in treimea superioara a barajului, la legatura voalului de etansare cu barajul, alunecare in planul de fundare;
 - la barajele arcuite au loc dislocari prin cedarea fundatiilor;
 - la barajele cu contraforti au loc cedari ale contrafortilor pe directia transversala a vail;
- d) cedarii terenurilor stancoase se produc dislocari de diedre care pot determina rasturnarea barajului;
- e) deversarilor peste coronament produse de incapacitatea descarcatrilor de a evacua debitele extraordinare, de prabusirea in acumulare a unor versanti, de exploatarea necorespunzatoare are loc cedarea unei parti sau in intregime a barajului;
- f) depasirii capacitatii de rezistenta a materialelor se produc rasturnari sau alunecari la nivelul fisurilor care apar;
- g) eficientelor de durabilitate apar eroziuni abrazive, cavitationale, actiuni chimice si climatice, procese de imbatranire ce se manifesta obisnuit prin prabusirea barajului.

Scenariile de rupere determinate de aceste cauze sunt date in Fig.6.4, Tabelul 6.2, Fig.6.5, Fig.6.6. si Fig. 6.7.

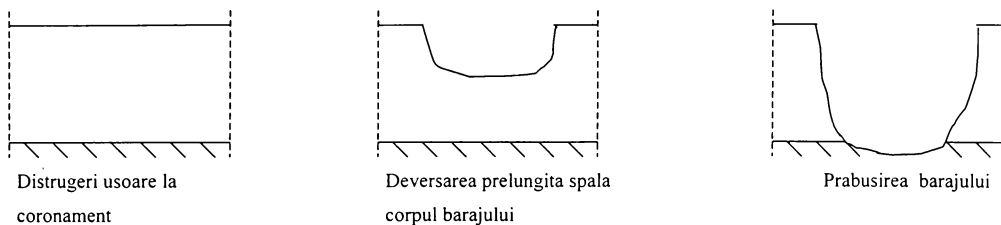
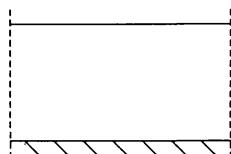


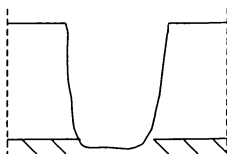
Figura 6.4 - Formele bresei rezultate prin deversare in cazul barajului de greutate din beton

Tabelul 6.2

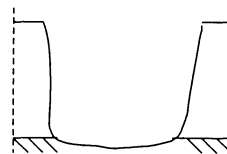
Cauzele cedarii	Initiala	Formele intermedii	Finala	Timp de rupere	Observatii
Barajele de greutate din beton					
Deversare peste coronament	Distrugerii usoare la coronament	Distrugerile se extind in corpul barajului	Bresa <input type="checkbox"/> atinge adancimea max.	Mai mare decat la barajele din anroc, depinzand de cond. viiturii	Ruperea poate fi cauzata de eroziunile din corpul barajului sau spalarea fundatiei
Cedarea fundatiei	Goluri in fundatie	Prabusirea barajului si formarea bresii <input type="checkbox"/>	Bresa se extinde lateral	Rapid dupa faza initiala	De obicei ruperea atinge adancimea max. dar are latimi diferite
Cedarea prin alunecare	Infiltratii la rosturile de legatura sau la capetele barajului	Alunecarea paturilor, formarea bresii <input type="checkbox"/>	Bresa <input type="checkbox"/> se extinde lateral	Aproape instantaneu odata ce bresa s-a format	Planul de alunecare poate fi in corpul barajului sau in fundatie
Barajele in arc					
Deversare peste coronament	Distrugerii usoare la coronament	---	Ruperea completa a barajului	Aproape instantaneu odata ce distrugerile majore apar	De obicei cedare rezulta din spalarea fundatiei
Cedare fundatiei	Infiltratii usoare	---	Ruperea completa a barajului	Aproape instantaneu odata ce distrugerile majore apar	In unele cazuri bresa se poate produce sub forma unui tunel



Goluri in fundatie



Bresa dreptunghiulara



Largirea bresii

Figura 6.5 - Formele bresii rezultate in urma cedarii fundatiei la barajul de greutate din beton

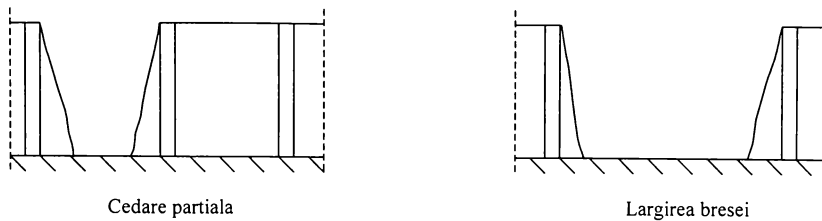


Figura 6.6 - Formele bresii rezultate prin alunecarea ploturilor la barajele de greutate

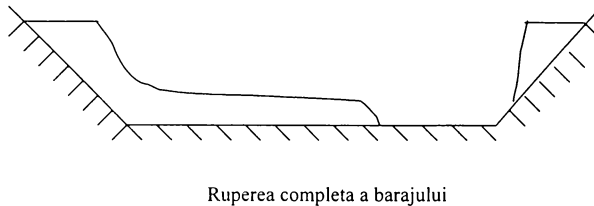


Figura 6.7 - Cedarea in cazul barajelor in arc

6.3. Scenarii privind accidentele la acumulari

Cauzele unor astfel de accidente pot fi determinate de:

- alunecari ale versantilor ce pot determina o refulare peste coronamentul barajului a unui volum imens, corespunzator volumului intrat in lac, sau o rupere a barajului;
- colmatari ale lacului care economic pot fi comparate cu avariile.

6.4. Scenarii privind avariile in sistemele hidrotehnice

In sistemele hidrotehnice situatiile cele mai defavorabile pot interveni:

- pentru acumularile amplasate in cascada, la ruperea barajului din amonte ruperea succesiva a celorlalte din aval, in momentul aparitiei undei maxime;
- pentru acumularile situate in paralel, la suprapunerea in punctul de confluenta a undelor maxime;
- pentru acumularile grupate in sistem mixt, la suprapunerea undelor maxime in prima acumulare aval de confluenta, urmata de ruperea succesiva a barajelor dispuse in cascada.

BIBLIOGRAFIE

- /1/ P. Bonaldi, P.S. Fenaroli,
D. Maione, P. Molinaro
Metodologie usate in altri paesi, in Valutazione delle onde di piena da
rottura di dighe, C.N.R., Roma, 1992
- /2/ G. Benoist, G. Nicollet
Rupture progresive des barrages en terre, XX -IAHR Congress,
Moscow, 1983, vol. II, pg. 464-470
- /3/ R.A. Lopardo, J.A. Orellano,
N. Mulle
La phase initiale de rupture des barrages fusibles et son etude sur le
modele hydraulique, XX - IAHR Congress Moscow, 1983, pg. 471-478
- /4/ Gh. Cretu, C. Rosu
Floods in Hydrotechnical System, European Conference Advances in
Water ResourcesTechnology, Athens, 1991
- /5/ C. Rosu
Scenarii privind ruperea constructiilor si sistemelor hidrotehnice,
Simpozion International Hidrotim Timisoara, 1993
- /6/ ---
"Estimation of flood damage following potential dam failure: Guidelines",
Binnie & Partners, UK, March 1991

PARTEA a III-a

Modele pentru determinarea caracteristicilor viiturii

la ruperea barajelor

Cedarea unui baraj produce in bieful aval o unda de viitura (definita ca unda de viitura accidentala) care prin caracteristicile sale (amploare si efecte) nu poate fi asimilata cu cele provenite din ploii exceptionale sau din topirea brusca a zapezilor. Fenomenele hidraulice care urmeaza acestei cedari, trecerea unei mase imense de apa, cu viteze foarte mari, cu zone puternic erodate si altele cu colmatari importante, sunt extrem de complexe.

Modelarea matematica /1/, /2/, /3/, /4/, /5/, /6/, /7/, /8/, /9/, /10/, /11/ a recurs, din acest motiv, la simplificari ale geometriei vaili si ale ecuatiilor care genereaza fenomenul.

Rezultatele calculelor, corelate cu cele ale incercarilor experimentale /12/, /13/, /7/, /14/, /15/, /16/, /17/, /18/, /19/, /20/ trebuie privite si interpretate in ansamblul complex de probleme ce decurg in urma avarierii unui baraj, prioritare fiind vietile omenesti si pagubele materiale.

7. Consideratii asupra undei de viitura produsa la ruperea unui baraj /21/, /22/, /23/, /24/, /25/

Cedarea partiala sau totala a unui baraj determina aparitia brusca in albia raului, in sectiunea ruperii, a unui debit foarte mare, producand o perturbare violenta a regimului hidraulic anterior (presupus in general stabil in timp) si conduce la aparitia unei miscari nepermanente, rapid variata. Miscarea aceasta a lichidului cu suprafata libera in albia raului este caracterizata prin variatii rapide in timp a parametrilor care o definesc: viteza, debit, adancime (nivel), panta, etc. Se formeaza (Fig.7.1) o unda de translatie (calatoare, abrupta) pozitiva (sub forma unei umflaturi a apei), care se deplaseaza in lungul curentului si in acelasi sens cu acesta, cu o anumita viteza c (celeritate). Viteza undei, difera de viteza curentului $v \neq c$. In bieful amonte se produce o unda negativa, calatorind in amonte in contra curentului.

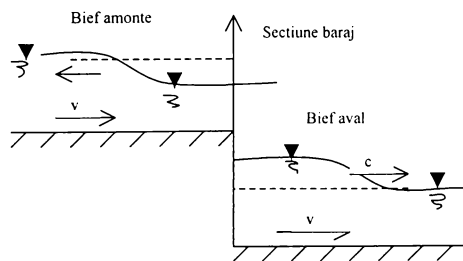


Figura 7.1 - Undele de translatie. Negativa in bieful amonte, pozitiva in bieful aval

Se definește unda produsă de ruperea barajului ca undă de viitură accidentală, similar cu „unda de viitură” consacrată viiturilor naturale [22], [24].

Elementele definitorii ale undelor de viitură:

- gradul de subzidență, reprezentând măsura în care adâncimea maximă a apei se reduce ca efect al propagării. Subzidența varfului unei unde reprezintă procesul de micșorare a varfului respectiv, în urma parcurgerii unui sector de albie ca o consecință a procesului de lungire a undei, din cauza diferențelor de viteze de curgere din lungul raului (Fig. 7.2).

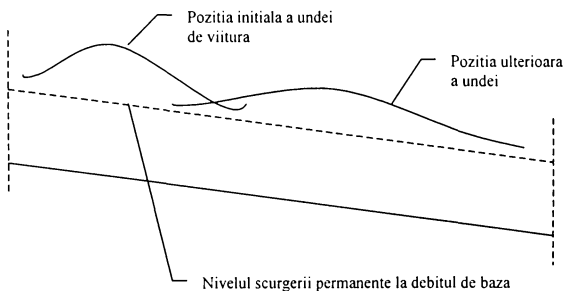


Figura 7.2 - Subzidența varfului undei de viitură

- fenomenul de atenuare, diferit de subzidența undei, are ca element principal reținerea unei părți din volumul undei de viitură în albie sau lacuri.
- varful (creasta) undei de viitură reprezintă valoarea maximă pe care o atinge nivelul apei, făcându-se distincție între:
 - varful instantaneu h_0 , care caracterizează unda de viitură la un moment dat t_0 ($\partial h_0 / \partial x = 0$ pentru $t = t_0$);
 - varful local h_l , care caracterizează unda de viitură dintr-o secțiune oarecare situată la abscisa x_l ($\partial h_l / \partial x = 0$ pentru $x = x_l$).
- linia de inundabilitate reprezintă locul geometric al varfurilor locale din diferite secțiuni, fiind definită de ecuația:

$$\frac{dh_l}{dt} = \frac{\partial h_l}{\partial x} + \frac{\partial h_l}{\partial t} \cdot \frac{dt}{dx} \quad (7.1)$$

Caracteristic miscarilor nepermanente, gradual variate si rapid variate, este faptul ca transporta debite mari de apa in directia (in cele mai multe ipoteze -paralela) curentului existent inaintea fenomenului, sub forma undelor de translatie. In cazul miscarii rapid variate , curbura profilului instantaneu al undei (curbura liniilor de curent) este foarte pronuntata, frontul undei, de forma parabolica, fiind abrupt.

Din punct de vedere hidraulic sunt necesar a fi determinate:

- Viteza de propagare a frontului de unda in aval, caracteristica cea mai importanta fiind viteza de propagare a centrului de gravitate a undei de crestere ($v = 0,5 \div 23 \text{ m/s}$). Aceasta este influentata determinant de panta si frecare (nedepinzand de inaltimea frontului).
- Inaltimele maxime ale undei in diferite sectiuni transversale prin vale, in aval de baraj si eventual variatia in timp a nivelurilor in aceste sectiuni.

Reduse la forma cea mai simpla, problemele hidraulice ale undei de viitura accidentala revin la determinarea parametrilor curgerii, variabili in timp, rezultati din eliberarea brusca a unei mase de apa, aflata initial in miscare lenta (miscare neglijabila), in spatele unui plan vertical. Calculele hidraulice pot fi efectuate, ca atare, pe baza modelului matematic format din ecuatiile fundamentale ce caracterizeaza regimul nepermanent de miscare in albie, ecuatiile Saint-Venant (ecuatii cu derivate partiale de tip hiperbolic).

Viteza de propagare a undei de viitura accidentala se obtine aplicand teorema I a impulsului (Fig. 7.3).

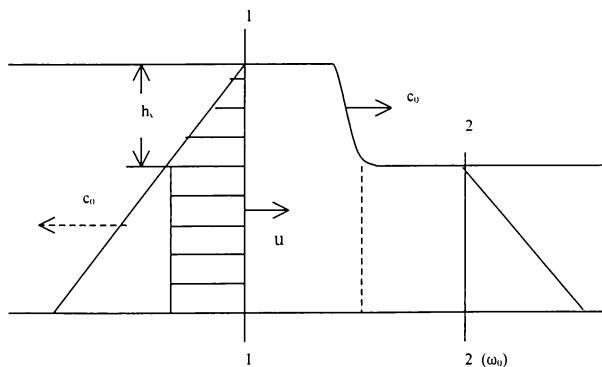


Figura 7.3 - Deplasarea undei de viitura din sectiunea 1-1 spre sectiunea 2-2

Vitezei de propagare a undei in apa in repaus (celeritatea) este:

$$c_0 = \sqrt{g\left(\frac{\omega_0}{b} + \frac{3}{2}h_v\right)} \quad (7.2)$$

Daca apa era in momentul producerii undei intr-o miscare permanenta cu viteza medie in sectiune v_0 , celeritatea este:

$$c = v_0 \pm c_0 \quad (7.3)$$

Pentru efectuarea calculelor legate de unda de viitura accidentala este necesar a se cunoaste hidrograful debitelor $Q = f(t)$, generat in sectiunea de amplasare a barajului ca urmare a ruperii acestuia, definit ca hidrograf al ruperii. Acest hidrograf depinde in principal de urmatoarele elemente: modul de rupere (forma, durata avariei, viteza de dezvoltare in timp) impus de un anumit scenariu caracteristic unui anumit tip de baraj, geometria si volumul lacului, nivelul apei in lac.

Parametrii fenomenului sunt influentati de factori ca forma si rugozitatea vaii si a versantilor, scaderea nivelului in lac, prezenta debitului din aval ca si ruperile de baraje in aval (in cascada) sau/si conflentele de unde de viituri accidentale produse de ruperi de baraje amplasate in paralel in reseaua hidrografica, etc.

BIBLIOGRAFIE

- /1/ Gh. Cretu , T. Nicoara, E. Bacinschi Consideratii privind calculul undelor de viitura produse de ruperea barajelor, Simpozion OGA Resita, 1986
- /2/ Gh. Cretu, C. Rosu Floods in Hydrotechnical System, European Conference Advances in Water Resources Technology, Athens, 1991
- /3/ Gh. Cretu, M. Valcaneanu Calculul hidrografului viiturii produs prin inundatii accidentale, Sesiunea stiintifica ICPGA, X. 1986
- /4/ --- Data Station for Dam Failures, DSDF - Viena, 1991
- /5/ Gh. Cretu Fundamentarea ipotezelor de calcul al undelor de inundatii la ruperea unui baraj, Sesiune jubiliara IP Iasi, 1988

- /6/ N. D. Katopodes Nearly autentic 2-D Model for Dambreak Flood Waves, Advances in Hydro-Science and Engineering, vol. I, ed. Sam S.Y. Yang
- /7/ R. C. Elliot, M. H. Chandhry A wave propagation model for two-dimensional dambreak flow, Journal of Hydraulic Research, 4/vol. 30, 1992
- /8/ L. Carballada Bris de barrages multiples, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 457-463
- /9/ H. Matsutomi Numerical computations of two-dimensional inundation of rapidly varied flows due to breaking of dams, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 479-488
- /10/ R. Rajar, M. Cetnia Two-dimensional dam-break flow in steep curved channels, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 571-577
- /11/ J. Ganoulis, D. Tolikas Influence du mode de rupture d'un barrage en terre sur la propagation de l'onde aval, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 580-587
- /12/ Gh. Cretu, C. Rosu Cercetari experimentale privind studiul inundatiilor accidentale, XXX Sesiune Stiintifica IPT, 1989
- /13/ C. V. Bellos, J.V. Soulis
J.G. Sakkas Experimental investigation of two-dimensional dam-break induced flows, Journal of Hydraulic Research, 1/vol. 30, 1992, IAHR, pg. 47-63
- /14/ G. Benoist, G. Nicollet Rupture progressive des barrages en terre, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 464-470
- /15/ R. A. Lopardo, J. A. Orellano
N. Mulle La phase initiale de rupture des barrages fusibles et son etude sur modele hydraulique, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg.471-475
- /16/ I. Unsal Celerite des ondes de rupture dans un canal a section variable, en regime graduellement varie, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 539-545
- /17/ G.V.Zheleznyakov, Y. V. Pissarev Effect of dam break waves and engineering structures upon the river morphology, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol.II pg. 546-554
- /18/ C.D. Memos, A. Georgakakos,
S. Vomvoris Some experimental results of two-dimensional dam-break problem, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 555-563
- /19/ J.M. Sicard, G. Nicollet Effets d'une onde de rupture sur un barrage aval, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 564-570
- /20/ S.R. Abt, R.J. Wittler & J.F.Ruff Design Flood Impacts on Evaluating Dam Failure Mechanisms, Water International, Vol.21, No.3,September 1996

- /21/ --- Accidente la constructii hidrotehnice, ISPH, 1984
- /22/ C. Mateescu Hidraulica, EDP, 1961
- /23/ I. David Hidraulica, vol. I si II, IP Timisoara, 1990
- /24/ S. Hancu, s.a.m.d. Hidraulica aplicata. Simularea numerica a miscarii nepermanente a fluidelor, Ed. Tehnica, 1985, pg. 15-51
- /25/ Chow Open- Channel Hydraulics, McGraw-Hill, International Editions, Civil Engineering Series, 1973

8. Calculul hidrografului ruperii /1/,/2/,/3/,/4/,/5/, 6/,/7/,/8/, /9/,/10/,/11/,/12/ /13/,/14/, /15/, /16/

Pe baza ipotezelor de rupere progresiva sau instantanee, a barajelor se pot determina consecintele acestora: hidrograful ruperii in sectiunea avariei, respectiv hidrografele viiturii accidentale in sectiunile din avalul acesteia.

Studiile efectuate pana in prezent, prin analiza distrugerii unor baraje, precum si pe modele de laborator pun in evidenta factorii care influenteaza mecanismul ruperii dar nu ofera posibilitatea prevederii elementelor geometrice ale ruperii, care sa permita prognoza hidrografului. Ca atare, incertitudinea modului de rupere introduce erori in calculul hidrografului determinate de procesul de evolutie a ruperii in timp. Din aceasta cauza trebuie luate in considerare cat mai multe situatii de rupere posibile sau dirijarea ruperii cand nu mai poate fi evitata. Se prevad in acest scop elemente constructive pe coronamentul barajului (canale pilot, tipuri speciale de constructii sparge val) care sa favorizeze un anumit proces de rupere /5/.

Diferitii factori ce influenteaza formarea hidrografului de viitura accidentala intervin cu pondere variabila si in functie de marimea bresei de rupere. Ca urmare s-a propus clasificarea breselor in:

- a) brese mici - cele la care hidrograful nu este influentat de unda negativa ce se formeaza in lac;
- b) brese mijlocii - hidrograful este influentat de unda negativa din lac si de rezistenta hidraulica a albiei lacului, dar nu este influentata de nivelul din aval;
- c) brese mari - hidrograful este influentat si de nivelul apei din aval. Problema in acest ultim caz este tratata ca o propagare de unde simultane, pozitive in aval si negative in amonte.

Pentru barajele in arc sau arc multiplu se considera ca durata avariei este foarte scurta, de ordinul secundelor, in calcul luandu-se frecvent si acoperitor distrugerea instantanee, desi practic ipoteza volatizarii barajelor este imposibila. Barajele de greutate (tip Bicaz) si din materiale locale (tip Lotru) prezinta prin masa lor o inertie mai mare si se admite ipoteza unei distrugerii treptate.

8.1. Stabilirea hidrografului la ruperea unui baraj de pamant

Pentru calculul hidrografului de viitura la rupere, in cazul barajelor de pamant omogene, de mica inaltime ($H_b \leq 15$ m) se fac urmatoarele consideratii /1/, /2/, /3/, /4/:

- ruperea este progresiva datorandu-se unor fenomene de eroziune;
- eroziunea se dezvolta repede si masivul este spalat intr-un timp foarte scurt.

A. In cazul deversarii, limitele amonte si aval ale coronamentului coboara de o maniera practic uniforma si dupa o lege propusa, deci cunoscuta (Fig. 8.1).

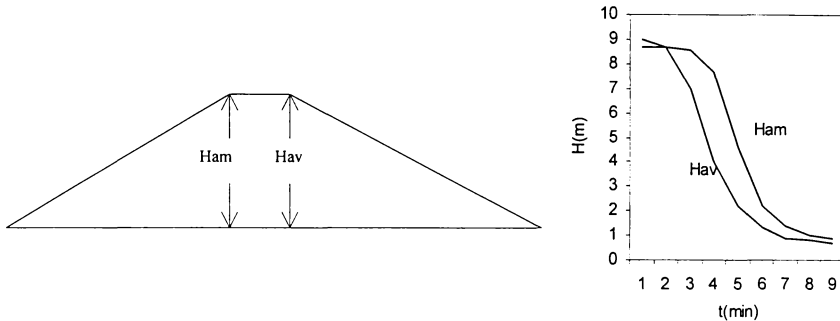


Figura 8.1 - Cedarea uniforma a paramentului amonte si aval

In consecinta, calculul hidrografului debitelor produse de ruperea barajelor considerate se poate face admitand: ruperea progresiva prin erodare, cu viteze de crestere a adancimii bresei de x m/min (variabila H); eroziunea ambelor maluri cu $2x$ m/min (variabila B); forma bresei trapezoidala (Fig. 8.2), stabilita din coincidenta debitelor maxime cu cele determinate prin similitudine pe model (la bresa triunghiulara considerata, debitul deversat este inferior celui determinat pe model).

Scurgerea poate fi considerata ca o scurgere peste un deversor cu prag lat $[c > (2 \dots 3)H]$, /17/ (Fig. 8.3), pasul de timp de calcul Δt .

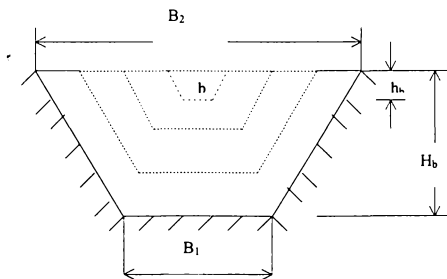


Figura 8.2 - Forma bresei

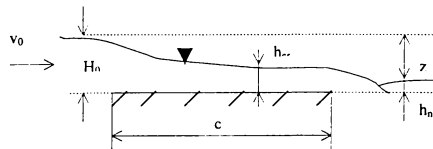


Fig. 8.3 - Schema deversorului cu prag lat

Practic lungimea pragului este:

$$c = (3 \dots 10)H \quad (8.1)$$

iar pentru valori $c \gg H$, ce se ating pe masura adancirii bresei, curgerea trebuie considerata ca o curgere intr-un canal cu panta i .

In cazul deversorului neinecat ($h_n < h_{cr}$) adancimea la prag h se ia, de obicei, egala cu adancimea critica h_{cr} :

$$h = h_{cr} \approx 0,6H_0 \quad (8.2)$$

Debitul, cu considerarea vitezei de acces v_0 , este:

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{3/2} \quad (8.3)$$

unde:

b - lungimea bresei;

m - coeficientul de debit ($m = 0,30 \dots 0,36$);

In cazul deversorului inecat ($h_n > h_{cr}$), intalnit mai rar in evolutia fenomenului analizat, adancimea

$$Q = m\sigma b\sqrt{2g}H_0^{3/2} \quad (8.4)$$

la prag se ia egala cu adancimea de inecare ($h = h_n$) iar debitul se determina cu formula:

in care:

φ - coeficientul de viteza;

$\sigma = \sigma(h_n / H_0)$, coeficientul de inecare ($\sigma = 1 \div 0,082$ pentru $h_n / H_0 = 0,7 \div 0,999$)

Luarea in considerare a contractiei laterale ($b < B$), necesara cel putin in fazele initiale ale dezvoltarii bresei se face obisnuit, introducand in relatia debitului (8.2), (8.4) coeficientul de contractie ε :

$$Q = m\varepsilon b\sqrt{2g}H_0^{3/2} \quad (8.5)$$

unde:

$\varepsilon = 0,85 \dots 0,95$

In cazul in care curgerea trebuie considerata ca intr-un canal cu panta i , caracteristica miscarii neuniforme a apei (Fig. 8.4) se au in vedere urmatoarele /17/:

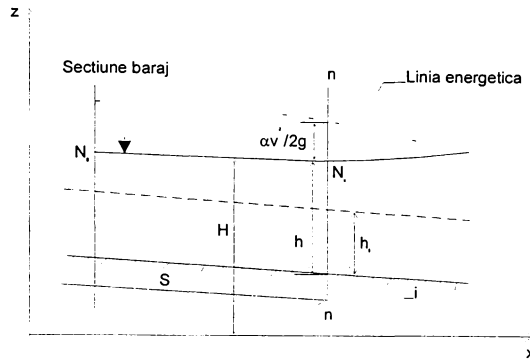


Figura 8.4 - Miscarea neuniforma a apei in albie deschise

Ecuatia fundamentala pentru albie neprismatice poate fi scrisa sub forma:

$$\frac{dh}{dS} = \frac{i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} + \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial S}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g \omega^2} B} \quad (8.6)$$

in care:

$dh/dS = J$ panta suprafetei libere a apei

Q debitul

i panta albiei

B latimea albiei

C coeficientul lui Chezy

R raza hidraulica

$\alpha = 1,1$ coeficientul Coriolis care tine seama de distributia neuniforma a vitezei in sect.

ω sectiunea transversala a albiei

In cele mai multe cazuri se poate accepta forma prismatica a canalului si deci $\partial \omega / \partial S = 0$.

In momentul in care scurgerea este considerata ca o scurgere printr-un canal se cunoaste nivelul apei in sectiunea paramentului amonte al canalului (N_B). Impunand la capatul aval al sectorului ales S , nivelul apei (N_n) se determina/ se cunosc elementele J , ω , C , R , α si i .

Cu acestea se calculeaza din relatia (8.14) debitul Q , reiterand nivelul impus initial N_n pana la echilibrarea ecuatie.

B. In cazul bresle produse in interiorul barajului care se dezvolta pana la prabusirea acestuia, scurgerea se poate asimila celei prin golirea unui baraj (Fig. 8.5).

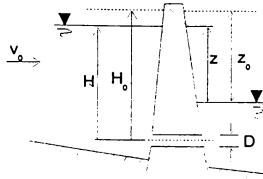


Figura 8.5 Scurgere prin golirea de fund a barajului

Relatia de calcul a debitului este:

$$Q = \mu \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH_0} \quad (8.7)$$

pentru curgerea in atmosfera, respectiv z_0 in locul lui H_0 in cazul curgerii inecate.

Coefficientul de debit

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta + \lambda l / D}} \quad (8.8)$$

$\sum \zeta$ - suma coeficientilor de rezistenta locala

λ - coeficient de rezistenta liniara

Pana la atingerea debitului maxim din hidrografal de rupere $t = t_{cr}$ (Fig. 8.6), volumul de apa golit din lac este mic (Fig. 8.7), aflandu-se in partea superioara a curbei $W = W(H)$, $l/2$.

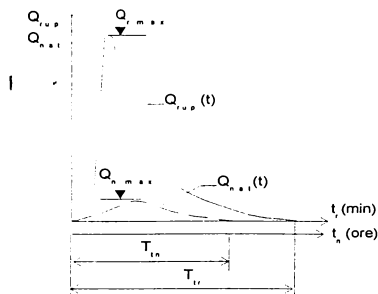


Figura 8.6 - Hidrografele debitelor

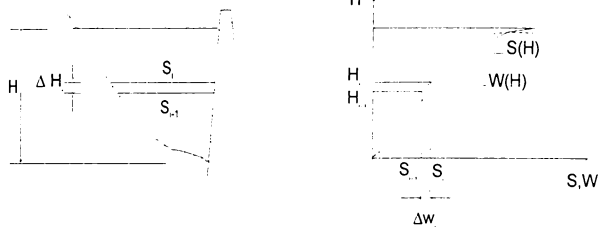


Figura 8.7 - Curbele orografice ale acumularii

Pentru ramura descrescatoare a hidrografului de rupere) ($t = t_{cr}$) se considera ca golirea lacului se produce prin bresa creata, tinand cont si de scaderea nivelului de apa din lac, rezultata din relatia:

$$S_i \Delta H_i = Q_i \Delta t \quad (8.9)$$

Rezultatele obtinute, aplicand modelul de calcul in cazul mai multor baraje /18/, /19/, /20/, /21/, /22/, /23/, /24/, /25/, pot pune in evidenta influenta inaltimei barajului (Fig. 8.8), a volumului acumularii (Fig. 8.9) si a timpului de rupere (Fig. 8.10) asupra hidrografului viiturii accidentale in sectiunea barajului (hidrografului ruperii).

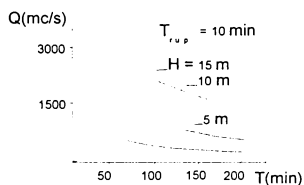


Figura 8.8 - Influenta lui H

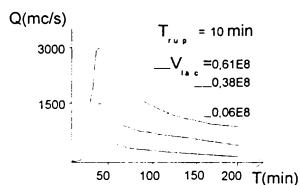


Figura 8.9 - Influenta lui V_{lac}

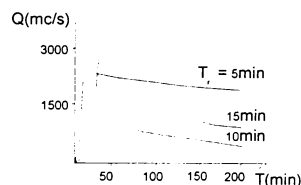


Figura 8.10 - Influnța lui T_r

8.2. Determinarea hidrografului ruperii in cazul unor baraje de beton

In cazul unor baraje de beton avand n ploturi, din care m deversoare, hidrograful ruperii se determina pe baza ipotezei ruperii unui numar de ploturi (incepand de exemplu cu cele deversoare), intr-un timp foarte scurt.

Se stabileste momentul initial si durata de rupere a fiecarui plot t_{rp} , in cadrul timpului total de rupere al barajului t_{rt} .

Legea de rupere a unui plot poate fi pusa sub forma variatiei inaltimei bresei, create din cedarea plotului, in timp h_{rp} si poate fi lineara ($h_{rp} = \alpha \cdot t_{rp}$) sau nelineara (Fig. 8.11).

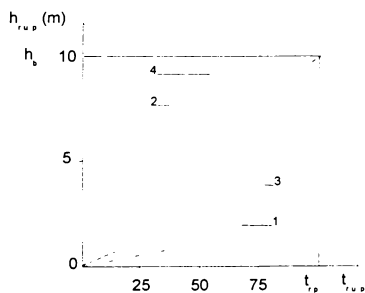


Figura 8.11 - Legea de rupere a unui plot

Se accepta in acest sens o viteza de rupere:

- constanta (1)
- variabila, mai mare la inceputul procesului de rupere (2) ori mai lenta la inceput (3)
- alternativa (viteze de rupere mai mici, alternand cu cele mari) (4).

Situatia de calcul cea mai defavorabila este cea a lacului plin (la nivelul maxim de retentie), peste care se suprapune afluenta maxima de verificare $Q(p\%)$, corespunzatoare clasei de importanta a constructiei (Fig. 8.12), rezultand nivelul de calcul accidental ($H_{calc\ accid}$):

$$h_m = h_{mr} + h_a \quad (8.10)$$

unde:

$$h_a = f(Q_p\%) \text{ din hidrograful viiturii naturale } Q_p\%(t) \text{ si curba capacitatii lacului } h = f(V)$$

$$H_{calc\ accid} > H_{baraj} \quad \text{sau} \quad H_{calc\ accid} < H_{baraj} \quad (8.11)$$

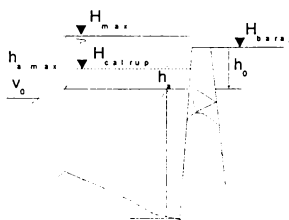


Figura 8.12 - Situatia de calcul de calcul cea mai defavorabila

Etapele de calcul sunt:

- 1) calculul evacuării apei din lac prin deversare peste stăvile, apreciata ca o scurgere peste un deversor cu perete subtire, neinecat, cu contractie laterala (cu muchie ascutita):

$$Q_s = m b_s \sqrt{2g} h_a^{3/2} \quad (8.12)$$

in care:

b_s - latimea tuturor deschiderilor cu stavila;

m - coeficientul de debit in prezenta contractiei laterale si a influentei vitezei de acces /15/;

$$m = \left[0,405 + \frac{0,0027}{h_a} - 0,03 \frac{B - b_s}{B} \right] \left[1 + 0,55 \left(\frac{b_s}{B} \right)^2 \left(\frac{h_a}{h_m} \right)^2 \right] \quad (8.13)$$

B - latimea de acces la nivelul $H_{calc\ accid}$

Evacuare peste stavile are loc atat timp cat:

$$Q = Q_p \% - Q_s > 0 \quad (8.14)$$

Din momentul $h_a = h_0$ incepe deversarea peste baraj (Fig. 8.12).

2) calculul evacuarii apei peste baraj, considerata ca si curgere peste deversor cu prag lat (8.2), se efectueaza similar cu cele prezentate in paragraful anterior:

$$Q_b = m(B - b_s) \sqrt{2g} \left(h_{a_{max}} + \frac{v_0^2}{2g} \right)^{3/2} \quad (8.15)$$

in care $h_{a_{max}}$ reprezinta h_a corespunzator lui H_{max}

Debitul total scurs in sectiunea barajului fiind la acest nivel H_{max}

$$Q = Q_s + Q_b \quad (8.16)$$

La atingerea nivelului maxim H_{max} incepe, corespunzator ipotezei enuntate mai sus, ruperea primului plot (primelor 2,3, ... ploturi).

3) calculul debitului la ruperea simultana a ploturilor Q_c .

Curgerea apei peste ploturile rupte se considera o curgere peste un deversor cu prag lat cu contractie laterala (8.5), corespunzator fiecarui pas de timp Δt ;

$$Q_c = \sum \left[m \varepsilon b_p \sqrt{2g} \left(h_a + \frac{v_0^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \quad (8.17)$$

Ruperea ploturilor se face dupa o lege propusa (Fig.8.11), deci cunoscuta, in cadrul timpului total de rupere al barajului t_{ri} considerat. Ca atare, este posibil de exemplu /22/,ca dupa primul pas de

timp Δt , cele m_1 ploturi deversoare rupte sa fie la $h_{rp_1} = \frac{1}{3} h_b$, in timp ce incepe ruperea altor m_2

ploturi; dupa urmatorul pas de timp $2\Delta t$, ploturile m_1 ajung la $h_{rp_1} = \frac{2}{3} h_b$, ploturile m_2 la

$h_{rp_2} = \frac{1}{3} h_b$ si incepe ruperea altor m_3 ploturi, s.a.m.d., pana la ruperea totala a barajului

4) pentru fiecare pas de timp, Δt se calculeaza volumul scurs in aval de baraj:

$$V_s = (Q_c - Q_p \%) \Delta t \quad (8.18)$$

si corespunzator lui volumul ramas in lac:

$$V_r = V_{lac} - V_s \quad (8.19)$$

Se calculeaza din $V_{lac} = f(H)$ (Fig. 8.7), pentru V_r , determinat valoarea lui H , din care se stabilesc in continuare (pentru urmatorul pas de timp Δt), adancimile de calcul h_{ai} si respectiv debitul de rupere $Q_r = Q_c$, relatia (8.17), s.a.m.d. Calculul se continua pana la golirea completa a acumularii, obtinandu-se in final hidrografal ruperii (Fig. 8.6), $Q_r = f(t)$.

Golirea completa a lacului poate avea loc inainte de ruperea integrala a barajului, dupa cum poate avea loc si dupa aceasta, depinzand de marimea volumului lacului si durata de rupere a barajului. Forma hidrografului viiturii depinde la acelasi baraj de mai multi factori, dintre care: volumul total si geometria acumularii data de curbele $V = V(H)$ si $S = S(H)$; durata si legea de variatie in timp a ruperii, corespunzatoare ipotezelor, respectiv scenariilor de rupere. Fara indoiala ca mentinand constanti unii parametrii (ca de pilda volumul acumularii) se poate stabili influenta altora (inaltimea barajului) asupra formei hidrografului ruperii, s.a.m.d.

Caracteristici ale hidrografelor de rupere sunt: o durata mica a timpului de crestere, T_{cr} ca si a timpului total T_{tr} (de ordinul minutelor), in comparatie cu cele ale hidrografelor naturale (de ordinul orelor)

$$T_{cr} \ll T_{cn} \quad \text{si} \quad T_{tr} \ll T_{tn} \quad (8.20)$$

dar si a raportului:

$$T_{cr}/T_{tr} \ll T_{cn}/T_{tn} \quad (8.21)$$

- valori ale debitelor maxime accidentale mult mai mari decat ale celor maxime naturale de calcul (de zeci sau chiar de sute de ori):

$$Q_{max \text{ rupere}} \gg Q_{max \text{ nat}} (Q_p \%) \quad (8.22)$$

ca si a volumelor viiturilor corespunzatoare:

$$V_{viit\ rupere} \gg V_{viit\ nat} \quad (8.23)$$

in care:

$$V_{viit\ rupere} = \int_0^{T_r} Q_r dt = \sum_1^n Q_r \Delta t = Q_{med\ rupere} \times T_r \quad (8.24)$$

$$V_{viit\ nat} = \int_0^{T_{in}} Q_n dt = \sum_1^{n'} Q_n \Delta t' = Q_{med\ nat} \times T_{in} \quad (8.25)$$

unde:

Δt (min), $\Delta t'$ (ore), n , n' - pasii de timp si numarul total al pasilor de timp utilizati in cazul viiturii accidentale, respectiv naturale (evident $\Delta t \neq \Delta t'$ doar la calculul volumului viiturilor, nu si la determinarea nivelurilor de calcul h_{ai}).

BIBLIOGRAFIE

- | | |
|---|---|
| /1/ Gh. Cretu , T. Nicoara,
E. Bacinschi | Consideratii privind calculul undelor de viitura produse de ruperea barajelor, Simpozion OGA Resita, 1986 |
| /2/ Gh. Cretu, C. Rosu | Floods in Hydrotechnical System, European Conference Advances in Water Resources Technology, Athens, 1991 |
| /3/ C. Rosu | Consideratii privind studiul inundatiilor accidentale, Simpozion "Protectia mediului, ameliorarile funciare si folosirea energiei neconventionale", UPT, Mai 1992 |
| /4/ C. Rosu | Accidental Floods. Break Hydrograph and Propagation Waves, Buletin Stiintific UTT, Tom 410(54), Hidro. 1995 |
| /5/ R. A. Lopardo, J. A. Orellano
N. Mulle | La phase initiale de rupture des barrages fusibles et son etude sur modeles hydraulique, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg.471-475 |
| /6/ Gh. Cretu, M. Valcaneantu | Calculul hidrografului viiturii produs prin inundatii accidentale, Sesiunea stiintifica ICPGA, X. 1986 |
| /7/ --- | Data Station for Dam Failures, DSDF - Viena, 1991 |
| /8/ Gh. Cretu | Fundamentarea ipotezelor de calcul al undelor de inundatii la ruperea unui baraj, Sesiune jubiliara IP Iasi, 1988 |
| /9/ J. Ganoulis, D. Tolikas | Influence du mode de rupture d'un barrage en terre sur la propagation de l'onde aval, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 580-587 |

- /10/ K. Kosorin Hydraulic characteristics of some dam break wave singularities, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 520-528
- /11/ C.D. Memos, A. Georgakakos, S. Vomvoris Some experimental results of two-dimensional dam-break problem, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 555-563
- /12/ J.M. Sicard, G. Nicollet Effets d'une onde de rupture sur un barrage aval, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 564-570
- /13/ H. Martin Dam-break wave in horizontal channels with parallel and divergent side walls, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 494-505
- /14/ --- Consideratii privind mecanismul de cedare al barajului Belci la viitura din 29.06.1991, Raport de expertiza
- /15/ S. Gozali, B. Hunt Dam-break solutions for a partial breach, Journal of Hydraulic Research, vol. 31 (1993)/ 2, pg. 187-204
- /16/ G. Benoist, G. Nicollet Rupture progressive des barrages en terre, XX -IAHR Congress, Moscow, 1983, vol. II, pg. 464-470
- /17/ P. G. Kiselev, S. Hancu Indreptar pentru calcule hidraulice, Ed. Tehnica, 1988
- /18/ --- Studiu de gospodarie a apelor pentru apararea impotriva inundatiilor a zonei Oradea, contract IPT 142/85
- /19/ --- Studiu de gospodarie a apelor privind zona de influenta a undelor de viitura generate de ruperea sau avariarea barajelor de pe Valea Dognecea, contract IPT 213/87
- /20/ --- Studiu de gospodarie a apelor privind zona de influenta a undelor de viitura generate de ruperea barajelor Oravita, contract IPT 115/89
- /21/ --- Studii si cercetari privind viiturile naturale si accidentale in Birzava Superioara, contract IPT 169/89
- /22/ --- Studiu de inundabilitate a zonelor situate in aval de lacul de acumulare Calinesti, in caz de accident la baraj, contract UTT 13/1991
- /23/ --- Studiu impactului cu mediu a sedimentelor din acumularile de pe Birzava Superioara in cazul ruperii barajelor, contract UTT 23/1992
- /24/ --- Studiu de inundabilitate a zonelor situate aval de lacul de acumulare Firiza, contract IPT 115/88
- /25/ --- Studiul inundatiilor produse de ruperea barajelor Gozna, Valiug, Secu si Trei Ape, contract UPT 119/95

9. Propagarea viiturilor accidentale. Principii, metode si modele de calcul

9.1. Consideratii generale. Concepte de studiu

Modelele de calcul utilizate pentru stabilirea legii de variatie a debitelor cu timpul in sectiunea de rupere sunt fara indoiala discutabile, datorita numeroaselor ipoteze efectuate asupra fenomenelor probabile. In acelasi timp trebuie avut in vedere ca hidrograful ruperii constituie data initiala pentru modelele matematice de translatie a undei, numeroase, unele mai exacte, altele expeditiv.

Majoritatea studiilor considera miscarea unidimensionala, aplicabila intr-o vale ingusta (imediat aval de baraj, pe o anumita lungime), sistemul de ecuatii fiind rezolvat printr-o metoda de integrare numerica. Alte studii solutioneaza problema bidimensional, in planul (x,y) adecvata zonelor cu vai largi, caracteristice cursurilor medii si mai ales inferioare ale raurilor. Sunt preocupari si incercari prin care miscarea undelor accidentale este apreciata ca o miscare tridimensionala in planul $(x, y$ si pe inaltimea $z)$, atunci cand patul albiei are denivelari iar curbura curentilor in plan vertical este de asemenea mare.

Programele de calcul au la baza un anumit concept de studiu al modelelor de propagare (hidraulic sau hidrologic), diferite metode de rezolvare numerica si un mod de apreciere a miscarii undei de viitura accidentala (uni sau bidimensionala). Ele permit sa se determine, cu un grad mai mare sau mai mic de precizie, evolutia in timp a variabilelor hidrodinamice a fiecarei sectiuni de rau, respectiv a debitului (infasuratoarea debitelor maxime), nivelului, vitezei de propagare a frontului undei de viitura, precum si a zonei inundabile (cu posibilitatea evaluarii pagubelor), timpilor de avertizare.

In cazul *conceptului hidraulic* se aplica un model de calcul numeric, pornind de la ecuatiile diferentiale ale miscarii nepermanente in albie deschise, ecuatiile Saint-Venant.

In cadrul *conceptului hidrologic* se descrie procesul de propagare global, prin relatii matematice ce reprezinta simplificari ale ecuatiilor exacte Saint-Venant. Simplificarile se realizeaza prin introducerea unor parametrii determinati pe baza unor masuratori efectuate in trecut. Metodele hidrologice sunt mai expeditiv in comparatie cu cele hidraulice, folosesc mai putini parametrii ce caracterizeaza regimul de scurgere, dar sufera din punct de vedere al preciziei rezultatelor.

La randul lor si in metodele hidraulice pot apare diferite ipoteze simplificatoare, cea mai utilizata fiind neglijarea anumitor termeni ai ecuatiilor diferentiale ale miscarii nepermanente. Indiferent insa de tipul modelului utilizat, in studiile de propagare se pune problema tararii modelelor, legata

de determinarea valorii unor parametrii sau coeficienti ce intervin in ecuatiile care descriu fenomenul (exempu: coeficientul de rugozitate).

9.2. Conceptul hidraulic. Metode de rezolvare a sistemului de ecuatii /1/, /2/, /4/, /5/, /6/, /7/, /8/, /14/, /15/, /17/,/18/

9.2.1. Principii si solutii

Modelele de propagare si atenuare a undelor accidentale, caracterizand miscarea nepermanenta a apei in albia raurilor au la baza sistemul format din cele doua ecuatii cu derivate partiale, neliniare, de tip hiperbolic, stabilite de Barre de Saint-Venant inca in anul 1848.

- Ecuatia de continuitate (Fig. 9.1):

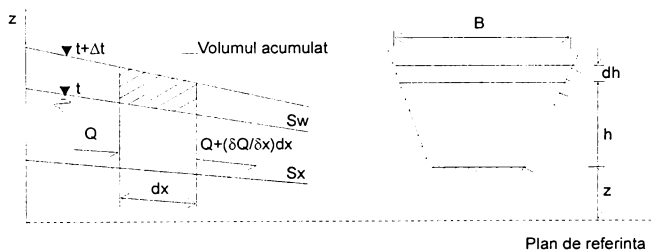


Figura 9.1 - Continuitatea scurgerii nepermanente

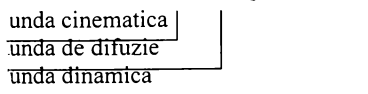
$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{9.1}$$

Pentru sectiuni asimilate ca sectiuni dreptunghiulare $A = Bh$, ecuatia de continuitate devine

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \frac{\partial u}{\partial x} + u \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \tag{9.1'}$$

- Ecuatia dinamica (Fig. 9.2)

$$S_f = S_x - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} \tag{9.2}$$



unde: u - viteza in directia longitudinala
 x - coordonata longitudinala
 h - adancimea apei
 B - latimea la varf, in sectiune transversala
 A - sectiunea scurgerii
 Q - debitul
 S_x - panta patului albiei
 S_f - panta frecarii
 g - acceleratia gravitationala
 t - timpul

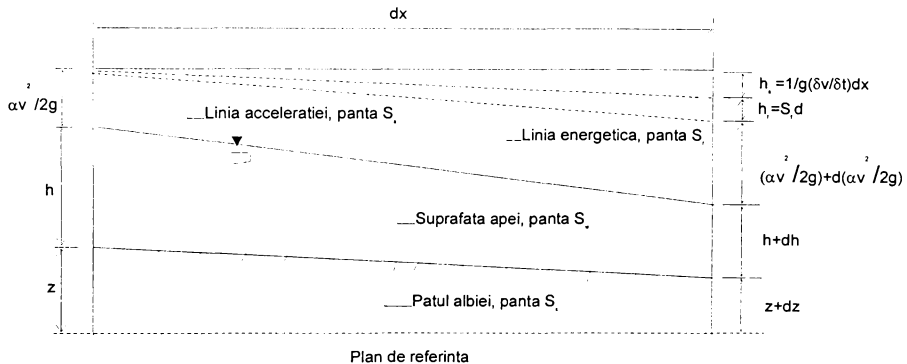


Figura 9.2 - Elementele ecuatiei dinamice

Ecuațiile (9.1) și (9.2) formează un model al curgerii nepermanente, gradual variate numit model dinamic complet. Integrarea exactă a ecuațiilor este complicată și dificilă în cele mai multe situații. Soluția sistemului prin relația explicită $Q = Q(x, t)$, presupune cunoașterea:

- condițiilor initiale care corespund unei stări cunoscute

$$t = 0, \quad h = h(x), \quad Q = Q(x) \quad (9.3)$$

- condițiilor la limita

$$x = 0, \quad Q_0 = Q_0(t) \quad (9.4)$$

$$x = l, \quad Q_l = Q_l(h_l) \text{ sau } h_{cr} \quad (9.5)$$

unde:

$Q_0(t)$ - hidrografal ruperii pentru primul sector

$Q_t(h_t)$ - cheia limnometrica la capatul aval al sectorului

Modelul dinamic complet poate da rezultate exacte privind scurgerea nepermanenta, impunand utilizarea calculatoarelor performante. In acelasi timp rezultatele sunt conditionate de ipotezele necesare in dezvoltarea ecuatiilor Saint-Venant si de simplificari cerute de aplicarea lor in cazul unei probleme specifice (ex: simplificari legate de neregularitatile albiei).

O serie de autori au adoptat metode de rezolvare analitica a ecuatiilor fundamentale admitand o serie de simplificari si alegand in final, acele solutii care dadeau rezultatele cele mai apropiate de situatiile reale si/sau cercetarile experimentale pe modele fizice. Printre primele rezolvari sunt citate /1/, /6/, /7/, /17/, cele ale lui Saint-Venant si Ritter. Se considera ca fenomenul se dezvoltă in conditii plane, fara frecare ($S_f = 0$), albia este dreptunghiulara si orizontala ($S_x = 0$), cu apa de adancimea h_a in amonte de baraj si fara apa in aval. Ruperea barajului este instantanee si totala (Fig. 9.3).

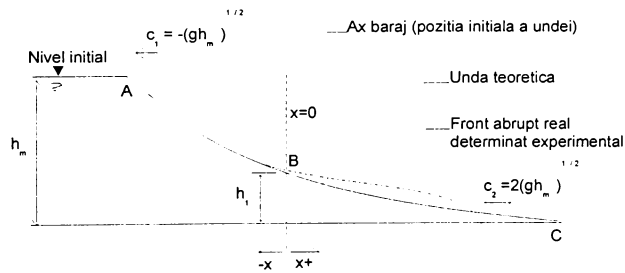


Figura 9.3 - Unda de viitura accidentala

In aceste conditii ecuatia caracteristica viiturii accidentale

$$x = 2t\sqrt{gh_m} - 3t\sqrt{gh} \quad (9.6)$$

unde:

t - timpul dupa ruperea barajului

h_m - adancimea apei in lac, la baraj, inainte de rupere

x - lungimi masurate in axul vaii

h - adancimea apei

g - acceleratia gravitatiei

este obtinuta fie prin integrarea ecuatiilor Saint-Venant, fie aplicand teorema impulsului.

Suprafata undei este o parabola cu varful la patul albiei si axa verticala care se modifica de la un moment la altul. Unda nu are aspectul unei intumescente (umflaturi) a suprafetei apei, de oarecare lungime, ci aici unda cuprinde intreaga sectiune de scurgere pana la fundul albiei. In tot timpul desfasurarii fenomenului, punctul B ramane fix, iar punctul A de la nivelul initial al lacului se misca spre amonte. Din cauza frecarilor cu terenul, suprafata reala a undei nu este o parabola ci se apropie de parabola teoretica pana aproape de baza, unde frontul ramane mult in urma varfului parabolei teoretice, formand o zona abrupta.

Relatia defineste deci un profil de suprafata parabolica pentru orice moment t , cu o unda de golire urcand in amonte cu celeritatea:

$$c_1 = -\sqrt{gh_m} \quad (9.7)$$

si o unda de viitura accidentala, deplasandu-se cu celeritatea:

$$c_2 = 2\sqrt{gh_m} \quad (9.8)$$

Pornind de la solutia lui Ritter (1892) care este probabil prima si cea mai cunoscuta, cercetarile legate de propagarea undelor de viitura produse de ruperea barajelor au continuat /18/ cu

- Stoker (1957) care extinde solutia lui Ritter incluzand o adancime a apei in aval diferita de zero;
- Dressler(1952) si Whitham (1955) au extins solutia Ritter folosind aproximările pentru a introduce rezistenta canalului;
- Sukkas si Strelkoff (1973) au obtinut solutii numerice pentru un canal prismatic uscat, in panta cu o sectiune transversala parabolica;
- Chen si Armbruster (1980) au determinat solutii numerice pentru un canal neprismatic, in panta cu o scurgere de baza;
- Hunt (1982, 1984) a folosit aproximarea undei cinematice si metodele perturbatiei singulare pentru a obtine aproximatii asimptotice pentru distante mari in aval, cazul unui canal in panta;
- Hunt (1987) a folosit metoda caracteristicilor pentru a obtine o solutie relativ apropiata de cea a unui baraj rupt, cazul unui canal in panta.

Alte cercetari au tratat cedarea partiala a barajelor.

- Schocklitsch (U.S. Army Corps of Engineers, 1960, 1961) a realizat o serie de experimente legate de cedările instantanee, parțiale;
- Price, Lowe și Garrison (1974), Yevjevich (1975), Rajar (1978) și Fread (1977, 1984) s-au ocupat de cedările parțiale ale barajelor;
- Wurbs (1987) a făcut câteva evaluări comparative ale metodelor specifice pentru calculul undelor de viitură produse în urma ruperii barajelor și conchide că modelarea undelor de viitură accidentală nu a atins încă un grad înalt de acuratețe;
- Menendez și Navarro (1990) au realizat o serie de experimente legate de cedarea treptată a unui baraj.

Din modelul dinamic complet pot fi derivate două modele simplificate, modelul unei cinematice și modelul de difuzie, prin neglijarea unor termeni ai ecuației dinamice (9.2). Un mod de a selecta modelele aproximative constă în examinarea cheii limnometrice $Q = f(h)$. Dacă pentru o anumită valoare a debitului Q , valoarea adâncimii h este aproximativ aceeași în perioada de creștere și în cea de scădere se adoptă modelul unei cinematice. În cazul în care cheia limnometrică are forma de hysteresis se adoptă modelul dinamic complet.

Modelul unei cinematice presupune că termenii inertiali sunt neglijabili și panta de frecare este egală cu panta patului albic ($S_f = S_v$). Conservarea momentului este aproximată considerând scurgerea uniformă.

În general, debitul este dat de relația:

$$Q = \Gamma AR^m \sqrt{S_f} \quad (9.9)$$

unde:

Γ - coeficient de rezistență empirică

R - raza hidraulică

m - exponent empirică

În cazul scurgerii permanente, debitul normal este dat de relația:

$$Q = Q_v = \Gamma AR^m \sqrt{S_x} \quad (9.10)$$

Din ecuațiile (9.9) și (9.10) se obține:

$$Q = Q_v \sqrt{S_f / S_x} \quad (9.11)$$

care împreună cu ecuația de continuitate (9.1) formează modelul unei cinematice.

Ecuatia propagarii undei cinematice este:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (9.12)$$

unde:

c - celeritatea estimata intr-o anumita sectiune transversala si pentru un anumit debit.

Intrucat in modelul undelor cinematice termenii inertiali si de presiune sunt neglijabili in comparatie cu cei de greutate si frecare, undele cinematice se propaga in aval fara a se atenua dar isi schimba forma functie de celeritate.

$$c = \frac{dQ}{dA} = \frac{1}{B} \frac{dQ}{dh} \quad (9.13)$$

Atunci cand efectele pantei suprafetei libere a apei nu pot fi ignorate, profilul uniform se modifica intr-un profil neuniform iar termenul $\delta h/\delta x$ nu mai poate fi neglijat.

Ecuatia undei de difuzie este:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (9.14)$$

In partea stanga este ecuatia undei cinematice iar in partea dreapta se tine seama de efectul de difuzie al profilului neuniform al suprafetei libere a apei. Coeficientul de difuzie D simuleaza atenuarea undei in aval si este dat de relatia:

$$D = \frac{Q}{2BS_x} \quad (9.15)$$

Acest termen demonstreaza ca modelul undei cinematice este aplicabil cand panta patului albiei este abrupta sau in cazul unui canal foarte lat (D este mic). In cazul unor pante mici ale patului albiei, coeficientul de difuzie D nu poate fi neglijat. Undele de difuzie au un domeniu mai larg de aplicabilitate decat cele cinematice dar utilizarea lor necesita cam acelasi efort ca si undele dinamice. Ca regula generala, modelul dinamic complet se impune atunci cand:

$$S_x \geq \frac{30}{T_P} \sqrt{\frac{h_N}{g}} \quad (9.16)$$

unde: T_P - timpul de crestere al hidrografului afluent

h_N - adancimea apei in miscarea permanenta, uniforma

Tinand cont de durata scurta si magnitudinea debitului maxim in cazul undelor de viitura accidentale, caracteristici care produc valori ale componentelor acceleratie mult mai mari decat in cazul undelor de viitura naturale, modelul dinamic complet este necesar a fi aplicat pentru a obtine rezultate acceptabile.

Data fiind complexitatea fenomenului, pentru rezolvarea ecuatiilor Saint-Venant sunt utilizate cu prioritate procedeele numerice.

- Procedeele diferentelor finite pe scheme:
 - explicite, limitate la conditia de “curent” cu pas de timp mic, neacceptand variatia brusca a sectiunii transversale. Pornesc de la exprimarea ecuatiilor Saint-Venant in diferente finite. Planul x,t este impartit intr-o retea, de obicei rectangulara, pentru nodurile careia se scriu ecuatiile, rezolvandu-se apoi sistemul. Desi aparent metoda este simpla, conditiile de convergenta si de stabilitate a sistemului impun limitari foarte stricte ale pasului de timp.
 - implicite, care nu raspund la conditia de “curent” cu pas de calcul mare decat in cazul formei explicite, la care modificarile sistemului sunt functie numai de valorile variabilelor de stare de la inceputul pasului. Metodele implicite pornesc tot de la expunerea ecuatiilor Sain-Venant in diferente finite si de la o retea rectangulara in planul x,t , dar cu determinarea simultana a vitezelor si adancimilor, de la un moment dat, pentru toate sectiunile de calcul. Conditia de convergenta impune in acest caz limite ale intervalului de timp, dependente in special de raportul dQ/dt .
- Procedeele caracteristicilor, aplicabila ecuatiilor diferentiale de tip hiperbolic ale miscarii (cum sunt ecuatiile Sain-Venant). Pornesc de la forma Riemann a ecuatiilor Saint-Venant din care rezulta un set de curbe caracteristice in planul x,t . In fiecare punct al retelei curbilinii formate din caracteristici se pot astfel scrie patru ecuatii diferentiale cu patru necunoscute: adancimea apei, viteza apei, distanta si timpul, care pot fi integrate prin metode numerice.
- Procedeele elementului finit imparte domeniul scurgerii unidimensionale intr-un numar de elemente finite tip bara.

9.2.2. Metode numerice utilizate in calculul propagarii undelor accidentale /1/, /5/, /14/, /15/, /17/

a) Miscarea unidimensionala nepermanenta a apei cu suprafata libera

Ecuatiile Saint-Venant sunt aplicate intr-un canal dreptunghiular, in cazul regimului subcritic al miscarii nepermanente. Din ecuatiile (9.1') si (9.2) se determina cele doua necunoscute u si h , fiind date conditiile initiale si la limita.

Cel mai direct procedeu de rezolvare simultana a ecuatiilor (9.1') si (9.2) este *Schema explicita in diferente finite* cu un pas de timp fix (Fig. 9.4). Ecuatiile pot fi aproximate prin:

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_M = \frac{u_R - u_L}{2\Delta x} \quad (9.17)$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial t}\right)_P = \frac{u_P - u_M}{\Delta t} \quad (9.18)$$

$$\left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)_M = \frac{h_R - h_L}{2\Delta x} \quad (9.19)$$

$$\left(\frac{\partial h}{\partial t}\right)_P = \frac{h_P - h_M}{\Delta t} \quad (9.20)$$

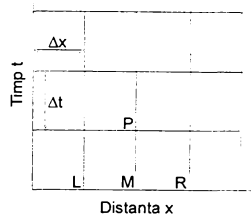


Figura 9.4 - Definierea rețelei diferentelor finite

unde: x - distanța longitudinală între noduri

t - distanța în timp între noduri

Înlocuind aproximațiile făcute în ecuația de continuitate (9.1') rezultă:

$$h_P = h_M + \frac{\Delta t}{2\Delta x} [u_M (h_L - h_R) + h_M (u_L - u_R)] \quad (9.21)$$

iar în dinamica (9.2) se obține:

$$\frac{u_P - u_M}{\Delta t} + u_M \left(\frac{u_R - u_L}{2\Delta x} \right) + g \left(\frac{h_R - h_L}{2\Delta x} \right) = g(S_x - S_f) \quad (9.22)$$

În calculul miscării curgerii nepermanente, de obicei, se presupune că panta de frecare S_f poate fi estimată fie prin ecuația lui Manning, fie prin ecuația lui Chezy. Utilizând condiția lui Manning se obține:

$$S_f = \frac{u|u|n^2}{R^{4/3}} \quad (9.23)$$

unde:

R - raza hidraulică ($R \approx h$ în cazul unui canal dreptunghiular)

n - coeficientul de rezistență Manning

Se substituie ecuația (9.23) în ecuația (9.22) și se notează

$$\Gamma = \frac{h_P^{4/3}}{g\Delta t n^2} \quad (9.24)$$

Ecuatia (9.22) devine

$$u_p |u_p| + \Gamma u_p + \Gamma \left[\frac{u_M \Delta t}{2\Delta x} (u_R - u_L) + \frac{g\Delta t}{2\Delta x} (h_R - h_L) - g\Delta t S_x \right] = 0 \quad (9.25)$$

rezultand

$$u_p = \frac{-\Gamma + (\Gamma^2 - 4\beta)^{1/2}}{2} \quad (9.26)$$

unde

$$\beta = \Gamma \left[\frac{u_M \Delta t}{2\Delta x} (u_R - u_L) + \frac{g\Delta t}{2\Delta x} (h_R - h_L) - g\Delta t S_x \right] \quad (9.27)$$

Din ecuatia (9.21) se obtine valoarea lui h_p .

Un al doilea procedeu numeric, adesea utilizat in rezolvarea problemelor miscarii nepermanente, presupune utilizarea curbelor caracteristice.

Din nou canalul este considerat dreptunghiular si rearanjand ecuatia (9.1') si (9.2) se obtine:

$$H_1 = \frac{\partial h}{\partial t} + h \frac{\partial u}{\partial x} + u \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (9.28)$$

si

$$H_2 = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} - g(S_x - S_f) = 0 \quad (9.29)$$

H_1 si H_2 impreuna cu parametrul λ pot fi alaturate intr-o combinatie liniara pentru a forma o noua functie H .

$$H = \lambda H_1 + H_2 \quad (9.30)$$

care pentru oricare doua valori reale si distincte ale lui λ va produce doua ecuatii in u si h .

Combinand ecuatiile (9.28) si (9.29) in concordanta cu (9.30) se obtine:

$$H = \left[\frac{\partial u}{\partial x} (u + \lambda h) + \frac{\partial u}{\partial t} \right] + \lambda \left[\frac{\partial h}{\partial x} \left(u + \frac{g}{\lambda} \right) + \frac{\partial h}{\partial t} \right] - g(S_x - S_f) \quad (9.31)$$

In ecuatia (9.31) primul respectiv al doilea termen sunt derivatele totale ale vitezei respectiv adancimii curgerii.

$$\frac{du}{dt} = \frac{\partial u}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial u}{\partial t} \quad \text{daca} \quad \frac{dx}{dt} = u + \lambda h \quad (9.32)$$

$$\frac{dh}{dt} = \frac{\partial h}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{daca} \quad \frac{dx}{dt} = u + \frac{g}{\lambda} \quad (9.33)$$

Deci

$$H = \frac{du}{dt} + \lambda \frac{dh}{dt} - g(S_x - S_f) \quad (9.34)$$

Egaland expresiile lui dx/dt rezulta

$$\lambda = \pm \sqrt{\frac{g}{h}} \quad (9.35)$$

Cele doua radacini reale si distincte ale lui λ se inlocuiesc in ecuatiile (9.28) si (9.29) formand o pereche de ceuatii diferentiale.

$$du + dh \sqrt{\frac{g}{h}} + g(S_f - S_x) dt = 0 \quad (9.36)$$

$$dx = (u + \sqrt{gh}) dt \quad (9.37)$$

$$du - dh \sqrt{\frac{g}{h}} + g(S_f - S_x) dt = 0 \quad (9.38)$$

$$dx = (u - \sqrt{gh}) dt \quad (9.39)$$

Curba definita de ecuatia (9.37) este numita caracteristica pozitiva (C^+) - curba LP (Fig. 9.5).

Curba definita de ecuatia (9.39) este numita caracteristica negativa (C^-) - curba RP (Fig. 9.5).

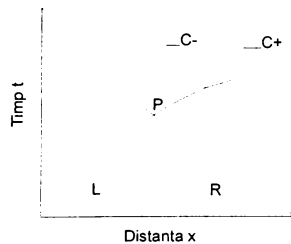


Figura 9.5 - Definirea curbelor caracteristice

Solutia ecuatiilor (9.36) ... (9.39) trebuie sa fie obtinuta prin procedee numerice (ex: schema explicita in diferente finite).

Inainte ca unul din cele doua procedee mentionate sa fie aplicat, conditiile initiale si la limita trebuie specificate. In cazul general, conditia initiala este de obicei data prin profilul curgerii uniforme sau gradual variate. O conditie la limita, tipica, in amonte inseamna specificarea hidrografului, in timp ce in aval poate fi adancimea critica.

O prima dificultate in cazul schemei explicite in diferente finite consta in solutiile numerice instabile. Acestea rezulta frecvent daca Δt este mare in raport cu Δx . Conditia de stabilitate Courant necesita:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{u + c} \quad (9.40)$$

unde: c - celeritatea

Totusi, s-a demonstrat ca pentru tipul schemei explicite in diferente finite discutat, Δt ar trebui sa fie aproximativ 20% din valoarea data de relatia (9.40). Viessman si altii (1972) a observat ca solutii mai stabile pot fi obtinute daca este folosita o aproximare prin difuzie a diferentelor:

$$\left(\frac{\partial u}{\partial t}\right)_M = \frac{u_p - 0,5(u_L + u_R)}{\Delta t} \quad (9.41)$$

$$\left(\frac{\partial h}{\partial t}\right)_M = \frac{h_p - 0,5(h_L + h_R)}{\Delta t} \quad (9.42)$$

$$S_f = \frac{S_{jL} + S_{jR}}{2} \quad (9.43)$$

Aceasta forma s derivatelor permite o crestere importanta a pasului de timp, dar conditia de stabilitate Courant trebuie indeplinita. In plus, schema de difuzie impune:

$$\Delta t \leq \frac{R^{4/3}}{gn^2|u|} \quad (9.44)$$

Pentru stabilitate se considera valoarea cea mai mica intre valorile obtinute cu rel. (9.40) si (9.44).

Schema implicita in diferente finite pentru albiile de forma arbitrara a fost dezvoltata de Amein si altii (1968, 1970, 1975) si se bazeaza pe o schema in diferente finite centrata si pe metoda de iteratie Newton pentru rezolvarea ecuatiilor neliniare in diferente finite.

Ecuatiile miscarii sunt:

$$u \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0 \quad (9.45)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_f - S_x) - \frac{qu}{A} \quad (9.46)$$

in care se respecta notatiile precizate anterior, in plus q - afluenta laterala pe unitatea de lungime a albiei si unitatea de timp.

Suprafata de curgere este presupusa a fi o functie cunoscuta de adancime. Derivatele partiale ale suprafetei sunt:

$$\frac{\partial A}{\partial x} = \frac{dA}{dh} \frac{\partial h}{\partial x} = B \frac{\partial h}{\partial x} \quad (9.47)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{dA}{dh} \frac{\partial h}{\partial t} = B \frac{\partial h}{\partial t} \quad (9.48)$$

Se observa ca daca A si B sunt determinate prin masuratori independente, atunci erorile de masurare pot conduce la situatia B diferit de dA/dh . Amein si Fang (1970) au observat ca pentru stabilitate numerica A si B trebuie sa fie compatibile. De aceea, daca A este determinat prin masuratori este esential ca B sa fie determinat prin calcul si invers. In continuare se presupune ca B este dat de relatia:

$$B = dA/dh \quad (9.49)$$

Ecuatia (9.45) devine:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{A}{B} \frac{\partial u}{\partial x} + u \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{q}{B} = 0 \quad (9.50)$$

Ecuatiile (9.46) si (9.50) sunt neliniare, cu derivate partiale, de tip hiperbolic. Solutia numerica a sistemului este obtinuta in doua etape.

- Ecuatiile sistemului se inlocuiesc cu un sistem de ecuatii algebrice in diferente finite;
- Trebuie gasita metoda de rezolvare a acestor ecuatii. Amein si Fang (1970) si Amein si Chu (1975) recomanda rezolvarea sistemului de ceuatii prin metoda Newton generalizata. Solutia numerica va fi obtinuta in planul (x,t) pe un numar discret de puncte aranjate intr-o retea dreptunghiulara (Fig. 9.6).

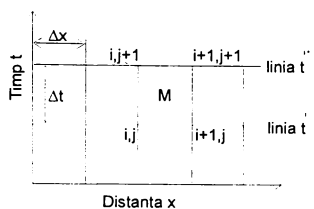


Figura 9.6 - Definierea rețelei pentru schema implicită în diferențe finite

Legat de rețea se precizează următoarele:

1. Poziția axei t poate fi considerată limita amonte a albiei, iar ultima linie paralelă cu axa t , notată cu N , poate reprezenta limita aval a albiei.
2. În momentul $t = t_0$ se presupune că valorile vitezei și adâncimii apei sunt cunoscute în toate nodurile.
3. În secțiunea amonte a albiei se presupune cunoscut hidrograful debitelor sau nivelurilor. Secțiunea aval a albiei este considerată o secțiune de control astfel încât este cunoscută curba cheie sau o relație între viteză și adâncime.

Pentru rezolvarea sistemului de ecuații algebrice în diferențe finite se presupun cunoscute toate variabilele liniei t^j și se determină cele de pe linia t^{j+1} . Ecuațiile miscării nepermanente sunt aplicate sub forma diferentelor finite pentru un punct M situat în mijlocul unui ochi de rețea.

În punctul M , derivatele parțiale ale unei funcții alese arbitrar sunt:

$$\Gamma(M) = \frac{1}{4} (\Gamma_i^j + \Gamma_{i+1}^{j+1} + \Gamma_{i+1}^j + \Gamma_i^{j+1}) \quad (9.51)$$

$$\frac{\partial \Gamma(M)}{\partial x} = \frac{1}{2\Delta x} [(\Gamma_{i+1}^j + \Gamma_{i+1}^{j+1}) - (\Gamma_i^j + \Gamma_i^{j+1})] \quad (9.52)$$

$$\frac{\partial \Gamma(M)}{\partial t} = \frac{1}{2\Delta t} [(\Gamma_i^{j+1} + \Gamma_{i+1}^{j+1}) - (\Gamma_i^j + \Gamma_{i+1}^j)] \quad (9.53)$$

Intrucât în ecuațiile (9.52) și (9.53) Γ este o funcție aleasă arbitrar, aceste ecuații definesc variabilele care apar în ecuațiile ce guvernează mișcarea nepermanente, gradual variată. Când h , u , $\delta u / \delta x$ și $\delta u / \delta t$ din ecuațiile (9.45) și (9.46) sunt înlocuite prin valori analoge definite în ecuațiile (9.52) și (9.53) se obțin două ecuații în diferențe finite în care necunoscute sunt

$$u_i^{j+1}, h_i^{j+1}, u_{i+1}^{j+1}, h_{i+1}^{j+1}$$

Daca aceste ecuatii sunt aplicate pentru toate nodurile liniei (j+1), vor rezulta 2(N-1) ecuatii cu 2N necunoscute. Aceste ecuatii impreuna cu conditiile la limita amonte si aval pot determina necunoscutele. In cazul in care la limita aval se cunoaste variatia nivelului in timp, atunci:

$$h_1^{j+1} - f_1(t^{j+1}) = 0 \quad (9.54)$$

Daca se cunoaste variatia debitului in timp, atunci:

$$u_1^{j+1} A_1^{j+1} - Q_1^{j+1} = 0 \quad (9.55)$$

Daca la limita aval se cunoaste nivelul din curba cheie, atunci:

$$h_N^{j+1} - f_N(u_N^{j+1}) = 0 \quad (9.56)$$

b) Miscarea bidimensionala nepermanenta a apei cu suprafata libera

Se aplica in albiile raurilor cu latimi pronuntate, variabile, prezentand deci interes pentru studiul inundatiilor accidentale in zonele de ses.

Din punct de vedere matematic, miscarea bidimensionala nepermanenta a apei cu nivel liber este o miscare variabila in timp si in spatiu, descrisa de ecuatii diferentiale de tip hiperbolic, cu trei variabile independente (x,y,t).

Ecuatiile miscarii:

- ecuatia de continuitate

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} = 0 \quad (9.57)$$

- ecuatiiile dinamicii

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{U^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{UV}{h} \right) + gh \frac{\partial Z}{\partial x} = -g \frac{U \sqrt{U^2 + V^2}}{C^2 h^2} + k_r \Delta U + C_f \frac{\rho_a}{\rho} |w_a| w_{ax} \quad (9.58)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{V^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{UV}{h} \right) + gh \frac{\partial Z}{\partial y} = -g \frac{V \sqrt{U^2 + V^2}}{C^2 h^2} + k_r \Delta U + C_f \frac{\rho_a}{\rho} |w_a| w_{ay} \quad (9.59)$$

unde:

$$U = uh ; V = vh$$

$u ; v$ - componentele vitezei medii pe verticala, pe axele Ox si Oy, in planul curgerii

h - adancimea curentului

C - coeficientul lui Chezy

k_t - coeficientul de viscozitate aparenta (Boussinesq)

C_f - coeficientul de frecare datorat vantului

w_a - viteza vantului cu componentele w_{ax} si w_{ay} pe axele Ox si Oy

ρ - densitatea apei

ρ_a - densitatea aerului

Conditiiile la limita:

– pe frontiera impermeabila Γ_1

$$W_n = 0 \tag{9.60}$$

– pe frontiera permeabila Γ_2

$$U = U(t) ; V = V(t) \text{ sau } h = h(t) \tag{9.61}$$

unde:

$\Gamma = \Gamma_1 + \Gamma_2$ - frontiera domeniului ocupat de apa in miscare

W_n - componenta normala pe frontiera Γ_1 a vectorului de componente U si V

Conditiiile initiale:

$$t = 0 ; h = h(x,y) ; U = U(x,y) ; V = V(x,y) \tag{9.62}$$

in tot domeniul D al miscarii.

Pentru integrarea numerica a acestor ecuatii sunt utilizate procedee similare celor prezentate la miscarea unidimensionala (procedeul diferentelor finite si al caracteristicilor).

9.3. Conceptul hidrologic /3/, /9/, /10/, /11/, /12/, /13/, /15/, /16/

In acest concept, propagarea debitelor pe un sector de rau (Fig. 9.7) poate fi descrisa de ecuatiile:

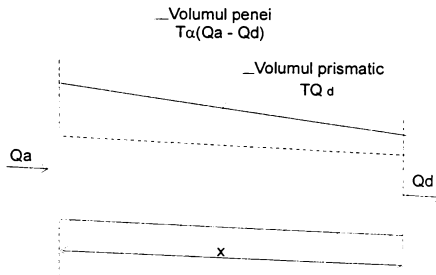


Figura 9.6 - Reprezentarea schematică a curgerii apei pe un sector de rau

- de continuitate

$$\frac{dV}{dt} = Q_a - Q_d \quad (9.63)$$

- de mișcare (pusă sub o formă simplificată), elaborată de Mc Charthy (1938)

$$V = T[\alpha Q_a + (1 - \alpha) Q_d] = T Q_d + T \alpha (Q_a - Q_d) \quad (9.64)$$

unde:

V - volumul înmagazinat pe sectorul de rau considerat, la timpul t

Q_a - debitul afluent pe sectorul de rau

Q_d - debitul defluent pe sectorul de rau

T, α - parametrii caracteristici sectorului cu privire la posibilitatea de acumulare și golire a volumului V . Valoarea lor se consideră (în mod normal) constantă și rezultă din media valorilor obținute din măsurători.

T - timpul de propagare al centrului de greutate al undei de viitură pe sectorul considerat

α - coeficientul de acumulare (0 ... 0,5)

Relația (9.64) este o relație empirică, exprimând legătura între debite și volume înmagazinate.

Rezolvarea sistemului trebuie să ducă la o relație explicită a debitului $Q_d(t)$, date ale problemei fiind $Q_a(t)$ și parametrii T și α .

Se redau în continuare câteva posibilități de rezolvare utilizate.

9.3.1. Metoda analitica

Prin derivarea celei de a doua ecuatii (9.64) si egalarea cu prima ecuatie (9.63), parametrii (α si T) constanti, de valoare cunoscuta, se obtine:

$$Q_d + L \frac{dQ_d}{dt} = Q_a - k \frac{dQ_a}{dt} \quad (9.65)$$

unde:

$$k = \alpha T \quad (9.66)$$

$$L = (1-\alpha)T \quad (9.67)$$

Termenul al doilea este cunoscut prin expresia $Q_a(t)$, ca data a problemei si se poate inlocui cu o alta functie $\varphi(t)$ prin relatia:

$$Q_a - k \frac{dQ_a}{dt} = L\varphi(t) \quad (9.68)$$

Prin inlocuire in relatia (9.65) se ajunge la ecuatia diferentiala cu necunoscuta Q_d :

$$\frac{Q_d}{L} + \frac{dQ_d}{dt} = \varphi(t) \quad (9.69)$$

Deoarece inainte de viitura, adica la $t = 0$ exista o stare stationara $Q_d = Q_a = Q_0$, solutia ecuatiei va fi:

$$Q_d = e^{-t/L} \left[Q_0 - \int_0^t \varphi(0) dt + \int_0^t e^{-t/L} \varphi(t) dt \right] \quad (9.70)$$

Ecuatia (9.70) devine operativa in masura in care hidrograful amonte $Q_a(t)$ se exprima sub o forma analitica, iar parametrii L si k sunt determinati in prealabil prin una din metodele cunoscute.

Se considera, de exemplu, ca forma analitica a hidrografului din amonte $Q_a(t)$, este:

$$Q_{L_a}(t) = a t e^{-bt} \quad (9.71)$$

iar conditia initiala

$$t = 0 \quad Q_a = Q_d = 0 \quad (9.72)$$

unde:

a - parametru [L^3/T^2]

b - parametru [T^{-1}]

t - timpul

9.3.2. Modelul Muskingum

a) Modelul Muskingum cu parametrii constanti (clasic)

Modelul este elaborat de McCharthy si aplicat pentru prima data pe cursul de apa din USA ce i-a dat numele, fiind perfectionata si de alti cercetatori, in special pe probleme de determinare a parametrilor ecuatiei.

Se folosesc relatiile (9.63) si (9.64) in diferente finite:

$$\Delta V_i = \frac{1}{2} [(Q_{a,i-1} + Q_a) - (Q_{d,i-1} + Q_d)] \Delta t \quad (9.73)$$

$$\Delta V_i = V_i - V_{i-1} = T(Q_{d,i} - Q_{d,i-1}) + T\alpha [(Q_a - Q_d) - (Q_{a,i-1} - Q_{d,i-1})] \quad (9.74)$$

Prin egalare se ajunge la ecuatia de baza:

$$Q_d = c_1 Q_a + c_2 Q_{a,i-1} + c_3 Q_{d,i-1} \quad (9.75)$$

unde

$$c_1 = \frac{-\alpha T + 0,5 \Delta t}{T - \alpha T + 0,5 \Delta t} \quad (9.76)$$

$$c_2 = \frac{\alpha T + 0,5 \Delta t}{T - \alpha T + 0,5 \Delta t} \quad (9.77)$$

$$c_3 = \frac{T - \alpha T - 0,5 \Delta t}{T - \alpha T - 0,5 \Delta t} \quad (9.78)$$

si deci:

$$c_1 + c_2 + c_3 = 1 \quad (9.79)$$

Relatia (9.75) este conditionata de existenta la momentul initial ($i = 0$) a unei miscari stationare, adica $Q_a = Q_d$ (de valoare cunoscuta).

Calculul se conduce in mod succesiv, cu pasul de timp Δt dupa urmatorul format (tabelul 9.1)

Tabelul 9.1

i	t = iΔt	c ₁ Q _{a_i}	c ₂ Q _{a_{i-1}}	c ₃ Q _{d_{i-1}}	Q _i = c ₁ Q _{a_i} + c ₂ Q _{a_{i-1}} + c ₃ Q _{d_{i-1}}
0	0	Q ₀	---	---	Q ₀ = Q _{a₀}
1	Δt	c ₁ Q _{a₁}	c ₂ Q _{a₀}	c ₃ Q _{d₀}	Q ₁ = c ₁ Q _{a₁} + c ₂ Q _{a₀} + c ₃ Q _{d₀}
2	2Δt	c ₁ Q _{a₂}	c ₂ Q _{a₁}	c ₃ Q _{d₁}	Q ₂ = c ₁ Q _{a₂} + c ₂ Q _{a₁} + c ₃ Q _{d₁}
:	:				

In privinta calarii modelului matematic (9.75), adica a determinarii parametrilor c_1 , c_2 , c_3 , respectiv a parametrilor Δt , T si α , cea mai sigura metoda consta dintr-un calcul invers a uneia sau a mai multor perechi simultane de hidrografe $[Q_a(t), Q_d(t)]$ inregistrate pe sectorul considerat.

Pentru a se calcula parametrii α si T se pot utiliza mai multe metode.

Evaluarea parametrului T :

- Metoda directa. Parametrul T_1 , reprezentand durata de propagare a centrului de greutate a unde de viitura se poate determina direct analizand viitura inregistrata la capetele sectorului.
- Metoda bazata pe analiza cheii limnimetrice (metoda B.P. Gilcrest) a unei sectiuni reprezentative pentru sectorul considerat, care porneste de la viteza de propagare a unei unde elementare determinata cu formula lui Seddon ($c' = v + c$).

$$c' = \frac{dQ}{dA} = \frac{1}{B} \frac{dQ}{dh} \quad (9.80)$$

unde:

$$Q = AC\sqrt{RI}$$

dQ/dh - panta cheii limnimetrice

A - sectiunea transversala a albiei

h - adancimea apei

B - latimea medie a sectiunii

I - panta hidraulica

Calculand valoarea pantei pentru diferite sectiuni tip dupa formula Manning, Gilcrest a stabilit pentru:

- sectiune dreptunghiulara larga $\eta = c/v = 1,67$
- sectiune parabolica larga $\eta = 1,44$
- sectiune triunghiulara $\eta = 1,33$

Parametrul T reprezinta in acest caz raportul intre lungimea L a sectorului si viteza de propagare a undei ($T = L/c$).

Rapoartele stabilite de Gilcrest nu sunt aplicabile in zone de remuu (corespund unor conditii de panta constanta).

Aplicarea formulei Seddon este mai putin corecta pe masura ce inaltimea undei elementare creste, deci pe masura ce Δt este luat mai mare.

- Metoda ajustarii corelatiilor $Q = f(V)$ (determina si pe α). Se porneste de la explicitarea coeficientului T din ecuatia Muskingum si ecuatia continuitatii:

$$T = \frac{g \frac{1}{2} \Delta t [(Q_{a_i} + Q_{a_{i+1}}) - (Q_{d_i} + Q_{d_{i+1}})]}{\alpha (Q_{a_{i+1}} - Q_{a_i}) + (1 - \alpha)(Q_{d_{i+1}} - Q_{d_i})} = \frac{N_1}{N_2} \quad (9.81)$$

unde:

N_1 - sporul volumului acumulat pe sector

N_2 - sporul ponderat al debitului tranzitat prin sectorul de albie analizat

Calculand pentru diverse valori ale parametrului T alese arbitrar, valoarea cumulata N_1 si N_2 se poate reprezenta functia:

$$Q_p = f(V_{lac}) \quad (9.82)$$

unde:

$$Q_p = \sum_{i=1}^n [\alpha Q_{a_i} + (1 - \alpha) Q_{d_i}] \quad (9.83)$$

$$V_{lac} = \sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{2} \Delta t (Q_{a_{i+1}} + Q_{a_i} - Q_{d_{i+1}} - Q_{d_i}) \right] \quad (9.84)$$

obtinandu-se o serie de bucle (Fig. 9.8).

Se alege valoarea α cea care duce la o bucla cat mai apropiata de o linie dreapta. Valoarea corespunzatoare T este data de inversul pantei dreptei respective.

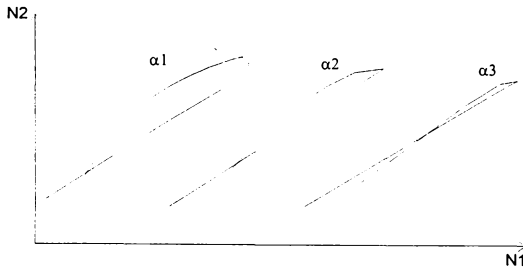


Figura 9.8 - Determinarea coeficientilor α si T

- Metoda determinarii parametrilor pe baza de profile.

Daca se dispune, ca date de baza de o cheie limnometrica in aval si de mai multe profiluri transversale se determina in regim permanent curba suprafetei libere pe sectorul considerat si se calculeaza volumul de apa acumulat pe sector pentru diferite debite defluente. Coeficientul T va fi aproximativ egal cu panta curbei de corelatie dintre debitele defluente si volumul acumulat.

Evaluarea parametrului α

- Metoda directa se bazeaza pe semnificatia fizica a parametrului α .

Considerand o albie rectangulara lata, de latime B se poate defini:

$$\alpha = \frac{Q_d \Delta h}{2h_0(Q_a - Q_d)} \quad (9.85)$$

Admitand panta constanta si diferentiind ecuatia lui Manning se obtine:

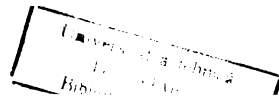
$$\frac{Q_a - Q_d}{\Delta h} = \frac{5 Q_d}{3 h_0} \quad (9.86)$$

Rezulta ca pentru o albie rectangulara lata $\alpha = 0,3$.

Similar se obtine pentru albiile triunghiulare o variatie uniforma a valorii parametrului α

$$\alpha = 0,375 \text{ pentru } \Delta h / h_0 = 0 ; \quad \alpha = 0,438 \text{ pentru } \Delta h / h_0 = 0,5 \quad (9.87)$$

Se constata ca valoarea parametrului α depinde de forma albiei si de exponentul lui y in formula Manning, fiind relativ independenta de panta si de rugozitate. Metoda poate da erori mari deoarece,



desi nu rezulta din analiza teoretica efectuata, valoarea parametrului α este dependenta si de lungimea sectoarelor luate in considerare.

- Metoda prin incercari.

Valoarea parametrului α se poate determina prin incercari, cu mai multe valori α pana se gaseste valoarea care reprezinta cel mai aproape hidrograful defluent.

In cazul in care datele de baza nu respecta conditia (9.92), este necesar fie sa se modifice intervalul Δt , facandu-se citiri mai dese ale hidrografului de viitura, fie sa se imparta sectorul analizat in tronsoane (care evident vor avea valoarea T mai mica decat a sectorului intreg).

Metodologia expusa considera ca sectorul de albie nu primeste afluenti importanti in raport cu marimea cursului de apa principal. Aceasta ipoteza se verifica cel mai adesea in cazul viiturilor accidentale pe cursul principal. Daca acest lucru nu se intampla, se impune o fragmentare a sectorului in subsectoare conditionate de acesti afluenti sau utilizarea unei metode /19/ care propune repartizarea aportului lateral in functie de un parametru δ catre ambele capete ale sectorului de calcul.

Conditia de stabilitate a solutiei (9.75) a sistemului (9.63), (9.64) dedusa de Cunge fiind:

$$0 \leq \alpha \leq 1/2 \quad (9.88)$$

iar coeficientii $c_1, c_2, c_3 \geq 0$ din rationamente de ordin fizic rezulta:

$$2T\alpha \leq \Delta t \leq 2T(1 - \alpha) \quad (9.89)$$

Daca din (9.89) rezulta un interval de timp Δt prea mare, care nu permite o aproximare satisfacatoare a hidrografului unei de viitura se imparte sectorul de calcul de lungime x intr-un numar de subsectoare de lungime Δx , astfel incat sa se indeplineasca conditia:

$$2T_s \alpha \leq \Delta t \leq 2T_s (1 - \alpha) \quad (9.90)$$

unde:

T_s - valoarea parametrului T pentru un subsector de calcul data de relatia:

$$T_s = T \frac{\Delta x}{x} = \frac{T}{n} \quad (9.91)$$

b) Modelul Muskingum cu parametrii variabili /9/

In forma sa clasica modelul Muskingum este aplicat admitandu-se o valoare constanta pentru parametrii T si α . In realitate acesti parametri sunt variabili cu debitul. De aceea se pot obtine rezultate mai exacte daca se introduc in calcule in locul constantelor T si α , functii $T = f_1(Q_d)$ si $\alpha = f_2(Q_d)$.

Pentru determinarea functiei $T = f_1(Q_d)$ se porneste de la reprezentarea grafica $N_2 = f(N_1)$, (Fig. 9.8) care duce la o bucla cat mai apropiata de o singura curba. In continuare, analizandu-se valoarea aleasa a parametrului α se poate calcula cu formula:

$$V_{lac} = TQ_d + T\alpha(Q_a - Q_d) \quad (9.92)$$

valoarea parametrului T care se raporteaza in functie de debitul defluent Q_d ,

Pentru determinarea variatiei $\alpha = f_2(Q_d)$ desi se admite ca ar trebui sa existe si o variatie a acestuia, ea este neglijata in aplicarea modelului, admitandu-se $\alpha = constant$. In continuare se calculeaza functiile $c_1 = f'(Q_d)$ si $c_2 = f''(Q_d)$, tinand seama de variatia parametrului T (si eventual de cea a parametrului α) in functie de debitul defluent Q_d .

Cu aceste precizari modelul se aplica la fel ca in cazul anterior.

c) Metoda Muskingum - Cunge /15/

Incarcarile de a depasi limitarile metodei Muskingum nu au avut un succes deplin datorita complexitatii calcului sau sau dificultatilor in interpretarea fizica a parametrilor de propagare. Parametrii Muskingum sunt cel mai bine determinati din masuratorile directe pe rau dar nu sunt usor de raportat la caracteristicile raului.

Cunge a combinat acuratetea metodei undelor de difuzie cu simplitatea metodei Muskingum, rezultand unul din cele mai recomandate procedee pentru uz general. Desi este incadrata ca o metoda hidrologica, rezultatele obtinute sunt comparabile cu cele ale procedeedor hidraulice.

Cunge arata ca forma in diferente finite a ecuatiei Muskingum devine o ecuatie a undelor de difuzie daca paramerii ambelor metode sunt apropiati. Ecuatiile (9.63) si (9.64) rezulta:

$$T \frac{d}{dt} [\alpha Q_a + (1 - \alpha) Q_d] = Q_a - Q_d \quad (9.93)$$

Inlocuind Q_i pentru Q_a , Q_{i+1} pentru Q_d ecuatia (9.93) scrisa in diferente finite devine:

$$\frac{T}{\Delta t} [\alpha Q_i^{t+1} + (1-\alpha)Q_{i+1}^{t+1} - \alpha Q_i^t - (1-\alpha)Q_{i+1}^t] = \frac{1}{2} (Q_i^{t+1} - Q_{i+1}^{t+1} + Q_i^t - Q_{i+1}^t) \quad (9.94)$$

Daca $T = \Delta x/c$, ecuatia (9.94) este de asemenea o forma in diferente finite a ecuatiei:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (9.95)$$

numita ecuatia unei cinematice.

Ecuatia folosita pentru propagare este obtinuta din ecuatia (9.95):

$$Q_{i+1}^{t+1} = c_1 Q_i^{t+1} + c_2 Q_i^t + c_3 Q_{i+1}^t \quad (9.96)$$

unde

$$c_1 = \frac{-2\alpha + \Delta t / T}{2(1-x) + \Delta t / T} \quad (9.97)$$

$$c_2 = \frac{2\alpha + \Delta t / T}{2(1-x) + \Delta t / T} \quad (9.98)$$

$$c_3 = \frac{2(1-x) - c\Delta t / \Delta x}{2(1-x) + \Delta t / T} \quad (9.99)$$

Intrucat $T = \Delta x/c$ reprezinta timpul ca unda sa parcurga lungimea sectorului Δx , miscandu-se cu viteza c . Cunge demonstreaza ca c este viteza de deplasare a undei cinematice.

Cand $\alpha = 0,5$ si $c\Delta t/\Delta x = 1,0$, ecuatia produce o translatie a undei fara atenuare insa. Cand $\Delta x = 0$ nu apare nici translatie, nici atenuare.

- 1 Dacă exista date despre viiturile anterioare, parametrul c poate fi determinat parcurgand calculul in sens invers. Estimarea parametrilor poate fi obtinuta din curgere si masuratorile pe rau.

Valoarea parametrului α dat de relatia lui Cunge:

$$\alpha = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{q}{S_x c \Delta x} \right) \quad (9.100)$$

unde

S_x - panta patului albiei

q - debitul pe unitatea de latime, determinat pentru debitul maxim

Valoarea celeritatii c poate fi estimata ca o functie a vitezei medii

$$c = mv \tag{9.101}$$

unde

$$v = Q/A - \text{viteza medie}$$

$$m - \text{coeficient dat de ecuatia miscarii uniforme } Q = bA^m$$

Propagarea se poate realiza, utilizand valori constante pentru parametrii m si c sau variabili. Din ecuatia (9.101) se obtine valoarea celeritatii, c , valoarea lui α rezultand din ecuatia (9.100), iar ecuatiiile (9.97), (9.98), (9.99) sunt rezolvate considerand $T = \Delta x/c$.

Cand se utilizeaza aceasta metoda, valorile Δx si Δt trebuie selectate astfel incat sa se asigure o propagare in detaliu a undei. Pasul de timp pentru debitul maxim se ia egal cu 5 sau 10 minute. Lungimea L poate fi divizata in n Δx pasi. Debitul defluent pentru fiecare portiune este considerat debit afluent pentru urmatoarea.

BIBLIOGRAFIE

- | | |
|---|---|
| /1/ S. Hancu, s.a.m.d. | Hidraulica aplicata. Simularea numerica a miscarii nepermanente a fluidelor, Ed. Tehnica, 1985, pg. 15-51 |
| /2/ R. Amafteiesei | Model matematic simplificat pentru calculul undelor de inundatie la ruperea totala a barajelor, Hidrotehnica, vol. 20, nr. 1, 1975, pg. 1-3 |
| /3/ I. Vladimirescu | Bazele hidrologiei tehnice, Ed. Tehnica, Bucuresti, 1984 |
| /4/ F. Ionescu, M. Popescu | Folosirea metodelor numerice pentru studiul miscarii nepermanente a apei in rauri si canale, Hidrotehnica, vol. 33, nr. 7. 1988 |
| /5/ P. G. Kiselev, S. Hancu | Indreptar pentru calcule hidraulice, Ed. Tehnica, 1988 |
| /6/ C. Mateescu | Hidraulica, EDP, 1961 |
| /7/ --- | Avariile constructiilor hidrotehnice, Studii de sinteza CIDH, 10/1973 |
| /8/ G.I. Marciuc | Metode de analiza numerica, Ed. Academiei, 1983 |
| /9/ P. Serban, C. Corbus | Perfectionarea metodei Muskingum de prognoza a propagarii undelor de viitura, Studii si cercetari, Hidrologie, IMH, 1/1987 |
| /10/ V. Chiriac, A. Filotti, I.A. Manoliu | Prevenirea si combaterea inundatiilor, Ed. Ceres, 1980 |
| /11/ R.K. Linsley Jr., M.A. Kohler,
L.H. Paulhus | Hydrology for Engineers, SI Metric Edition, McGraw-Hill Book Co, London, 1988, Chapter 9,10 |
| /12/ S.Z. Ambrus, Z.W. Kundzewicz,
J.J. Napiorkowski, A. Szollozi-Nagy | Multiple Muskingum method, VITUKI Series, 1986 |

- /13/ P. Serban A contribution to the flood routing by means of Muskingum method. Meteorology and Hydrology, Bucuresti, nr. 2, 1976
- /14/ V.T. Chow Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill, International Edition, Civil Engineering Series, 1973
- /15/ W. Viessman, Jr, G.L. Lewis Introduction to Hydrology, HarperCollins College Publishers, 1996
- /16/ E. M. Shaw Hydrology in practice, Van Nostrand Reinhold (International), London, 1988
- /17/ R. French Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill, International Edition, Civil Engineering Series, 1994
- /18/ G. Gozali, B. Hunt Dam-break solutions for a partial breach, Journal of Hydraulic Research, No.2, Vol 31/1992, pg. 205
- /19/ R. Drobot, E. Alexandrescu Considerarea aportului lateral in relatia Muskingum, Hidrotehnica 38/1993, nr. 6
- /20/ R. Drobot, I. Giurma Hidrologie II, U.T. Iasi, 1989

10. Analiza unor modele de calcul ale viiturilor accidentale

În fiecare an în întreaga lume un număr de baraje suferă deteriorări care facilitează cedarea, unda de viitură rezultată propagându-se în aval. Cu toate că siguranța barajelor a crescut datorită unei mai bune construcții și mentineri, măsuri suplimentare cum sunt detectarea din timp a unei potențiale ruperi și planurile de alarmare sunt de asemenea necesare, Anexa 8.

Pentru estimarea zonelor din aval care ar putea fi inundate în cazul ruperii unui baraj există diferite modele:

- Modele fizice, limitate în prezent la cazurile complicate, când calculul numeric nu poate reda cu suficientă precizie fenomenul.
- Modelele matematice a căror complexitate variază de la modele simple unidimensionale (1D) la cele complexe tridimensionale (3D).

Modelele matematice, în general, cuprind două etape:

- 1) Simularea cedării barajului (evoluția besei) și calculul hidrografului defluent imediat aval de baraj.
- 2) Propagarea hidrografului defluent prin valea râului.

Pentru propagarea undelor de viitură accidentală în aval se folosesc cel mai adesea modelele unidimensionale. Calculele exacte rezolvă ecuațiile Saint-Venant. Sunt utilizate de asemenea ecuații simplificată (de tipul undelor cinematice, etc) și grafice adimensionale. Uneori se folosesc ecuațiile bidimensionale - cazul propagării undelor în albie majore largi.

În cazurile în care propagarea hidrografului, rezultat în urma ruperii unui baraj mic se face printr-o vale singulară, fără localități în aval, metodele sofisticate sunt prea costisitoare pentru a fi aplicate. Este necesar să se aplice metode simplificată și mai puțin costisitoare care însă dau rezultate de încredere în punctele importante din aval.

10.1. Modele unidimensionale

- *Modelul Hancu /1/*

Având în vedere că modul de rupere al unui baraj este un fenomen aleatoriu, autorul propune pentru simularea ruperii barajului o limită maximă a bresei ce conduce la efecte maxime în aval.

Debitul descarcătorului este dat de ecuația:

$$Q_0 = M_0 \omega_0 \sqrt{z_r - z_{i_m}} \quad (10.1)$$

unde:

- ω_0 - sectiunea de curgere la descarcator;
- z_r - cota de retentie amonte la baraj;
- $z_{i,av}$ - cota nivelului apei in aval.

In momentul initial sunt cunoscute: $Q_0, z_r, z_{i,av}, M_0$ si ω_0 .

Pentru intervalul de timp cuprins intre $n\Delta t$ si $(n+1)\Delta t$ se calculeaza coeficientii:

$$\rho' = \frac{1}{(M_0 \omega^n)^2} \tag{10.2}$$

$$\rho^n = \rho' Q_i^{n+1} \tag{10.3}$$

unde:

Q_i^{n+1} - o valoare propusa pentru debitul care rezulta prin bresa de sectiune ω la momentul $n (\omega^n)$

Simularea ruperi parțiale a barajului presupune adoptarea valorilor $\omega_0 < \omega < \omega_{max}$. Ruperea totala a barajului corespunde valorii ω_{max} . Valoarea ω_{max} se determina prin incercari si corespunde debitului $Q_{i,max}$ care se obtine la baraj.

Propagarea undei de rupere este descrisa de ecuatiile Saint-Venant, care se aplica atat in amonte cat si in aval de baraj (Fig. 10.1).

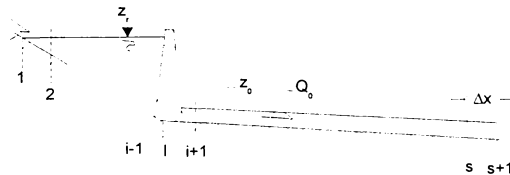


Figura 10.1 - Propagarea undei de rupere in aval

In sectiunea barajului:

$$Q_{i,am} = Q_{i,av} \tag{10.4}$$

$$z_{i,am} \neq z_{i,av} \tag{10.5}$$

Albia aval se imparte in sectoare egale de lungime Δx_n , pentru fiecare sector valorile amonte si aval ale marimilor geometrice si hidraulice sunt egale ($m_{k, am} = m_{k, av}$).

Conditiiile la limita sunt:

$$x = l \quad Q = Q(t) \quad (10.6)$$

$$x = s+l \quad z = z(Q) \quad (10.7)$$

Conditiiile initiale presupun miscarea permanenta a apei

$$Q_0 = Q_0(x) \quad (10.8)$$

$$z_0 = z_0(t) \quad (10.9)$$

Calculul propagarii se poate efectua utilizand procedeul caracteristicilor.

- Modelul "UNDA" /2/

Se bazeaza pe integrarea numerica a sistemului de ecuatii Saint-Venant (miscare nepermanenta cu nivel liber, unidimensionala) dupa o retea dreptunghiulara in planul (x, t), in schema implicita, cu liniarizarea ecuatiilor.

Conditia initiala de calcul: o situatie de miscare permanenta (programul si-o calculeaza printr-o subretina speciala).

Conditiiile la limita: hidrografele de debit in sectiunile de intrare si cheile limnimetrice in sectiunile de iesire.

Sectiunile de calcul luate in considerare: sectiunile de calcul de albie obisnuita si cele de exceptie (afluent, baraj transversal pe firul apei, acumularea nepermanenta laterala, golire laterala, ramificatie si confluenta cu retea inelara).

Pentru un interval de timp ΔT , intre doua sectiuni de calcul vecine pe un sector unifilar, ecuatiile miscarii sunt:

$$DZ(I) = A_1(I) \cdot DZ(I+1) + A_2(I) \quad (10.10)$$

$$DQ(I) = A_4(I) \cdot DZ(I) + A_5(I) \quad (10.11)$$

unde:

- I -indicele sectiunii de calcul curente
- DZ, DQ -vectori continand cresterile cotei respectiv a debitului in fiecare sectiune de calcul pentru intervalul DT

A_1, A_2, A_4, A_5 -vectori de coeficienti ce depind de elementele miscarii la timpul anterior,
de caracteristicile geometrice si de rezistenta corespunzatoare cotelor
medii in intervalul DT si de conditiile la limita din sectiunile de intrare

Cu toate inlesnirile oferite de scrierea simplificata a ecuatiilor miscarii si de solutionarea succesiva a sistemelor de ecuatii prin calcul matricial, acest program foarte amplu si general este dificil de aplicat datorita in principal capacitatii mari de memorare si timpului de calcul prelungit de utilizare intensa a perifericelor calculatorului (in versiunea 1985 scris in FORTRAN necesita 180K memorie si cca 0,01S pentru tratarea unui nod din planul (X,T), putand fi introduse simultan 250 profile transversale, calculata o albie cu maximum 400 sectiuni de calcul din care 20 de exceptie).

- *Modelul PROMUSVA (propriu) /3/*

Are la baza un model de propagare a undelor de viitura de tip Muskingum cu parametrii constanti (T, α) pe un sector de rau Δx (sau subsector Δx_s). Este aplicabil in conditii optime la studiul viiturilor accidentale care au o durata scurta de desfasurare (pasul de timp mic - de ordinul minutelor).

Pasul de spatiu Δx este determinat din ecuatia:

$$Q_d^{i+1} = c_1 Q_a^i + c_2 Q_a^{i+1} + c_3 Q_d^i \quad (10.12)$$

ca urmare a conditiei impuse coeficientilor:

$$c_1, c_2, c_3 > 0 \quad (10.13)$$

rezultand inegalitatea (ce pune in evidenta pasul de timp Δt):

$$2T\alpha \leq \Delta t \leq 2T(1 - \alpha) \quad (10.14)$$

si numarul de subsectoare:

$$N = \frac{\Delta x}{\Delta x_s} \quad (10.15)$$

$$\frac{2T\alpha}{\Delta t} \leq N \leq \frac{2T(1 - \alpha)}{\Delta t} \quad (10.16)$$

Durata de propagare a viiturii pe subsector este data de relatia:

$$T_s = T \frac{\Delta x_s}{\Delta x} = \frac{T}{N} = \frac{\Delta x_s}{u} \quad (10.17)$$

Intervalul de lungime in care trebuie sa se situeze un subsector este:

$$\Delta t \cdot u - \frac{h_m}{I} \leq \Delta x_s \leq \Delta t \cdot u + \frac{h_m}{I} \quad (10.18)$$

- *Modelul DUFLOW /4/*

Programul de calcul DUFLOW trateaza problema propagarii undelor de viitura in rauri alaturi de alte aplicatii. Este simulata curgerea cu suprafata libera in albie deschise in care pot fi introduse structuri de control de tipul barajelor deversoare, pompe, sifoane, etc.

In programul DUFLOW, modelul, reprezentand o anume aplicatie, poate fi construit prin alaturarea elementelor de tipul sectiunilor transversale prin albie si a sectiunilor de control sau a structurilor mentionate mai sus.

In cazul propagarii undei de viitura, debitul introdus la limita amonte este transmis printr-o succesiune de sectiuni ale raului. Sectiunile de forma simpla pot fi specificate cu date putine. Pentru sectiunile complexe, latimea (atat cea a albiei principale cat si cea a albiei inactive), factorul de frecare si raza hidraulica pot fi specificate in functie de nivelul apei (Fig. 10.2). Pentru coeficientul de rugozitate se pot folosi relatiile lui Manning si Chezy.

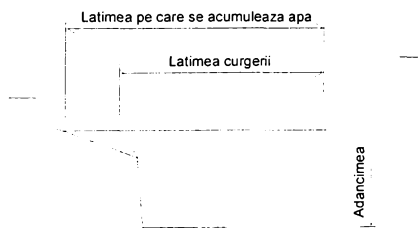


Figura 10.2 - Definirea sectiunii transversale

O schematizare in detaliu a retelei este adesea necesara datorita naturii ecuatiilor care trebuie rezolvate. De obicei, schimbarile mici in sectiunile transversale au o influenta mica in starea regiunii de interes. Este util sa se inceapa cu un model simplu si sa se testeze senzitivitatea

modelului in cazul modificarilor mici ale sectiunii transversale inainte de a se da o descriere detalata. Acest lucru este valabil si pentru structurile de control. De exemplu, nu este eficient sa se modeleze fiecare pod sau obstacol ca o structura separata. Este indicat sa se introduca un coeficient de rugozitate majorat pentru a compensa rezistenta pe care o opun aceste structuri. Numai structurile care reduc considerabil sectiunea transversala trebuie modelate explicit.

Conditiiile la limita pot fi specificate sub forma:

- Nivelurilor si debitelor de apa ca si constante sau in serii Fourier.
- Afluenta in retea poate fi data sub forma de hidrografului debitelor sau poate fi calculata printr-o relatie simpla de ploaie-scurgere, pentru o ploaie data.
- Relatii intre debite si nivele (curbe cheie) in forma tabelara.

Pentru conditia limita in amonte este preferat debitul, in timp ce in aval ar fi necesara precizarea nivelului de apa daca raul se varsa intr-un lac sau in mare sau o relatie H-Q daca limita aval este undeva in lungul raului.

Limitele trebuie alese cu atentie in cazurile in care o modificare in sistem ar afecta o conditie la limita care la randul ei ar influenta conditiile hidraulice in zona de interes.

DUFLOW are la baza ecuatiile unidimensionale cu derivate parțiale care descriu curgerea nepermanentă in canale deschise. Ecuatiile sunt discretizate in spatiu si timp folosind schema implicita in patru puncte (vezi Capitolul 9).

- *Modelul Wetmore & Fread /5/* presupune ca bresa are o forma dreptunghiulara (Fig. 10.3).

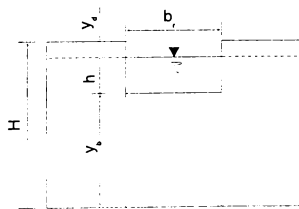


Figura 10.3 - Geometria instantanee a rupeii

Debitul prin bresa este determinata cu ajutorul ecuatiei deversorului cu prag lat:

$$Q_b = 3,1b_r h^{1,5} \quad (10.19)$$

unde:

b_r = latimea bresii

h = adancimea apei scurse prin bresa

Daca bresa se formeaza intr-un interval de timp τ , volumul apei eliberate din acumulare este dat de integrala scurgerii instantanee. Volumul scurs este de asemenea egal cu produsul dintre suprafata lacului A_s si integrala adancimii instantanee de apa golita din acumulare, y_d .

$$3,1b_r \int_0^{\tau} h^{1,5} dt = A_s \int_0^{\tau} dy_d \quad (10.20)$$

Wetmore si Fread (1981) au considerat ca inaltimea instantanee de apa pe deversor poate fi aproximata prin relatia:

$$h = \frac{1}{\Gamma} (H - y_d) \quad (10.21)$$

unde: Γ - coeficient empiric de corectie.

Aproximarea ecuatiei (10.21) a fost verificata comparand debitele obtinute cu cele determinate prin modelul DAMBRK. Din aceste comparatii a rezultat si valoarea lui $\Gamma = 3$.

Din ecuatiile (10.20) si (10.21) prin rezolvare si evaluarea limitelor de integrare se obtine timpul de formare al bresei τ .

Expresia adancimii maxime a apei pe deversor este:

$$H - y_f = h(\max) \quad (10.22)$$

Apoi, din ecuatia (10.19) rezulta debitul maxim scurs prin bresa

$$Q(\max) = 3,1b_r [h(\max)]^{1,5} \quad (10.23)$$

In acest punct al analizei, adancimea apei imediat aval de baraj corespunzatoare lui $Q(\max)$ trebuie estimata pentru a stabili daca debitul maxim trebuie corectat in cazul scurgerii inecate. Valea raului in aval de baraj este considerata de forma unui canal prismatic care poate fi definit printr-o singura sectiune transversala medie a carui latime la varf depinde de adancime.

Wetmore, Fread si ulterior Anonymous au dezvoltat si o tehnica de propagare a undei de rupere in aval. Curbele de propagare utilizate au fost determinate din datele obtinute prin rulari ale programului DAMBRK si sunt grupate in familii, bazate pe numarul Froude asociat cu debitul maxim (Fig. 10.4).

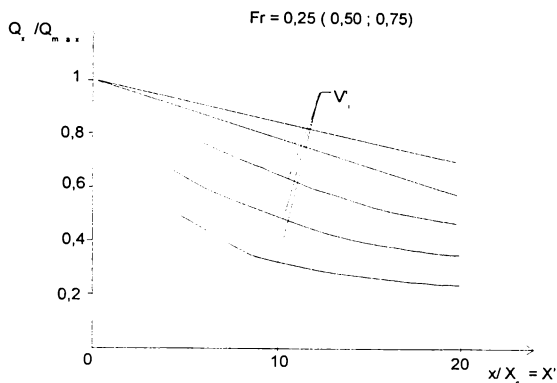


Figura 10.4 - Curbele de propagare

Utilizarea acestor curbe necesita determinarea unui parametru adimensional pentru volum (V'), considerat ca un raport între volumul acumularii (V) și volumul de apă ($A_x X_c$) scurs prin sectorul definit de distanța X_c . Din grafic rezulta debitul maxim într-o secțiune dată (Q_x). Se determina adâncimea maximă în funcție de debitul maxim și timpul de sosire funcție de durata de rupere (t) și celeritatea (c).

- *Modelul CASTOR (Paquier și Robin, 1997) /6/*

Autorii prezintă un model simplificat pentru calculul undelor de viitură produse de ruperea barajelor. Ei au arătat că având debitul maxim într-o secțiune dată este ușor să determini adâncimea maximă de apă, viteza maximă și timpul de propagare al undei. Abaterea este mai mică de 30% pentru adâncimea maximă și mai mică de 50% pentru debitul maxim, viteza maximă și timpul de propagare, în mai mult de 90% din secțiunile transversale când rezultatele se compară cu cele obținute prin aplicarea ecuațiilor Saint-Venant.

Metoda necesită un număr redus de date: date generale despre baraj și acumulare, o descriere a secțiunilor transversale unde sunt cerute rezultatele și valoarea coeficientului Manning pentru sectorul cuprins între baraj și secțiunea transversală. Folosirea metodei este limitată la o 'vale îngustă' (fără zone de acumulare și fără structuri de control care ar putea modifica semnificativ scurgerea).

Are la bază metoda CTGREF (Colin și Pochat, 1978) care utilizează un hidrograf adimensional pentru a obține debitul maxim într-o secțiune dată din debitul maxim al hidrografului de rupere.

Calculul se desfășoară în 5 etape:

- 1) Estimarea debitului maxim al hidrografului ruperii printr-o relatie simplificata stabilita in functie de modul de rupere;
- 2) Crearea unui grafic adimensional (Fig.10.5)care sa permita estimarea raportului intre debitul maxim intr-o sectiune data si debitul maxim in sectiunea barajului in functie de doua valori: S/n^2 si $x/V^{1/3}$, in care S - panta albiei, n - coeficientul lui Manning, x - distanta de la baraj, V - volumul acumularii. Aceste valori sunt determinate pe un sector de rau cuprins intre baraj si sectiunea data Pentru ruperea progresiva a barajului, se presupune ca hidrograful in sectiunea barajului corespunde debitului obtinut in urma unei ruperi instantanee, undeva in amonte de baraj. Graficul adimensional care permite estimarea debitului a fost obtinut din experienta anterioara legata de unda de rupere si din rezultatele date de aplicarea ecuatiilor Saint-Venant in canale triunghiulare.

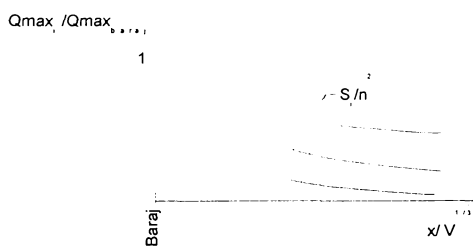


Figura 10.5 - Graficul adimensional pentru estimarea debitului

- 3) Determinarea adancimii maxime de apa intr-o sectiune data, cunoscand debitul maxim si datele privind sectiunea transversala si considerand scurgerea uniforma.
- 4) Determinarea vitezei maxime din debitul maxim si aria sectiunii transversale corespunzatoare nivelului de apa maxim. un factor de corectie (egal cu 1,2) este necesar intrucat viteza maxima apare, in general, inaintea debitului maxim.
- 5) Determinarea timpului de propagare folosind distanta de la baraj si o viteza medie de propagare reprezentand media vitezelor intr-o sectiunea data (v_x) si imediat aval de baraj (v_0)

$$t = \frac{2x}{v_0 + v_x} \quad (10.24)$$

Rularea modelului CASTOR pe un calculator personal dureaza cateva secunde. Aplicarea lui in repetate randuri, cand datele avute la dispozitie sunt incerte, va conduce la determinarea unor limite, maxima si minima, pentru nivelul maxim de apa intr-o anumita sectiune, ceea ce va

permite evaluarea riscului la care este supusa populatia si constructiile.

Validarea modelului este realizata pe un grup de 15 baraje si 440 de sectiuni transversale, prin compararea cu rezultatele date de modelul Rubar 3, care rezolva ecuatiile Saint-Venant. Panta vaii aval este cuprinsa intre 0,01 si 10%, volumul acumularilor este de 730.000 - 48.000.000 m³, inaltimea barajelor 8 -60 m, adancimea albiei 1 -20 m, latimea albiei 50 - 300 m iar debitul propagat 300 - 23.000 m³/s.

- *Modelul NWS DAMBRK //*

D.L. Fread, membru al The National Weather Service (NWS), USA, a conceput modelul numeric DAMBRK care simuleaza ruperea unui baraj, scaderea nivelului de apa in acumulare si propagarea undei de viitura rezultate in aval. Modelul poate prognoza efectele cedarii a doua sau mai multe baraje dispuse in serie. Mai poate fi utilizat si pentru propagarea debitelor solide sau a viiturilor provenite din ploi/ topirea zapezilor.

DAMBRK a fost facut cunoscut pentru prima data in 1972. A fost revazut de mai multe ori in perioada 1979-1991. Din 1988 DAMBRK poate fi rulat pe microcomputer (IBM PC compatibil,) folosind sistemul de operare DOS.

Modelul DAMBRK este utilizat de majoritatea agentiilor federale din USA si in peste 40 de tari din lume.

Modelul este compus din doua parti:

- descrierea modului de cedare al barajului (descrierea evolutiei in timp a bresei);
- algoritmul folosit pentru calculul hidrografului ruperii cat si propagarea acestuia in aval.

Modelul poate determina inaltimele de apa in zonele inundate si timpul de propagare.

1) Descrierea modului de cedare al barajului

În modelul DAMBRK se presupune ca breșa se dezvoltă într-un interval de timp (τ), dimensiunea finală este dată de lățimea breșei la partea inferioară (b) iar formele diferite depind de un parametru (z) (Fig. 10.6).

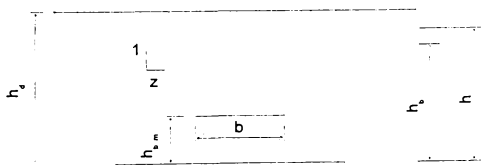


Figura 10.6 - Evolutia bresei

Aceasta reprezentare este utilizata in modelul DAMBRK datorita simplitatii, generalitatii si unei largi aplicabilitati.

Parametrul de forma (z) determina panta bresei. Sirul de valori z porneste de la 0 si depaseste valoarea 1. Valoarea lui z depinde de stabilitatea materialului compactat si umed in care se dezvolta bresa. Formele dreptunghiulara, triunghiulara sau trapezoidala pot fi specificate, utilizand diferite combinatii de valori pentru z si b (ex: $z = 0$ si $b > 0$ conduce la o forma dreptunghiulara a bresei, pentru $z > 0$ si $b = 0$ se obtine o forma triunghiulara a bresei, iar pentru $z > 0$ si $b > 0$ rezulta o forma trapezoidala). Valoarea finala a latimii b este stabilita in functie de valoarea medie a latimii bresei (b_m) si inaltimea barajului (h_d), dupa cum urmeaza:

$$b = b_m - 0,5zh_d \quad (10.25)$$

Modelul presupune o valoare initiala a latimii fundului bresei (Fig. 10.5) care se dezvolta dupa o lege liniara sau neliniara in timpul ruperii barajului (τ), pana cand latimea finala a fundului bresei atinge valoarea (\bar{b}) iar partea inferioara a bresei atinge valoarea h_{bm} . Daca $\tau < l'$ latimea initiala a fundului bresei ia o valoare mai mare decat 0. Aceasta inseamna mai mult o cedare a barajului decat o rupere prin eroziune. Inaltimea atinsa de fundul bresei este o functie de timp si se stabileste pe baza relatiei:

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm})(t_b / \tau)^\rho \quad \text{daca} \quad 0 < t_b \leq \tau \quad (10.26)$$

unde:

h_{bm} - inaltimea finala atinsa de partea inferioara a bresei care de obicei, dar nu necesar, este partea inferioara a acumularii sau a golirii de fund

t_b - timpul, considerat din momentul formarii bresei

ρ - parametru prin care se precizeaza gradul de neliniaritate $1 \leq \rho \leq 4$. De obicei ecuatia este presupusa liniara.

Latimea fundului bresei la un moment dat este data de relatia:

$$b_i = b(t_b / \tau)^\rho \quad \text{daca} \quad 0 < t_b \leq \tau \quad (10.27)$$

In timpul simularii ruperii barajului, formarea bresei incepe cand inaltimea suprafetei apei din acumulare (h) depaseste o anumita valoare h_f , ceea ce permite simularea deversarii peste coronament. Ruperea barajului datorata bresei dezvoltate in corpul sau poate fi simulata specificand cota initiala a centrului golirii de fund.

Cateva din caracteristicile modelului DAMBRK sunt:

- specificare timpului dupa inceputul simularii cand bresa incepe sa se formeze;
- utilizarea lui h_f ca inaltime de deversare la care incepe ruperea;
- folosirea parametrului $\rho > 1$;
- posibilitatea de a limita bresa la sectiunea deversorului barajului.

Barajele de greutate din beton tind sa aiba o rupere partiala in functie de numarul de ploturi care sunt rasturnate. Timpul de formare al bresei este de ordinul a cateva minute. Este dificil de precizat numarul de ploturi care pot fi dislocate sau rupte. Prin utilizarea modelului DAMBRK si rularea mai multor situatii in care parametrul b , reprezentand lungimea totala a ploturilor presupuse rupte este diferit, rezulta inaltimele suprafetei de apa din acumulare si vitezele de dezvoltare a bresei care pot fi utilizate pentru indicarea intervalului de reducere a presiunii pe baraj. Cand valoarea incarcarii scade deoarece b este presupus crescator, poate fi estimata o conditie limita a sigurantei incarcarii la care nu se mai produc ruperi.

Barajele in arc tind sa cedeze complet si se presupune ca sunt necesare doar cateva minute pentru formarea bresei. Parametrul z este de obicei presupus 0 in cazul barajelor din beton.

Barajele din pamant, care depasesc ca numar toate celelalte tipuri de baraje nu au tendinta de a se rupe in intregime si nici de a ceda instantaneu. Bresa finala tinde sa aiba o latime medie (b_m) cuprinsa in intervalul $h \leq b_m \leq 3h_d$. Latimile breselor la barajele din pamant sunt de obicei mult mai mici decat lungimea totala a barajului. Timpul total de rupere poate fi cuprins in intervalul a catorva minute (in cazul deversarii) pana la cateva ore (in cazul bresei dezvoltate in corpul barajului).

Hidrograful ruperii depinde de modul de rupere, hidrograful viiturii ce intra in acumulare, caracteristicile acumularii, scurgerea prin golirea de fund si deversor si inaltimea coloanei de apa din aval.

2) Algoritmul de calcul pentru determinarea hidrografului de rupere si propagarea in aval

O semnificativa sursa de eroare in estimarea hidrografului ruperii este determinarea marimii bresei, formei si timpului de evolutie. Dintre aceste trei considerente, forma este cea mai putin importanta iar timpul de formare al bresei devine nesemnificativ pe masura ce volumul de apa din acumulare creste.

In momentul ruperii, hidrograful total al ruperii se compune din:

$$Q = Q_D + Q_b \quad (10.28)$$

unde:

Q_D - debitul scurs prin golirea de fund si deversor

Q_b - debitul scurs prin bresa

Scurgerea prin bresa poate fi aproximata ca o scurgere peste un deversor cu prag lat (Fig. 10.5) iar debitul eate dat de relatia:

$$Q_b = C_1(h - h_b)^{1.5} + C_2(h - h_b)^{2.5} \quad (10.29)$$

unde:

$$C_1 = 3,1b_i C_v K_s \quad (10.30)$$

$$C_2 = 2,45z C_v K_s \quad (10.31)$$

b_i - latimea instantanee a fundului bresei data de relatia (10.27)

C_v - coeficient de corectie al vitezei de apropiere

K_s - coeficient de corectie pentru efectul de inecare

Daca bresa se formeaza in corpul barajului, ecuatiile mentionate mai sus pentru descrierea scurgerii peste un deversor cu prag lat trebuie rescrise pentru scurgerea printr-o conducta:

$$Q_b = 4,8A_p(h - h')^{0.5} \quad (10.32)$$

unde:

$$A_p = [2b_i + 4z(h_f - h_b)](h_f - h_b) \quad (10.33)$$

$$h_b = h_f - (h_f - h_{bm})t_b/\tau \quad \text{daca } t_b \leq \tau \quad (10.34)$$

h' - inaltimea apei in acumulare in momentul inceperii eroziunii

Toate ecuatiile folosite pentru determinarea scurgerii provenite din ruperea unui baraj depind de inaltimea suprafetei apei in acumulare. Evident, scurgerea din acumulare conduce la scaderea lui h si deci la cresterea lui Q ; orice scurgere in acumulare produce o crestere a lui h si implicit a lui Q . In consecinta, pentru determinarea unei valori instantanee a lui Q se iau in considerare afluenta in acumulare, scurgerea din acumulare si caracteristicile acumularii. Modelul DAMBRK utilizeaza conceptul hidrologic de propagare a viiturii in acumulare bazat pe principiul conservarii masei:

$$dS/dt = I - Q \quad (10.35)$$

unde:

dS/dt - volumul acumulat in intervalul dt

I - scurgerea in acumulare

Q - scurgerea totala din acumulare

In diferente finite ecuatia (10.33) devine:

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = \frac{I(t + \Delta t) - I(t)}{2} - \frac{Q(t + \Delta t)}{2} \quad (10.36)$$

$$\Delta S = \frac{[A_s(t + \Delta t) + A_s(t)][h(t + \Delta t) - h(t)]}{2} \quad (10.37)$$

unde:

A_s - suprafata acumularii ce corespunde inaltimii de apa h

Combinand ecuatiile (10.28), (10.29) sau (10.32), (10.36) si (10.37) se obtine o functie prin care se determina debitul. Pasul de timp trebuie considerat suficient de mic pentru a minimaliza erorile aparute la integrarea numerica.

Folosirea conceptului hidrologic de propagare a viiturii implica considerarea suprafetei apei in acumulare ca fiind orizontala, dar poate fi o aproximatie buna doar in cazul unei brese ce se dezvolta treptat. Daca barajul cedeaza instantaneu si apare o unda negativa in acumulare, sau magnitudinea afluentei in acumulare poate determina formarea unei unde , atunci conceptul hidraulic de propagare a undei in lac trebuie folosit. Modelul DAMBRK are abilitatea de a crea automat sectiuni transversale in acumulare pentru a utiliza ecuatiile Saint -Venant atunci cand este data curba $S = f(H)$.

La propagarea hidrografului de rupere se tine cont de: schimbarile ce intervin in hidrograf datorita acumularii in albie, rugozitate, podurile si barajele din aval ce pot fi rupte, afluenti. Hidrograful de rupere poate fi determinat de model sau specificat ca data de intrare.

Ecuatiile pe care se bazeaza modelul sunt ecuatiile Saint-Venant scrise sub forma:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial(A + A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (10.38)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e \right) = 0 \quad (10.39)$$

unde:

A - suprafata activa a curgerii

A_0 - suprafața inactivă unde are loc acumularea

q - aportul lateral

S_f - panta de frecare

S_e - panta de expansiune/contractie

Pentru rezolvarea lor a fost adoptată schema în diferență finită implicită în patru puncte (prezentată în Capitolul 9) care a fost extinsă pentru a putea simula curgerea mixtă (subcritică/ supercritică). Schema include două etape pentru rezolvarea ecuației adancimii de apă normală și a ecuației adancimii critice. Într-o primă etapă este folosită metoda Newton-Raphson iar cazul în care soluția nu este convergentă se aplică metoda bi-sectiunii.

Analiza ruperii unui baraj diferă atunci când se aplică unor evenimente istorice față de situațiile de prognoză a fenomenului. Aplicarea modelului pentru evenimente care au avut loc în trecut permite calibrarea lui prin modificarea caracteristicilor bresei, a coeficienților de rugozitate sau a datelor asupra secțiunilor transversale și compararea rezultatelor cu datele observate. Atunci când se analizează o potențială cedare nu există informații cu care să se poată compara rezultatele obținute, exceptând cazul puțin probabil în care o viitură naturală extraordinară a avut loc și a fost înregistrată. Utilizarea modelului DAMBRK pentru prognozarea cedării unui baraj presupune alegerea unor date care să reflecte situația reală, ținând cont de experiența acumulată prin calibrarea cedărilor istorice.

Întrucât există destule incertitudini în modelarea unei potențiale cedări este indicat să se realizeze mai multe rulari ale programului pentru cazul analizat. Acestea vor indica efectul caracteristicilor bresei și ale albiei asupra rezultatelor.

Modelul DAMBRK a fost testat cu succes pe mai multe cazuri de cedare și în plus este susținut de o activitate de cercetare continuă pentru a-i îmbunătăți performanțele.

Strategii de aplicare ale programului DAMBRK

- Datele de intrare

Modelul DAMBRK a fost conceput astfel încât să necesite date care de obicei sunt accesibile utilizatorului. Datele de intrare sunt împărțite în patru categorii.

Din prima categorie fac parte parametrii de control ai programului prin ale căror valori se determină metodologia sau opțiunea aleasă pentru propagarea unui hidrograf dat și parametrii care controlează tipul și volumul datelor de ieșire.

În cea de-a doua categorie sunt incluși parametrii ce caracterizează barajul (bresa, deversorul și volumul lacului). Datele referitoare la bresa sunt: timpul rupere τ , lățimea finală a bresei b ,

componenta orizontala a pantei bresei z , nivelul final al fundului bresei Y_{BMIN} , nivelul initial al apei in lac Y_0 , nivelul apei in lac la aparitia bresei HF , cota coronamentului barajului HD . Datele referitoare la deversor sunt: cota crestei deversorului necontrolat de stavile HSP , coeficientul de debit al deversorului necontrolat de stavile c_s , cota centrului stavilei HGT , coeficientul de debit al deversorului cu stavila fixa c_g , coeficientul de debit al crestei barajului c_d si debitul constant sau variabil in timp ce trece peste deversor Q_t . Datele referitoare la acumulare sunt: valorile suprafetei libere a apei in lac A_s , sau ale volumului lacului si valorile corespunzatoare ale nivelelor de apa din lac. Utilizatorul trebuie sa estimeze valorile τ , b , z , Y_{BMIN} si HF . Celelalte valori sunt obtinute din descrierea barajului, a deversorului si a lacului. In unele cazuri parametrii HS , c_s , HG si c_d pot fi ignorati iar Q_t este folosit in locul lor.

Cea de-a treia categorie de parametrii privesc propagarea debitului defluent sau de rupere prin lac si/sau albia aval. Aceasta inseamna o definire a sectiunilor transversale, a coeficientilor de rugozitate si a coeficientilor de expansiune-contractie. Sectiunile transversale sunt specificate prin distanta fata de baraj si un tabel ce contine latimea suprafetei libere a apei (activa si inactiva), cu cotele corespunzatoare. Latimea totala a suprafetei libere a apei in sectiune poate fi latimea activa sau poate fi specificata sub forma latimii albiei principale, a luncii de pe malul drept si cea de pe malul stang. Sectiunile transversale se obtin din hartile hidrografice la scara 1:25000.

Numarul sectiunilor transversale este ales pentru a descrie cat mai bine albia aval si depinde de variabilitatea latimii vaii in lungul raului. Numarul minim admis de sectiuni este 2 iar numarul maxim este de 90. Programul creaza sectiuni aditionale, pana la 200, prin interpolarea liniara intre doua sectiuni adiacente specificate de utilizator. Numarul sectiunilor aditionale este controlat printr-un parametru ce se introduce pentru fiecare sector in parte.

In numarul sectiunilor alese initial sunt incluse si sectiunile la limita amonte si aval. De asemenea se au in vedere sectiunile din vecinatatea modificarilor rapide ale albiei, cum sunt contractiile si largirile bruste, sectiunile din apropierea schimbarilor semnificative in panta patului albiei si cele din zonele de confluenta cu afluentii raului.

Coeficientii de rugozitate sunt introdusi pentru fiecare sector considerat. Coeficientii de expansiune-contractie pot fi zero sau pot avea valori diferite de zero cand apar largiri bruste sau contractii.

Din cea de-a patra categorie fac parte parametrii specifici optiunii alese la inceput.

- Recomandari privind rularea programului DAMBRK

In prima etapa a rularii programului se alege o unda de viitura care se propaga prin albia aval,

fara baraje, utilizand un numar minim de sectiuni. Sectiuni suplimentare se introduc acolo unde exista zone de interes sau probleme de neconvergenta. In intreaga albie aval se considera regimul de curgere subcritic sau supercritic, acesta putand fi modificat in regim de curgere mixt, daca este necesar, in rularile ulterioare.

Afluenta in sector se alege sub forma unui debit constant iar dupa rulara cu succes a programului debitul se modifica intr-un hidrograf. Un hidrograf al viiturii cu niveluri de apa cunoscute in aval este util in aceasta etapa intrucat permite estimarea unor valori rezonabile ale coeficientilor de rugozitate.

In cea de-a doua etapa se introduce un lac de acumulare, dar barajul nu cedeaza.

Cea de-a treia etapa este o continuare a celei anterioare dar este admisa cedarea barajului, ceea ce presupune o evaluare a dinamicii bresei. Dinamica bresei inseamna aprecierea timpului de formare, a marimii si formei ei. Alegerea valorilor pentru parametrii mentionati necesita o evaluare in pasi marunti, pentru a evita o eventuala instabilitate a modelului.

Daca in aceasta etapa se observa ca debitul rezultat din cedarea barajului contine o cantitate semnificativa de sedimente provenite din corpul barajului este indicata optiunea referitoare la transportul solid.

In cea de-a patra etapa se utilizeaza propagarea dinamica in lac, ceea ce inseamna introducerea de sectiuni suplimentare in lac. Rezultatele obtinute se compara cu rezultatele etapei anterioare. In cazul in care diferentele nu sunt semnificative se renunta la propagarea dinamica a undei de viitura in lac pentru etapele ulterioare, apelandu-se la simularea hidrologica.

In cazul unui sistem hidrotehnic cu baraje dispuse in serie, datele se introduc pe rand pentru fiecare baraj, incepand cu barajul din amonte.

Propagarea simultana permite structurilor amplasate pe rau, in aval, cedarea pe rand, fie la un moment precizat anterior, fie cand nivelul de apa atinge o valoare prestabilita.

Analiza unor modele ce simuleaza ruperea barajelor /8/, /9/

In urma unei analize comparative a modelelor ce trateaza problema undelor de viitura produse de ruperea barajelor, DAMBRK a fost considerat alegerea optima pentru majoritatea aplicatiilor practice. Analiza comparativa a modelelor a fost bazata pe:

- considerarea conceptelor de baza, a teoriei incorporate in modele precum si analiza performantelor lor;
- comunicarea rezultatelor, in literatura publicata si nepublicata, referitoare la aplicarea, testarea si evaluarea lor;

- rezultatele obtinute si experienta castigata in analiza stuiilor de caz.

Modelele selectate pentru analiza sunt:

- National Weather Service - Dam-Break Flood Forecasting Model (DAMBRK)
- US Army Corps of Engineers Southwestern Division - Flow Simulation Models (FLOW SIM 1 si 2)
- US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center - Flood Hydrograph Package (HEC - 1)
- Soil Conservation Service - Simplified Dam-Breach Routine Procedure (TR 66)
- National Weather Service - Simplified Dam-Breach Flood Forecasting Model (SMPDBK)
- HEC Dimensionless Graphs Procedure.

DAMBRK, FLOW SIM 1 si FLOW SIM 2 sunt modele de propagare dinamica. FLOW SIM 1 utilizeaza o schema explicita pentru rezolvarea ecuatiilor Saint-Venant pe cand FLOW SIM 2 utilizeaza o schema implicita in diferente finite. Modelul HEC-1 simuleaza procesul de precipitatie-scurgere iar hidrografal viiturii este propagat folosind metode hidrologice. Celelalte trei modele folosesc procedee simplificate bazate pe relatii predeterminate.

The Military Hydrology Model (MILHY) nu are caracteristici speciale pentru analiza ruperii barajelor dar poate fi utilizat pentru propagarea undelor de rupere in aval.

Simularea ruperii

In modelele DAMBRK, FLOW SIM 1 si 2 ruperea incepe de la coronament extinzandu-se pe verticala si laterala. Forma bresei este specificata si creste liniar in timp. HEC-1 simuleaza ruperea in mod asemanator, doar ca nu prevede devoltarea pe laterala. In plus DAMBRK poate simula ruperea prin bresa aparuta in corpul barajului. SMPDBK simuleaza ruperea printr-o bresa dreptunghiulara variabila in timp. TR 66 determina debitul maxim in functie de adancimea apei in acumulare pe baza unei relatii simplificate. Procedeeul presupune cedarea instantanee, debitul maxim inregistrandu-se in momentul initial. Nu se determina intreg hidrografal de rupere.

Calcularea hidrografului de rupere

Doar modelele DAMBRK, FLOW SIM1 si 2 si SMPDBK reflecta efectul de inecare in aval. Propagarea undei in acumulare este rezolvata fie hidraulic, fie hidrologic. In propagarea hidrologica geometria acumularii este descrisa de curbele caracteristicele acumularii. In propagarea dinamica geometria acumularii este descrisa prin sectiuni transversale si coeficientii de rugozitate.

Propagarea viiturilor in aval

Caracteristicile unei de viitura accidentala au o variatie tridimensionala. Modificarile care apar in albia majora (ex: tronsoane inguste alternate cu cele largi, afluentii, podurile, structurile de control, etc) produc acceleratii cu componente orizontale si verticale pe axa curgerii. Apa poate curge lateral pentru a umple suprafetele inactive din albia majora. Acceleratii tridimensionale pot apare in apropierea barajului rupt. Ecuatiile curgerii nepermanente pot fi exprimate in forme diferite care sa reflecte componentele pe doua sau trei directii. Totusi modelele multidimensionale sunt mult mai dificil de aplicat. Au fost dezvoltate modele bidimensionale dar nu au ajuns inca sa fie adoptate in rutina zilnica. Mai mult costul unui studiu in care s-a folosit un program de calcul bidimensional este mult ridicat si s-ar putea sa nu fie justificat. Exista insa cateva modele cvasi-bidimensionale care determina viteze ale scurgerii diferite pentru albia minora respectiv majora a cursului de apa (ex: DAMBRK).

In toate modelele alese spre comparatie miscarea undelor de viitura este unidimensionala. Modele pot fi clasificate in:

- Modele de propagare dinamice (DAMBRK, FLOW SIM 2 care utilizeaza schema implicita in patru puncte pentru rezolvarea ecuatiilor Saint-Venant, respectiv FLOW SIM 1 care utilizeaza shema explicita.)
- Modele bazate pe relatii generalizate (SMPDBK si HEC adopta o familie de curbe adimensionale obtinute in urma utilizarii unui model dinamic).
- Modele simplificate de propagare - Unde cinematice (TR 66)
- Modele de propagare hidrologica in acumulare (DAMBRK, FLOW SIM 1 si 2, HEC-1 si MILHY).

Compararea modelelor

Matricea de evaluare consta in notarea fiecarui model tinand cont de o lista cu criterii. Notele sunt cuprinse in intervalul (0...10), unde nota 10 indica modelul performant in raport cu criteriul respectiv. Factorul de pondere indica importanta fiecarui criteriu.

Scenariul reprezinta descrierea scopului pentru care este folosita analiza ruperii unui baraj si de asemenea in ce conditii este realizata aceasta analiza.

- Scenariul I - indica modelul optim pentru pregatirea unor harti cu zonele inundate in cazul unei ipotetice cedari a unui baraj mare. Informatiile vor fi pastrate in fisiere astfel incat sa fie la indemana daca va fi nevoie. Modelarea va fi facuta in birou, de catre ingineri calificati care au la dispozitie facilitati hard si soft.

Criteriul	Factor pondere	DAMBRK	FLOW SIM 1	FLOW SIM 2	HEC-1	SMPDBK	Graphs	TR 66	MILHY
Cerinte 'hard'	0,05	4	0	0	5	10	10	10	10
Documentatie	0,10	10	0	0	10	7	6	7	9
Utilizare larga	0,10	10	6	6	10	4	0	5	5
Flexibilitate	0,10	10	10	10	6	4	0	0	5
Usor de utiliz	0,05	2	0	0	8	10	9	4	8
Robustete	0,10	4	2	0	9	9	9	10	9
Acuratete teor	0,25	10	10	10	0	5	3	3	3
Acuratete obs	0,25	10	10	10	0	6	4	4	3
Ponderea medie	1,00	8,7	6,8	6,6	4,2	6,2	4,2	4,7	5,2
Locul		1	2	2	4	3	4	4	4

- Scenariul al II-lea - indica modelul selectionat de catre o echipa care se gaseste pe teren si trebuie sa analizeze amploarea fenomenului in conditii expeditive. Accesul la baza de date este posibila dar utilizarea unui microcomputer sau a unui procedeu manual ar putea fi avantajos.

Criteriul	Factor pondere	DAMBRK	FLOW SIM 1	FLOW SIM 2	HEC-1	SMPDBK	Graphs	TR 66	MILHY
Cerinte 'hard'	0,25	4	0	0	5	10	10	10	10
Documentatie	0,05	10	0	0	10	7	6	7	9
Utilizare larga	0,05	10	6	6	10	4	0	5	5
Flexibilitate	0,05	10	10	10	6	4	0	0	5
Usor de utiliz	0,25	2	0	0	8	10	9	4	8
Robustete	0,05	4	2	0	9	9	9	10	9
Acuratete teor	0,15	10	10	10	0	5	3	3	3
Acuratete obs	0,15	10	10	10	0	6	4	4	3
Ponderea medie	1,00	6,2	3,9	3,8	5,0	7,9	6,6	5,7	6,8
Locul		2	4	4	3	1	2	3	2

Concluzii

Modelele dinamice sunt cele mai performante dintre modelele testate.

DAMBRK este alegerea optima pentru majoritatea aplicatiilor practice. Programul este utilizat pe scara larga, are o documentatie foarte buna.

SMPDBK este preferat pentru analize expeditiv in unele cazuri de aplicatii civile si militare.

Cu toate ca posibilitatile de prognozare in cazul ruperii barajelor au fost extinse, imbunatatiri importante se pot face. Instabilitatile neliniare in prognozarea dinamica sunt cauzate de variatia rapida a geometriei sectiunilor transversale cu nivelul si distanta longitudinala.

Studiile au fost necesare pentru a evalua importanta unei abordari unidimensionale in prognoza undelor de rupere. Eforturile de cercetare in vederea dezvoltarii unor modele bi-dimensionale ale miscarii nepermanente sunt pertinente in cazul ruperii barajelor, pentru situatiile unor vai complexe in care infiltratiile, pierderile din volumul undelor de viitura accidentala si obstructiile naturale intalnite in aval nu pot fi neglijate.

Exista si modele dezvoltate de diferite alte organizatii si firme de consultanta, incluzand Motor-Columbus Consulting Engineers, Tippetts-Abbet-McCarthy-Stratton (TAMS), Department of the Interior din USA, Institutul Federal pentru Tehnologie din Zurich, Electricite de France, Laboratorul de Hidraulica din Delft si Institutul de Hidraulica din Dansk. Aceste programe sunt insa limitate in comparatie cu cele prezentate anterior.

- *Stabilirea erorilor la calculul undelor accidentale - Modelul Ganoulis & Tolikas /10/*

Modelul pune in evidenta influenta modului de rupere (a unui baraj de pamant) asupra propagarii undei in aval. Cand propagarea undei este bazata pe hidrografal debitelor de rupere, incertitudinea modului de rupere determina erori asupra valorii debitelor din sectiunile aval. Mecanismul ruperii (creata cel mai adesea prin deversare si crearea unei brese initiale), deschiderea si evolutia bresei prezinta multe necunoscute determinate de dificultatile de observare si mai ales inregistrare, in perioada accidentului.

Modelul poate fi considerat ca o analiza complementara a propagarii viiturilor prin care se pot stabili erorile de calcul ale debitelor. Problema poate fi abordata prin doua solutii alternative, utilizand conceptul sistemic prin analiza de senzitivitate cunoscuta in teoria sistemelor sau conceptul hidraulic bazat pe integrarea numerica a ecuatiilor Saint-Venant.

In cazul primei metode, cea a analizei de sensitivitate, evolutia derivatelor debitului Q si a inaltimii de apa h este calculata in aval in raport cu debitul maxim Q_{max} din hidrografal ruperii. Derivatele pot conduce la erori importante in cazul variatiilor reduse ale hidrografului ruperii.

Metoda a doua consta in evaluarea propagarii erorilor prin integrarea numerica a ecuatiilor Saint-Venant, procedeul fiind valabil atunci cand incertitudinea asupra hidrografului ruperii este importanta.

- Modelul matematic

In curent nestationar, unidimensional, cu suprafata libera, conservarea masei si cantitatii de miscare este exprimata prin sistemul de ecuatii Saint-Venant:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (10.40)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{h} \right) = -gh \frac{\partial h}{\partial x} - gh(I_f - I_0) \quad (10.41)$$

in care:

$Q = Q(x, t)$ - debitul pe unitatea de latime;

$h = h(x, t)$ - inaltimea de apa;

I_0 - panta patului;

I_f - frecarea, exprimata printr-o formula empirica

$$I_f = \frac{Q^2}{K^2 h^{10/3}} \quad (10.42)$$

K - coeficientul lui Manning

Pentru rezolvarea sistemului (10.40) si (10.41) este necesara cunoasterea in dreptul barajului ($x=0$) a hidrografului de rupere:

$$Q_0(t) = Q(0, t) \quad \text{pentru} \quad x = 0 \quad (10.43)$$

care reprezinta o ramura ascendenta, o valoare maxima Q_m si o ramura descendenta.

Debitul maxim Q_m a fost ales ca parametru caracteristic al solutiei problemei (10.40) si (10.41), acestea variind corespunzator procesului de rupere a barajului. Daca Q_m variaza cu δQ_m , solutia sistemului de ecuatii (10.40) si (10.41) variaza si ea.

Derivatele:

$$S_h = \frac{\partial h}{\partial Q_m} \quad (10.44)$$

$$S_Q = \frac{\partial Q}{\partial Q_m} \quad (10.45)$$

reprezentand coeficientii de senzitivitate, permit exprimarea erorii de calcul pentru h si Q , in functie de eroarea:

$$\varepsilon_{Q_m} = \frac{\partial Q_m}{Q_m} \quad (10.46)$$

In consecinta, pentru x si t constante daca

$$\varepsilon_h = [h(Q_m + \delta Q_m) - h(Q_m)] / h(Q_m) \quad (10.47)$$

$$\varepsilon_Q = [Q(Q_m + \delta Q_m) - Q(Q_m)] / Q(Q_m) \quad (10.48)$$

sunt erorile relative, se poate scrie:

$$\varepsilon_h = S_h(Q_m / h) \cdot \varepsilon_{Q_m} \quad (10.49)$$

$$\varepsilon_Q = S_Q(Q_m / Q) \cdot \varepsilon_{Q_m} \quad (10.50)$$

Aceste relatii valabile la variatii reduse ale lui Q_m indica semnificatia fizica a coeficientilor S_h si S_Q . Relatia $S_Q(Q_m / Q)$ arata de exemplu eroarea relativa a debitului Q cand Q_m variaza cu 1%. Pentru a obtine variatia in spatiu si timp a coeficientilor S_h si S_Q se iau in considerare derivatele in raport cu Q_m a tuturor termenilor sistemului (10.40) si (10.41). Se obtine urmatorul sistem:

$$\frac{\partial S_h}{\partial a} + \frac{\partial S_Q}{\partial x} = 0 \quad (10.51)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial S_Q}{\partial a} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{2Q}{h} S_Q - \frac{Q^2}{h^2} S_h \right) &= -g S_h \frac{\partial h}{\partial x} - gh \frac{\partial S_h}{\partial x} - \\ &- \left(\frac{2g}{K^2} \right) \left(\frac{Q}{h^{7/3}} \right) S_Q + \left(\frac{7g}{3K^2} \right) \left(\frac{Q^2}{h^{10/3}} \right) S_h + g I_0 S_h \end{aligned} \quad (10.52)$$

sistemul de ecuatii (10.40), (10.41), (10.51), (10.52) are conditia la limita $x = 0$, relatia (10.43) si echivalentul ei pentru S_Q poate fi integrat pentru determinarea lui Q , h , S_Q si S_h .

Ecuatiile (10.51) si (10.52) au aceeasi forma ca si ecuatiile Saint-Venant, dar ele sunt liniare. Algoritmul numeric utilizat pentru integrarea numerica a sistemului (10.40) si (10.41) este aplicabil si ecuatiilor (10.51) si (10.52), un algoritm explicit decalat in spatiu x-t.

10.2. Modele bidimensionale

- *Modelul Elliot - Chandhry /11/*

Autorii prezinta o metoda numerica care extinde metodele clasice unidimensionale (metoda caracteristicilor) la propagarea undelor de rupere a barajelor in curenti bidimensionali. In aceasta metoda sunt luate in considerare interactiunile intre unde si reflectiile in doua dimensiuni, ceea ce permite analiza efectelor geometriei complexe a albiei. Condițiile de stabilitate a schemelor numerice sunt mai puțin restrictive decât în cazul schemelor explicite. Rezultatele calculelor sunt comparabile cu măsurătorile realizate pe unde de viitura provenite din ruperi de baraje experimentale realizate într-un canal rectiliniu precum și pe malul exterior al unui canal în curba.

Datele de teren la ruperea barajului Teton confirmă faptul că pe porțiunile în curba pot apărea supraînălțări semnificative ale nivelului liber în zona aval. Pentru calculul acestor supraînălțări sunt necesare modele bidimensionale.

Propagarea unei unde accidentale este considerată o problemă Riemann, a cărei soluție numerică a fost dată de Godunov. Secțiunea de barare constituie singura discontinuitate inițială reprezentată de linia $t = t_0$ (Fig. 10.7).

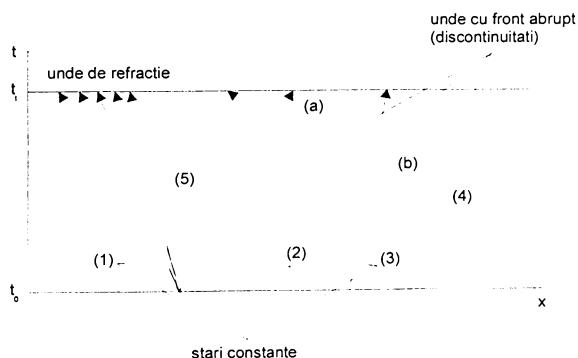


Figura 10.7 - Zone cu condiții inițiale constante urmate de interacțiuni liniare de unde

Zona (1) reprezintă condițiile inițiale ale acumularii din amonte iar zona (2) condițiile inițiale în albia aval. Discontinuitatea este rezolvată prin două unde după cedarea barajului - o undă negativă

de refractie ce se propaga in spatele barajului, in lac si o unda pozitiva cu front abrupt deplasandu-se in albia aval. Zona (5) intre cele doua unde este presupusa a fi un regim constant. La urmatorul pas de timp Δt solutia este obtinuta prin propagarea undelor care se dezvoltă din discontinuitati

Propagarea undelor poate fi reprezentata intr-un grafic $x-t$ prin linii caracteristice. In Fig. 10.7 este reprezentat profilul undei de rupere dupa intervalul de timp Δt . Propagarea undei pozitive in orice moment este echivalenta cu $x = u_w t$ (caracteristica pozitiva). Unda negativa de refractie (zona 3) este reprezentata de mai multe drepte (caracteristici negative). Forma uzuala a ecuatiilor caracteristicilor este $x = (u \pm c)t$ unde $c = \sqrt{gH}$ dar $u = 0$ in acest studiu.

De asemenea, se pot observa nivelurile de apa la momente finite de timp dupa ruperea barajului. Ruperea se presupune a fi completa si instantanee. Adancimea initiala a canalului si viteza initiala sunt notate cu h_0 si u_0 iar h_1 reprezinta nivelul liber initial in lac masurat de la partea inferioara a canalului. Zona 2, regimul constant, este reprezentat prin necunoscutele h_2 si u_2 . Unda se propaga cu o viteza necunoscuta u_w .

Pentru a raporta parametrii propagarii undei (zona 2) la conditiile initiale din canal (zona 0) a fost ales un volum de control care cuprinde frontul din aval al undei. Curgerea nepermanenta este convertita intr-o curgere permanenta prin suprapunerea undei negative de viteza u_w in volumul de control. Aceasta inseamna ca volumul de control se deplaseaza odata cu unda.

Aplicand legea conservarii masei la volumul de control in regim permanent rezulta ecuatia de continuitate pentru un canal dreptunghiular cu apa aflata initial in repaus.

$$u_2 = u_w (1 - h_0/h_2) \quad (10.53)$$

Din ecuatia (10.53) se observa ca viteza curentului in spatele undei pozitive va fi aceeasi cu viteza undei in ipoteza unui canal fara apa ($h_0 = 0$) in aval.

In Fig. 10.8 sunt indicate si fortele ce actioneaza asupra volumului de control: forta hidrostatica, forta de frecare si greutatea apei.

Extinderea la modelul bidimensional

Utilizand conceptul de interactiuni de unde liniare explorat de Le Veque, algoritmul unidimensional, in care nu exista interactiuni poate fi aplicat pentru calculul efectelor bidimensionale la modele produse in urma ruperii barajelor, pe un canal in curba. Drept conditii initiale se vor considera o serie de probleme Riemann unidimensionale, fiecare identice cu conditiile initiale ale algoritmului unidimensional. Odata cu ruperea barajului in canalul din aval se

propaga o serie de unde unidimensionale (Fig. 10.9). In fiecare moment parametrii unde de inundatie pe un canal rectiliniu, la distanta x , sunt identici. Astfel rezultatele sunt aceleasi ca si pentru modelul unidimensional, fara interactiuni intre unde.

Pentru modelarea numerica a curgerii pe portiunea in curba s-a presupus ca undele se reflecta din peretele solid al malului cu un unghi egal cu unghiul de incidenta, fara difractie. Undele unidimensionale intersecteaza alte unde in zona de curba (Fig. 10.10).

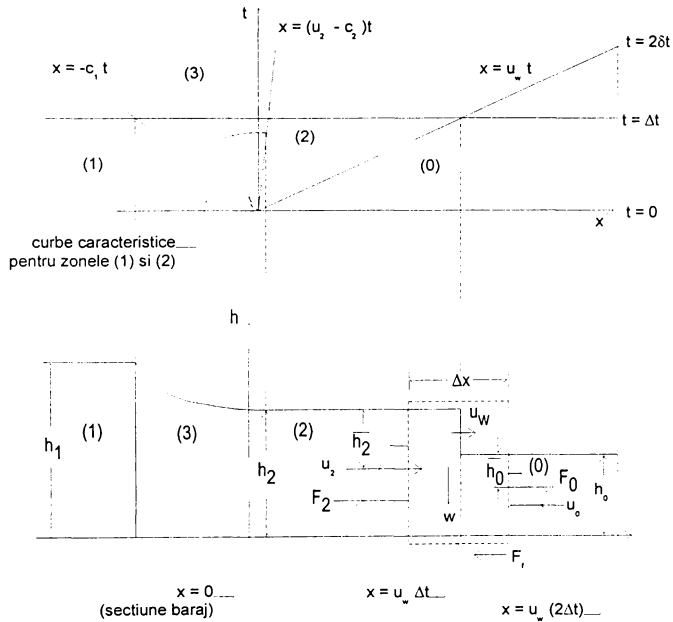


Figura 10.8 - Volumul de control si caracteristicile unde de rupere

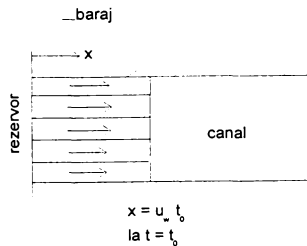


Figura 10.9 - Serii ale undelor Riemann unidimensionale de-a lungul latimii canalului

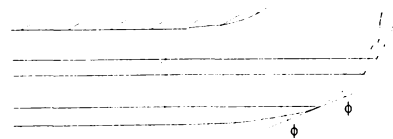


Figura 10.10 - Reflexia undelor si interactiunea lor cu curbele

Ca in teoria unidimensionala, undele pot trece una prin cealalta fara a se intersecta. Fiecare unda poate fi tratata individual, fara a fi influentata de undele invecinate. Prin utilizarea relatiilor din geometrie si trigonometrie, traiectoria fiecarei unde poate fi urmarita in zona curbei canalului.

Le Veque a explorat utilizarea retelelor carteziene in zonele cu geometrie complicata. Indiferent de tipul retelei, undele intersectate au unghiuri diferite in raport cu celulele retelei. Fiecare unda se propaga pe celulele retelei asa incat adancimea apei intr-o celula creste cu adancimea undei la fel ca in miscare unidimensionala. Intr-o celula oarecare efectul undelor succesive se suprapune. In apropierea peretelui exterior al curbei se propaga mai multe unde decat in apropierea peretelui interior. Aceasta conduce la adancimi mai mari la peretele exterior, rezultand o modelare corecta a efectului suprainaltarii in miscarea bidimensionala.

Procesul de modelare bidimensionala este prezentat in urmatoarele etape:

- 1) Propagarea seriilor de unde unidimensionale de-a lungul latimii canalului.
- 2) Fiecare unda care loveste peretele exterior se reflecta sub unghiul sau de incidenta cu peretele.
- 3) Intrucat diferite unde coincid se permite undelor sa treaca una prin cealalta fara a se intersecta.
- 4) Cand o unda traverseaza o celula se stabileste noua adancime = adancimea anterioara + (saltul undei x aria undei / aria celulei).

- *Modelul ENEL-CRIS & ISMES /12/*

Sunt prezentate doua modele matematice: un model de simulare a eroziunii produse intr-un baraj de pamant si un model bidimensional de propagare a undei de rupere in aval.

Faza hidrodinamica presupune aplicarea ecuatiei de continuitate pentru acumulare, determinarea debitului defluent prin bresa asimilata cu un deversor cu prag lat, abordarea cinematica a propagarii undei de rupere rezultate prin bresa canal si apoi prin albia aval.

- 1) Modelul de simulare a eroziunii

Considera compozitia granulometrica completa a materialului eterogen si reda evolutia morfologica a bresei. Eroziunea prin bresa este tratata ca un proces interactiv intre apa si materialele din corpul barajului.

Debitul scurs prin bresa (Fig. 10.10) este calculat cu relatia:

$$Q_{bresa} = 1,7B_b(H - z_b)^{1,5} + 1,2[\text{tg}(90 - \alpha)](H - z_b)^{2,5} \quad (10.54)$$

unde:

z_b - inaltimea fundului bresei fata de planul de referinta

H - nivelul de apa din acumulare

B_b - latimea fundului bresei

α - unghiul peretelui lateral fata de horizontala

Nivelul de apa din acumulare este determinat pe baza ecuatiei de conservare a masei:

$$\frac{\partial H}{\partial t} A_{(H)} = Q_{\text{int rare}} - Q_{\text{iesire}} - Q_{\text{bresa}} \quad (10.55)$$

unde:

$A_{(H)}$ - suprafata lacului la un anumit nivel H

Debitul de-a lungul bresei canal si albiei aval este calculat printr-un model cinematic:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (10.56)$$

$$S_0 - S_f = 0 \quad (10.57)$$

utilizand schema explicita in diferente finite.

Transportul solid este calculat in fiecare sectiune aval functie de caracteristicile hidrodinamice si sedimentologice ale materialului. Ecuatiile privind transportul solid au fost analizate anterior de Di Silvio si Peviani (1989).

Ecuatia de miscare a sedimentelor:

$$T_i = \alpha \frac{I^n Q^m}{B_b^p d_i^q} \beta_i r_i \quad (10.58)$$

unde:

d_i - diametrul median al unei fractiuni granulometrice

β_i - greutatea in procente

r_i - coeficientul de expunere

$$\alpha = 0,05 \quad m = 1,80 \quad p = 0,80 \quad q = 1,20$$

Fluxul vertical al fiecarei fractiuni de material (D_i) este dat de ecuatia de continuitate:

$$\frac{1}{B_b} \left(\frac{\partial T_i}{\partial x} + TL_i \right) = D_i \quad (10.59)$$

Variatia compozitiei stratului mixt este data de ecuatia balantei:

$$\frac{\partial(\delta\beta_i)}{\partial t} = D_i - \beta_i \frac{\partial z_b}{\partial t} \quad (10.60)$$

in care grosimea stratului mixt este determinata prin relatia:

$$\delta = 2D_{90} \quad (10.61)$$

Modificarea nivelului inferior este calculata la fiecare interval de timp (Δt) din fluxul vertical total: cu:

$$\Delta z_b = \sum D_i \Delta t \quad (10.62)$$

$\Delta z_b > 0$ in cazul depunerii

$\Delta z_b < 0$ in cazul erodarii

Evolutia morfologica a bresei canal are loc pe latimea B_b . Magnitudinea depunerii sedimentelor in partea inferioara a bresei poate reumple bresa canal. Din acest moment procesul de depunere-eroziune are loc pe intreaga latime a raului B_m (Fig. 10.11).

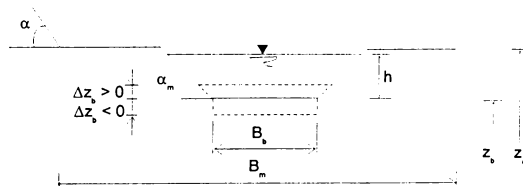


Figura 10.11 - Reprezentarea schematica a secțiunii transversale

In timpul procesului de depunere, cresterea nivelului fundului bresei maresc latimea (B_b sau B_m) in concordanta cu unghiul pantelor laterale respective (α_m sau α). In Fig. 10.12 este redat mecanismul fizic asa cum a fost considerat in model: eroziunea fundului bresei canal de catre debitul defluent, colapsul pantelor laterale, depunerile in bresa canal care produc largirea latimii ei inferioare.

Cand eroziunea bazei peretelui lateral este mai mare decat inaltimea critica (Δz_b_{lm}) un volum de pamant (VL) se prabuseste in albie:

$$VL = 2\Sigma \Delta z_b (z_c - z_b) \operatorname{tg}(90 - \alpha) \Delta x \quad (10.63)$$

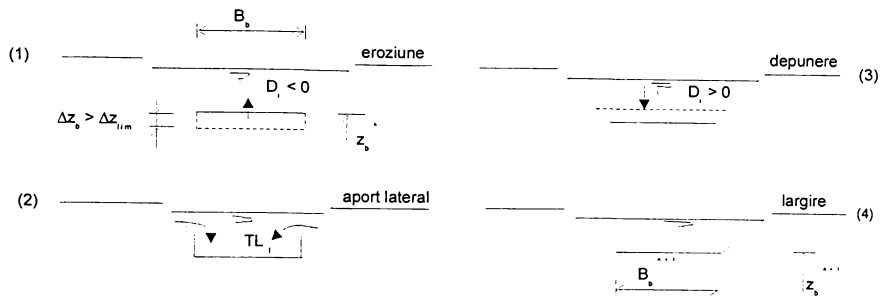


Figura 10.12 - Etapele procesului fizic considerat in modelul teoretic

Aportul lateral TL_i se obtine din relatia

$$TL_i = \frac{VL \cdot \beta_i}{\Delta x \Delta t} \quad (10.64)$$

O atentie speciala este data conditiilor la limita in amonte. Apa si debitul solid defluent sunt definite la pragul bresii canal. (sectiunea U_p). Limita se seplaseaza inspre amonte pe masura ce se produce eroziunea bresii canal. Cand distanta ($U_p \Delta x$) intre pragul bresii si primul punct al retelei (sectiunea IS) este mai mare decat intervalul Δx , limita este impinsa in amonte cu scopul de a extinde calculul spre partea amonte a barajului. (Fig. 10.13).

Transportul solid este considerat zero la pragul bresii canal ($T_{U_p} = 0$), in timp ce in sectiunea IS +1 capacitatea de transport depinde de caracteristicile hidrodinamice si de sedimentare.

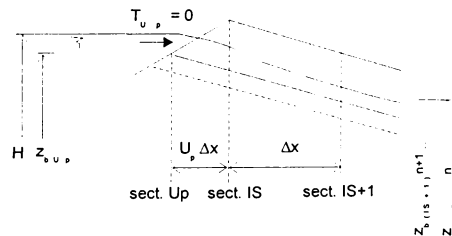


Figura 10.13 - Schema conditiei la limita in amonte

2) Modelul bidimensional de propagare al undei de viitura

Se utilizeaza sistemul de la ecuatii Saint-Venant simplificat sub forma:

$$(10.65) \quad 150$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + gh \frac{\partial h}{\partial x} + gh(c_f q_x - S_x) = 0$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + gh \frac{\partial h}{\partial y} + gh(c_f q_y - S_y) = 0$$

Sistemul se va discretiza astfel incat sa se obtina ecuatiile diferentiale cu coeficienti constanti:

$$\frac{h^{n+1} - h^n}{\Delta t} + \left(\frac{\partial q_x}{\partial x}\right)^{n+1} + \left(\frac{\partial q_y}{\partial y}\right)^{n+1} = 0 \quad (10.68)$$

$$\frac{q_x^{n+1} - q_x^n}{\Delta t} + gh^n \varphi \left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)^{n+1} + gh^n (1 - \varphi) \left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)^n + gh^n (c_f^n q_x^{n+1} - S_x) = 0 \quad (10.69)$$

$$\frac{q_y^{n+1} - q_y^n}{\Delta t} + gh^n \varphi \left(\frac{\partial h}{\partial y}\right)^{n+1} + gh^n (1 - \varphi) \left(\frac{\partial h}{\partial y}\right)^n + gh^n (c_f^n q_y^{n+1} - S_y) = 0 \quad (10.70)$$

in care exponentii n si $n+1$ indica marimile respective la momentul t si $t+\Delta t$.

Se noteaza derivata spatiala a adancimii de apa prin expresia sa la momentul t (indice n) si cea la momentul $t+\Delta t$ (indice $n+1$), cu parametrul φ cuprins intre 0 si 1. In acest fel, algoritmul numeric pentru solutia sistemului se poate lua implicit ($\varphi = 1$) sau explicit ($\varphi = 0$), ceea ce permite o mare adaptabilitate in utilizarea codului de cazuri particulare complexe din punct de vedere topografic (albiei inguste cu pante abrupte, expansiuni laterale neasteptate ale curentului, schimbari bruste de panta).

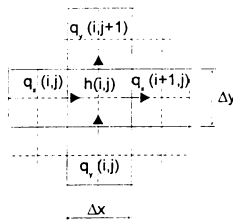


Figura 10.14 - Schema rețelei folosită pentru discretizarea sistemului

Solutia sistemului se obtine parcurgand urmasorii pasi:

- Evaluarea debitelor pe unitatea de lungime q_x^p si q_y^p la marginea celulei utilizand a doua si a treia ecuatie a sistemului.
- Inlocuirea valorilor obtinute in prima ecuatie si calculul diferentei in fiecare celula.
- Scrierea ecuatiilor pentru calculul corectiei nivelurilor D_h care anuleaza diferenta.
- Scrierea corectiilor D_{q_x} si D_{q_y} in functie de corectiile D_h obtinute.
- Scrierea ecuatiei finale in functie de necunoscuta D_h in celula respectiva si in cele patru celule alturate

Sistemul rezultat va fi trecut prin etapele succesive pentru linii si coloane de celule, obtinandu-se astfel mai multe sisteme tridiagonale de solutii.

Un sistem de control se refera la celulele inundate sau inundabile care trebuie considerate in calcul si la o coroana de celule uscate.

Algoritmul adoptat s-a dovedit a fi eficient.

BIBLIOGRAFIE

- | | |
|------------------------------|--|
| /1/ S. Hancu, s.a | Hidraulica aplicata. Simularea numerica a miscarii nepermanente a fluidelor, Ed. Tehnica, 1985, pg. 15-51 |
| /2/ R. Amafteiesei | Programul "UNDA" pentru calculul propagarii viiturii, Hidrotehnica, Vol. 21, Nr. 2, 1976 |
| /3/ --- | Programul de calcul PROMUSVA, Catedra CH, IPT, 1990 |
| /4/ --- | Programul de calcul DUFLOW, versiunea 2, Nov. 1991, Wageningen The Netherlands |
| /5/ R. H. French | Open-Channel Hydraulic, McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, 1994 |
| /6/ A. Paquier, O. Robin | CASTOR: Simplified Dam-Breach Wave Model, ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 123, No. 8, August 1997 |
| /7/ --- | NWS Dambreak Model (Revision 4/1991), National Weather Service & National Oceanic and Atmospheric Administration, USA |
| /8/ R. A. Wurbs | Dam-Breach Flood Wave Models, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113, No. 1/1987 |
| /9/ --- | Estimation of flood damage following potential dam failure: Guidelines, Binnie & Partners, March 1991 |
| /10/ J. Ganoulis, D. Tolikas | Influence du mode de rupture d'un barrage en terre sur la propagation de l'onde aval, XX IAHR Congress Moscow, September 1983, pg. 580-587 |

/11/ R. C. Elliot, M.H. Chaudhry

A wave propagation model for two-dimensional dam-breach flows,
Journal of Hydraulic Research, Vol. 30, No. 4, 1992

/12/ P. Molinaro, s.a.

Simulazione numerica delle onde conseguenti alla rottura di
sbarramenti formati dalla caduta di frane, compresa la propagazione
nell'onda di piena in territori attraversati da importanti infrastrutture,
Rapporto 1994, Gruppo Nazionale per la difesa dalle catastrofi
idrogeologiche

11. Studii experimentale

Rezultatele obtinute prin calcul teoretic, aplicand ipotezele si modelele matematice propuse sunt confirmate si de cercetarile pe modele fizice, efectuate in Laboratorul Facultatii de Hidrotehnica din Timisoara, precum si in laboratoarele de specialitate din alte tari.

11.1 Cercetari experimentale proprii /1/, /2/

In paralel cu studiile teoretice ale viiturilor accidentale, bazate pe diverse scenarii de rupere a unor baraje s-au efectuat si cercetari experimentale pe modele la scari diferite (1:30 ... 1:150). Pentru confirmarea unor ipoteze de calcul s-a urmarit evolutia calitativa a fenomenelor pe modele fizice, proiectate si realizate numai pentru aceste studii sau adaptate studiului in cauza, din cele existente in Laboratorul de modelari al Facultatii de Hidrotehnica din Timisoara.

Cercetari calitative

S-au efectuat studii experimentale calitative pe un model din plexiglas (Fig. 11.1), cuprinzand albia amonte si aval, lacul si barajul alcatuit dintr-o serie de elemente mobile pentru simularea ruperii.

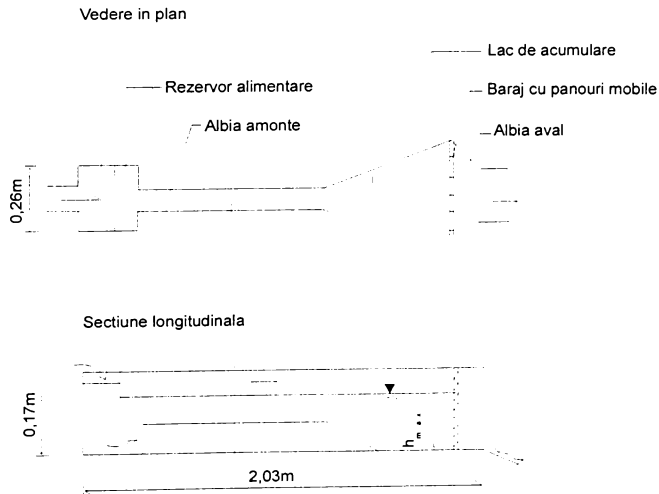


Figura 11.1 - Modelul pentru evaluarea calitativa

Suprafata corespunzatoare unui element modeleaza scurgerea prin ruperea unui plot, respectand:

$$\left[\frac{L_p H_i}{\sum L_p H_i} \right] = idem \quad (11.1)$$

$$\left[\frac{V_{lac}}{L_{fanta} H_{apa}} \right] = idem \quad (11.2)$$

unde:

L_p - lungimea ploturilor

H_i - inaltimea ploturilor

$L_{fanta} H_{apa} = S_{rupere}$

Hidrograful ruperii s-a determinat considerand ruperea instantanee a unui element (plot), respectiv a doua elemente in situatia lac plin (h_{max}) peste care se suprapune afluenta naturala maxima cu probabilitatea de calcul considerata. Curgerea a fost observata cu ajutorul unui colorant, in momentul ruperii acesta indicand o antrenare a intregii mase de apa din acumulare.

Cercetari pe model

Cercetarile realizate pe un model de dimensiuni mai mari (acumularea de cca $25m^3$, barajul de 1,6m inaltime si albia modelata in aval pe cca 20m lungime) au urmarit atat evolutia calitativa cat si cea cantitativa a formarii si propagarii viiturilor accidentale (Fig. 11.2).

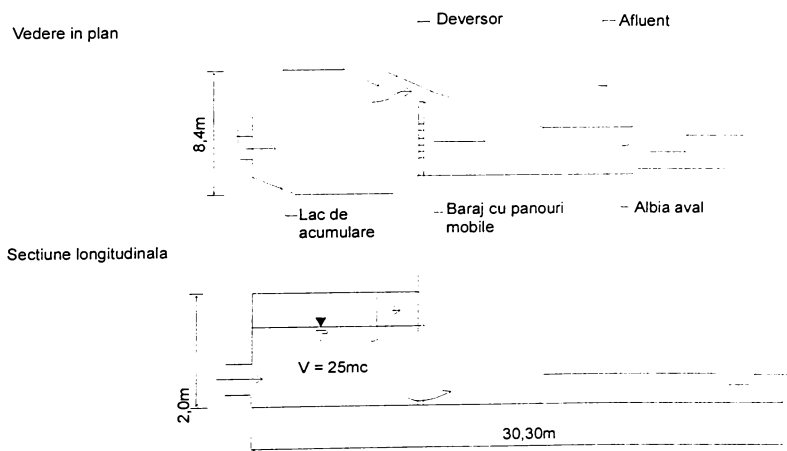


Figura 11.2 - Model pentru studiul calitativ si cantitativ al undei de viitura accidentala

Modelul a fost echipat cu panouri mobile ce pot fi manevrate rapid si cu piezometre diferentiale plasate in sectiuni transversale cu geometrie bine precizata. Aspecte fizice ale curgerii in diverse sectiuni ale albiei sunt prezentate in fotografiile anexate, Anexa 9.

In cazul simularii ruperii unui baraj se adopta similitudinea de tip Froude intrucat curgerea are loc in albie deschise, cu suprafata libera. Au fost alese ca elemente caracteristice ale modelarii dimensiunile geometrice ale barajului Stramtori, de pe raul Firiza (inaltimea barajului $H = 51,5\text{m}$; lungimea la coronament $L = 198,4\text{m}$; latimea unui plot $b = 10\text{m}$; numarul de ploturi = 15 ; volumul acumularii $V = 16,56 \text{ mil.m}^3$; lungimea lacului = 2850m).

Pornind de la legea de similitudine Froude:

$$Fr_{natura} = Fr_{lab} \tag{11.1}$$

adica:

$$\left[\frac{v^2}{gL} \right] = idem \tag{11.2}$$

deci:

$$v = v' \alpha_l^{0,5} \tag{11.3}$$

unde:

v - viteza apei in natura

v' - viteza apei pe model

α_l - scara lungimilor

rezulta:

$$\begin{aligned} \alpha_l &= \frac{L}{l} = 33 \\ \alpha_v &= \alpha_l^{0,5} \\ \alpha_Q &= \alpha_l^{2,5} \\ \alpha_t &= \alpha_l^{0,5} \\ \alpha_{vol} &= \alpha_l^3 \end{aligned} \tag{11.4 a ,b, c, d, e}$$

Din conditia $C = idem$ rezulta:

$$\alpha_n = \frac{(n)}{n} \alpha_l^y \tag{11.5}$$

unde:

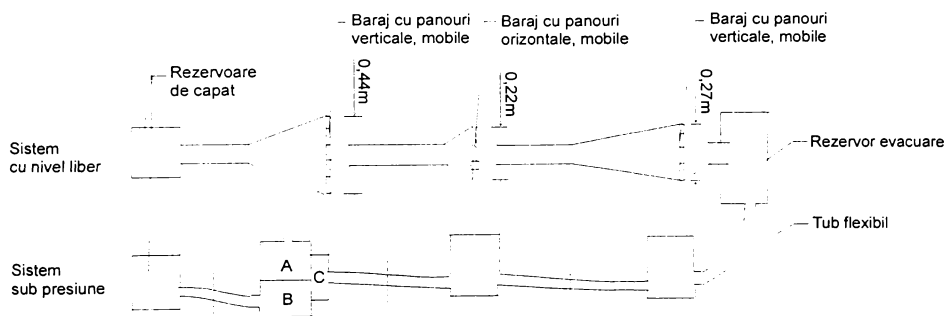
(n) , n - coeficientul de rugozitate in natura, respectiv pe model

Pentru precizia masuratorilor s-a adoptat un model nedistorsionat, albia avand pat fix.

Modelarea unui sistem hidrotehnic complex

Studiile au fost efectuate pe un model (Fig. 11.3) compus dintr-un subsistem cu nivel liber, simuland o amenajare gravitacionala in trepte, functionand in regim nepermanent si un subsistem sub presiune, simuland amenajari cu pompare, aductiuni, castele de echilibru, conducte fortate si centrale hidroelectrice.

Vedere in plan



Sectiune longitudinala

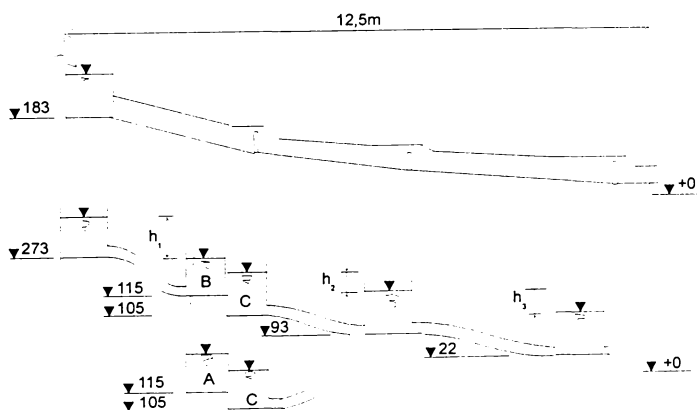


Figura 11.3 - Modelul sistemului hidrotehnic complex Barzava Superioara

Modelul realizat prezinta distorsiuni geometrice pe cele trei directii $\alpha_x \neq \alpha_y \neq \alpha_z$ si simuleaza sistemul hidrotehnic complex Barzava Superioara (Fig. 11.4).

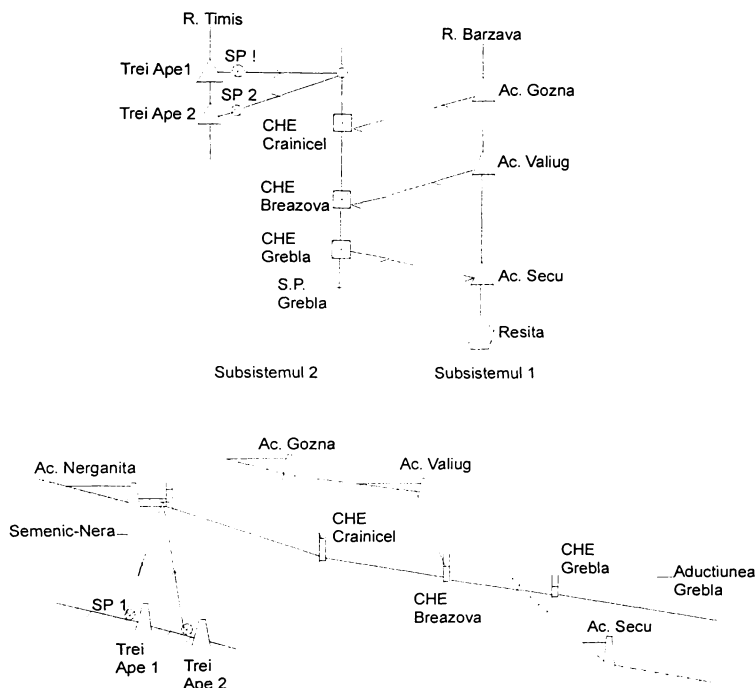


Figura 11.4 - Sistemul hidrotehnic complex Barzava Superioara

Criteriile de similitudine acceptate:

1) *Subsistemul - curenti cu nivel liber in regim nepermanent*

- Forte preponderente: fortele gravitationale si cele inertiale. Fortele de frecare cu peretii ($C = idem$) se neglijeaza deoarece se studiaza apele mari.
- Conditii criteriale (de scari):

$$Fr = \left[\frac{v^2}{gl} \right] = idem \quad (11.6)$$

$$S_h = \left[\frac{vt}{l} \right] = idem \quad (11.7)$$

$$\alpha_{fg} = \alpha_{fi}$$

Pentru $\alpha_g = 1$ rezulta:

$$\begin{aligned}
 \alpha_v &= \alpha_z^{1/2} \\
 \alpha_Q &= \alpha_v \alpha_y \alpha_l = \alpha_y \alpha_z^{3/2} \\
 \alpha_l &= \alpha_x / \alpha_v = \alpha_x \alpha_z^{-1/2} \\
 \alpha_i &= \alpha_z / \alpha_x \\
 \alpha_n &= \alpha_R^{2/3} \alpha_i^{1/2} / \alpha_v = \alpha_R^{2/3} / \alpha_x^{1/2}
 \end{aligned} \tag{11.8}$$

Pentru albi late $R \approx h$

$$\begin{aligned}
 \alpha_R &\approx \alpha_z \\
 \alpha_n &\approx \alpha_z^{2/3} / \alpha_x^{1/2}
 \end{aligned} \tag{11.9}$$

2) Subsistemul - curenti subpresiune

- Forte preponderente: fortele inertiiale si cele de viscozitate.

$$\begin{aligned}
 S_h &= idem \\
 Re &= \frac{vl}{\nu} = idem
 \end{aligned} \tag{11.10}$$

- Conditile de scari se pot determina din identificarea modelelor matematice in fenomenul "natura" si "model".

Modelul matematic:

$$\frac{L}{g} \frac{dv}{dt} + z + h_x = 0 \tag{11.11}$$

$$S_{galerie} \cdot V = S_{castel} \frac{dz}{dt} + Q_{aval} \tag{11.12}$$

$$h_r = \lambda \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad \text{sau} \quad h_r = n^2 \frac{Lv^2}{R^{4/3}} \tag{11.13}$$

Distorsiunea geometrica conduce la:

$$\alpha_x = \alpha_L \neq \alpha_z \neq \alpha_D \neq \alpha_R \tag{11.14}$$

dar

$$\alpha_{h_r} = \alpha_z = \frac{\alpha_x \alpha_v}{\alpha_g \alpha_l} \tag{11.15}$$

deci din relatia (11.13) rezulta:

$$\alpha_z = \alpha_n = \frac{\alpha_n^2 \alpha_x \alpha_v^2}{\alpha_D^{4/3}} \quad (11.16)$$

din relatia (11.12) pentru $\alpha_g = 1$ se obtine:

$$\alpha_z = \frac{\alpha_x \alpha_v}{\alpha_t} \quad (11.17)$$

iar din relatia (11.11)

$$\alpha_D^2 \cdot \alpha_v = \alpha_{S_{castel}} \frac{\alpha_z}{\alpha_t} \quad (11.18)$$

Aceste conditii de scari se prelucreaza in continuare in functie de conditiile problemei de studiat.

Legandu-se cele doua subsisteme in acelasi sistem se impune conditia ca α_Q , α_t sa aiba aceeasi valoare pentru cele doua tipuri de curgere.

$$\alpha_{Q_I} = \alpha_{Q_{II}} \quad \text{si} \quad \alpha_{t_I} = \alpha_{t_{II}} \quad (11.19)$$

Subsistemul I

$$\alpha_{x_I} \neq \alpha_{y_I} \neq \alpha_{z_I}$$

$$\alpha_{n_I}$$

$$\alpha_{Q_I} = \alpha_{y_I} \cdot \alpha_{z_I}^{3/2}$$

$$\alpha_{t_I} = \alpha_{x_I} \alpha_{z_I}^{-1/2}$$

Subsistemul II

$$\alpha_{x_{II}}; \alpha_{z_{II}}; \alpha_D; \alpha_{S_{castel}}$$

$$\alpha_{n_{II}}$$

$$\alpha_{Q_{II}} = \alpha_{S_{castel}} \frac{\alpha_{z_{II}}}{\alpha_{t_{II}}}$$

$$\alpha_{t_{II}} = \frac{\alpha_{x_{II}} \cdot \alpha_{v_{II}}}{\alpha_{z_{II}}} = \frac{\alpha_{x_{II}}^{1/2} \cdot \alpha_{S_{castel}}}{\alpha_D}$$

(11.20)

Din $\alpha_{II} = \alpha_{t_{II}}$ rezulta:

$$\alpha_{x_I} \cdot \alpha_{z_I}^{-1/2} = \frac{\alpha_{x_{II}}^{1/2} \cdot \alpha_{S_{castel}}^{1/2}}{\alpha_D} \quad (11.21)$$

Conditia (11.21) va trebui satisfacuta la alegerea scarilor pentru lungimile din cele doua subsisteme x_I , z_I , x_{II} , D ...

Observatii:

1. Consideratiile de mai sus nu vizeaza debitele solide (curenti cu suspensii, depuneri, eroziuni).
2. La studiul hidrografului ruperii s-a avut in vedere si criteriul suplimentar de similitudine

$$\left[\frac{V_{lac}}{L_{fanta} \cdot H_{apa}} \right] = idem \quad (11.22)$$

Tinand cont de unele recomandari ale literaturii de specialitate ca si de faptul ca cercetarile propuse vizeaza doar aspecte de ordin calitativ ale fenomenelor s-au adoptat urmatoarele scari:

$$\alpha_{L,ii} = \alpha_L = 2000$$

$$\alpha_b = \alpha_y = 500$$

$$\alpha_{h,ii} = \alpha_z = 300$$

$$\alpha_D = 100$$

Din relatia (11.21) rezulta: $\alpha_S^{1/2} = 258$

Subsistemul cu curgere libera este format din:

- a) Albia curenta (minora si majora), marcata cu mire gradate, de forma trapezoidala, avand trei profile tip. Lungimea albiei pe model nu corespunde scarii de modelare din motive de spatiu. S-au realizat intreruperi in fiecare sectiune curenta. Acest lucru a fost posibil intrucat studiul nu a urmarit fenomenele de propagare si atenuare ale viiturii in albie.
- b) Barajele acumularilor Gozna si Secu sunt realizate din fasii mobile verticale iar barajul acumularii Valiug a fost realizat din fasii orizontale, conform ipotezelor de rupere considerate.
- c) Rezervoarele de capat prevazute cu mire gradate asigura alimentarea respectiv evacuarea la debite controlabile.

Subsistemul sub presiune este alcatuit din:

- a) Trei rezervoare de trecere cu sectiune orizontala patrata, simuland cele trei CHE (Crainicel, Breazova si Grebla).
- b) Tuburi din material plastic transparent, marcand conductele sub presiune ce leaga rezervoarele de trecere.
- c) Rezervoare de capat, cel din amonte, asigurand presiunea necesara in subsistem, data la scara naturala de statiile de pompare Trei Ape si aductiunea Nera-Semenic iar cel din aval (comun cu cel al subsistemului liber), evacuarea apei. Toate rezervoarele sunt prevazute cu mire gradate.

Cele doua subsisteme sunt legate printr-un tub din material plastic (transparent) reprezentand aductiunea Gozna care leaga acumulara Gozna de CHE Crainicel.

Alimentarea rezervoarelor de capat se face de la sursa, distinct. Pe conducta de alimentare din cauciuc este prevazut un apometru pentru masurarea debitului de intrare in sistem.

Conductele de legatura, din plastic, pot fi obturate (partial sau integral) in scopul modificarii regimului de curgere.

Cercetarile experimentale efectuate (Stand Fig. 11.2) au permis determinarea directa in sectiunea lacului a curbei $V = f(H)$, in sectiunile transversale ale albiei a curbelor $Q_x = f(H)$ (Q_x - debitul modul). Citirile de nivel realizate in doua regimuri experimentale (ruperea instantanee a unui element iar apoi a doua elemente) pentru un pas de timp $t = 10 s$, respectiv $15 s$ au permis determinarea hidrografelor de rupere $Q = f(t)$. Aceste curbe (Fig. 11.5) au fost trasate si pentru cazul "natural", acceptand criteriile de similitudine Froude (Fig. 11.6). Ipotezele si modelul de calcul teoretic au fost confirmate (vezi Capitolul 12 - Ruperea barajului Strimtori).

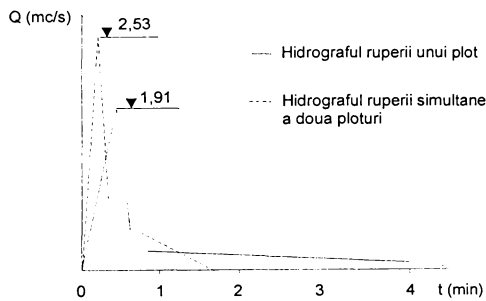


Figura 11.5 - Hidrografele de rupere experimentale

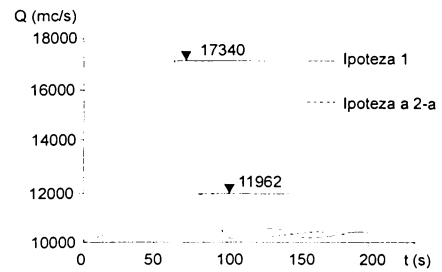


Figura 11.6 - Hidrografele "naturale"

Tehnica diaporamei aplicata in generarea si propagarea viiturilor accidentale

Simularea generarii si propagarii viiturilor accidentale s-a realizat in afara modelarii fizice in laborator si prin aplicarea "tehnicii diaporamei". Au fost astfel suprapuse peste harta bazinului hidrografic imaginile, reprezentand undele de viitura (stabilite prin calcul si corelate cu masuratori si observatii directe la scara naturala) in succesiunea lor in timp si in lungul raului, in sectiunea de rupere si aval de aceasta. Este posibila in acest fel nu numai vizualizarea si "animatia" fenomenului dar si determinarea impactului in mediu, variabil in timp si spatiu.

S-a simulat in acest mod impactul asupra mediului al inundatiilor accidentale produse intr-un sistem hidrotehnic in cascada tripla si realizat etapizat de-a lungul a 150 de ani (sistemul

hidrotehnic Barzava Superioara). Pornind de la aceste investigatii se poate evidientia impactul unor variante probabile de rupere, prognozate.

11.2. Alte cercetari experimentale

Cercetari experimentale pe modele hidraulice, privind viiturile in sectiunea de rupere s-au realizat in mai multe laboratoare din lume. Scarile de modelare accepta fara exceptie similitudinea Froude si incadreaza in limitele extreme (ca ordin de marime) scarile adoptate in Laboratorul hidrotehnic din Timisoara. In Laboratoire National d'Hydraulique Chatou, Franta s-au simulat ruperi instantanee si totale de baraje printr-o vana actionata extrem de rapid, pe un canal de studiu cu lungimea de 18m, latimea de 0,6m si inaltimea de 1m. S-au verificat la Universitatea din Ljubliana, Slovenia, calculele numerice de propagare pe modele hidraulice la scara 1:200, in cazul ruperii instantanee a unui baraj de 20m inaltime si un volum de lac de 3 mil. m³. Astfel de verificari au fost efectuate si la Akita University, Japonia, pe modele mici de 0,3m latime, 0,5m inaltime, respectiv 2,4m lungime. Studii experimentale au fost de asemenea realizate la Universitatea San Juan, Argentina, pe modele de baraje fuzibile, din materiale erodabile, intr-un canal vitrat cu lungimea de 14m, latimea de 0,65m, inaltimea de 0,85m la scara 1:37 si 1:70.

Rezultatele metodei numerice propuse de *Elliot si Chaudhry* /3/ (vezi capitolul 10) au fost comparate cu datele obtinute pe un model fizic in care propagarea undelor accidentale are loc intr-un canal rectiliniu continuat cu o portiune in curba (Fig. 11.7).

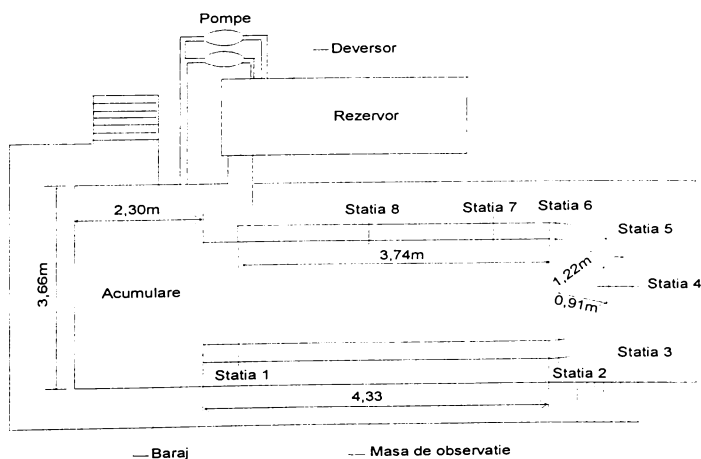


Figura 11.7 - Vedere in plan a standului experimental

Au fost luate in considerare doua valori pentru coeficientul de rugozitate: $n = 0,0165$ si $n = 0,040$.

Compararea datelor experimentale cu rezultatele modelului unidimensional

In canalul rectiliniu (Statia 2), initial fara apa, modelul numeric determina cu o buna acuratete inaltimea undei accidentale. Timpul de sosire al undei este de asemenea bine aproximat. Daca in canal initial exista un strat de apa, unele calculate sunt usor depasite de datele masurate.

Pe portiunea in curba (Statia 4), valoarea calculata a adancimii undei este cuprinsa intre valorile masurate pe partea interioara si exterioara a curbei (pentru $n = 0,040$ suprainaltarea are o valoare considerabil mai mica decat pentru $n = 0,0165$).

Compararea datelor experimentale cu rezultatele modelului bidimensional

In canalul rectiliniu (Statia 2) rezultatele obtinute prin cele doua modele (unidimensional si bidimensional) sunt identice.

Pentru tronsonul in curba (Statia 6), propagarea undei este modelata satisfactor in cazul in care initial nu exista apa. Adancimile undei pe partea interioara si exterioara cat si timpul de sosire sunt in concordanta cu datele experimentale.

Daca initial exista un strat de apa, valoarea adancimii exterioare este acceptabila dar valoarea adancimii interioare si timpul de sosire nu corespund masuratorilor.

Studiul experimental arata ca:

- Rezultatele modelului unidimensional sunt comparabile cu datele masurate.
- Desi adancimile la partea interioara a tronsonului in curba nu sunt satisfacatoare, adancimile de apa la partea exterioara, unde apar majoritatea inundatiilor sunt destul de bine approximate prin modelul bidimensional, chiar in cazul undelor abrupte.

Bechteler si Kulisch /4/ au realizat un model fizic de *simulare tridimensionala* a ruperii unui baraj de nisip printr-o bresa (canal de initiere). Printr-o serie de experimentari au cercetat influentele diferitelor parametrii asupra procesului de eroziune. Pentru ca rezultatele modelarii fizice sa fie valabile pentru prognozarea eroziunii cauzate de rupere in cazul unei categorii date de baraje din natura, este aratata analiza similitudinii adecvate.

La determinarea formei bresei in trei dimensiuni s-a utilizat un procedeu de analiza digitala a imaginii (4 Digital Image Processing).

Eroziunea unui baraj este caracterizata prin procese hidrologice si sedimentologice. De aceea trebuie facuta analiza similitudinii ambelor procese iar rezultatele referitoare la conditiile de scara trebuie respectate simultan. Din analiza problemei hidrologice rezulta doua criterii de similitudine: criteriul Froude Fr si un criteriu legat de rugozitatea fundului albiei Π .

$$Fr = \frac{w}{\sqrt{gh}} \quad (11.23)$$

$$\Pi = \frac{I}{\lambda}$$

unde:

λ - coeficientul de frecare care depinde numai de rugozitatea echivalenta tip nisip daca regimul de curgere este complet rugos

Analiza dimensionala a problemei transportului sedimentelor arata ca rata adimensionala a eroziunii g^* , depinde in principal de numarul Froude al sedimentelor Fr^* , numarul Reynolds al sedimentelor Re^* si criteriul de rugozitate

$$\begin{aligned} g^* &= \frac{g_s}{(\rho_s d w_0)} \\ Fr^* &= \frac{\rho_w w_0^2}{\Delta \rho g d} \\ Re^* &= \frac{w_0 d}{\nu} \\ w_0 &= \sqrt{ghI} \\ \Delta \rho &= \rho_s - \rho_w \end{aligned} \quad (11.24)$$

Influenta diferitelor parametri asupra procesului de eroziune a fost investigata prin varierea urmatoarelor marimi si conditii:

- materialul barajului;
- felul compactarii;
- compactitatea materialului;
- tipul si marimea bresei initiale.

Investigatiile au fost efectuate modificand numai un parametru in timp ce ceilalti au fost mentinuti la valorile stabilite anterior. Conditile de margine si cele initiale au fost mentinute constante (geometri barajului, geometria acumularii, adancimea initiala a apei, vitezele initiale). Variatia materialului barajului a fost realizata prin utilizarea a sase sorturi de nisip.

Procesul de eroziune incepand de la bresa initiala cauzeaza largirea si adancirea bresei. datorita largirii bresei, debitul si viteza apei prin bresa cresc. Ca urmare rata eroziunii ce depinde de numarul Froude al sedimentelor creste. Simultan adancimea apei in acumulare scade si cauzeaza scaderea acceleratiei cresterilor mentionate. Acest fenomen devine dominant si de aceea marimile considerate ajung la valori maxime si apoi scad.

BIBLIOGRAFIE

- /1/ Gh. Cretu, C. Rosu Cercetari experimentale privind inundatiile produse din ruperea unor baraje, Conferinta Nationala "Sisteme hidro in impact cu mediu", Timisoara-Resita, XI 1991
- /2/ C. Rosu, K.V. Rao An Investigation of Peak Flow from Dam Failures, 3rd International Conference on River Flood Hydraulics, Nov. 1997, Stellenbosch, South Africa
- /3/ R. C. Elliot, M.H. Chaudhry A wave propagation model for two-dimensional dam-breach flows, Journal of Hydraulic Research, Vol. 30, No. 4, 1992
- /4/ W. Bechteler, H. Kulisch Physical 3D-simulation of erozion-caused dam-breaks, Proceedings of the International Conference on Hydrosience & Engineering, 1995, Washington DC, USA

12. Studii de caz

12.1. Investigarea si cuantificarea consecintelor inundatiilor produse de ruperea barajelor din sistemele Barzava si Timis /1/, /2/, /3/, /4/

Studiul a inclus o evaluare a inundatiilor accidentale produse in ipoteza cea mai defavorabila a ruperii succesive a barajelor Gozna, Valiug si Secu din bazinul superior al Barzavei, respectiv a ruperii barajului Trei Ape din bazinul Timisului Superior (Fig. 12.1).

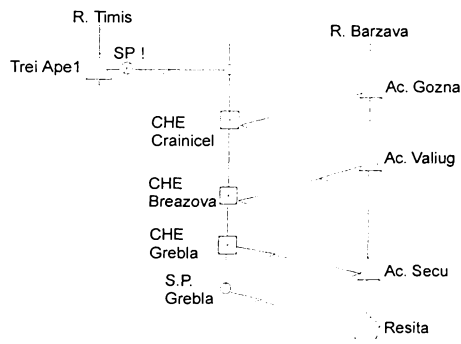


Figura 12.1- Sistemele hidrotehnice de pe Barzava Superioara si Timis

Pentru fiecare baraj in parte, dintre scenariile de rupere posibile a fost luat in considerare scenariul cel mai probabil, determinat de tipul barajului si anumite elemente ale comportarii in timp a acestuia. La baza studiului au stat hartile la scara 1: 25.000 iar pentru municipiul Resita planurile de situatie la scara 1: 5000, masuratorile topografice directe implicand costuri ridicate, nejustificate de precizia calculului (calculul suprafetei inundate, a obiectivelor afectate si a timpului de propagare).

S-a presupus ruperea barajului acumularii din amonte, Gozna, datorita unei viituri naturale extraordinare suprapusa peste lacul plin. Unda rezultata se propaga in aval provocand ruperea barajului Valiug in momentul in care debitul maxim ajunge in lacul plin pana la cota maxima. Viitura accidentala creata in acest fel provoaca in mod similar ruperea barajului Secu.

Scenariile de rupere si calculul hidrografelor ruperii. Propagarea viiturilor accidentale.

1) Barajul Gozna - baraj din anrocamente cu masca din tola de otel ($H_{\text{baraj}} = 43\text{m}$, $V_{\text{lac}} = 12,05\text{m}^3$)

S-a considerat ca cedarea barajului a avut loc prin infiltratii in jurul golirii de fund si dezvoltarea unei brese circulare (Fig. 12.2).

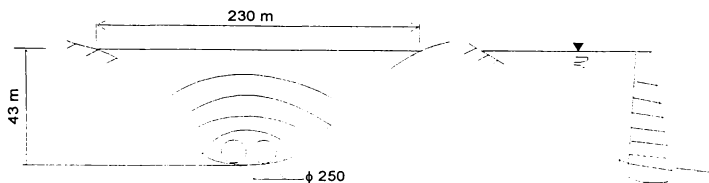


Figura 12.2 - Ipoteza ruperii barajului Gozna

S-a trasat curba $h_r = f(t_r)$, reprezentand inaltimea de rupere a barajului functie de timpul in care are loc cedarea, considerand initial timpul total de rupere 100 minute iar pasul de timp $\Delta t = 10$ minute. Literatura de specialitate recomanda la barajele din materiale locale cu masca luarea in considerare a unor timpi de rupere cuprinsi intr-un ecart destul de mare, 15-150 minute, pentru 50-70% din latime.

Se considera bresa ca o conducta scurta sub presiune, neinacata, pana ajunge la diametrul de 30m. Din acel moment curgerea devine cu fata libera si poate fi considerata ca o curgere intr-un canal cu diferite grade de umplere. Debitul maxim rezultat este de aproape $7400\text{ m}^3/\text{s}$ (Fig. 12.3).

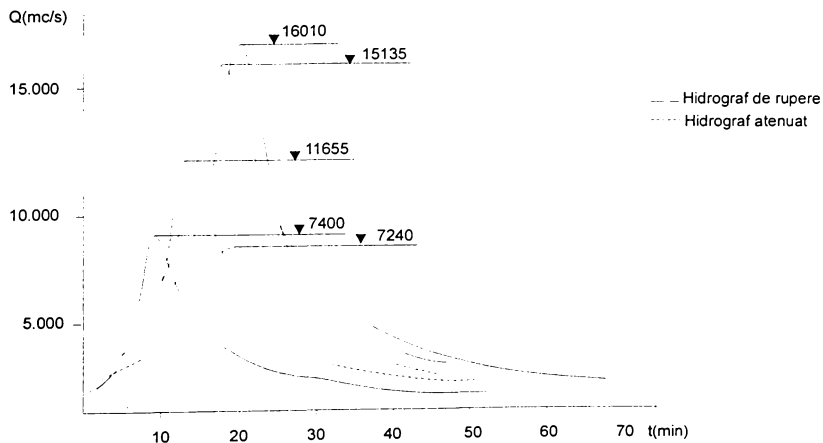


Figura 12.3 - Hidrografele de rupere ale barajelor din sistemul Barzava si hidrografele atenuate

La aproximativ 37 minute lacul s-a golit, viitura accidentală a scăzut la valorile corespunzătoare viiturii naturale, cu o durată mult mai mare și practic ruperea barajului, chiar dacă continuă, nu mai prezintă importanță prin efectele în aval.

- 2) Barajul Valiug - baraj de greutate din zidărie de piatră brută în mortar de ciment cu masă din beton armat, ușor arcuit, continuat de un dig de completare din zidărie de piatră cu tencuială din mortar de ciment ($H_{\text{baraj}} = 27\text{m}$, $H_{\text{dig}} = 12\text{m}$, $V_{\text{lac}} = 1,21\text{m}^3$)

S-a pornit de la hidrograful ruperii barajului Gozna, atenuat pe sectorul Gozna - Valiug prin utilizarea programului "PROMUSVA" bazat pe modelul Muskingum unidimensional. Valoarea debitului maxim la coada lacului Valiug s-a redus nesemnificativ, cu cca 2%, fiind de $7240\text{ m}^3/\text{s}$ datorită văii înguste și adânci, lipsită de albie majoră și cu pante ce depășesc $15\text{ m}/\text{km}$.

Lacul se presupune plin în momentul de început al viiturii accidentale provenite de la acumularea Gozna iar golirea de fund blocată. Depășindu-se la un moment dat capacitatea deversorului se produce deversarea peste coronamentul barajului, formându-se o bresă trapezoidală care se dezvoltă treptat (Fig. 12.4). Timpul total de rupere este de 27 minute iar pasul de timp luat în calcul $\Delta t = 3$ minute. După 18 minute de la ruperea barajului cedează și digul. În literatura de specialitate se recomandă ca 25 - 75% din baraj să cedeze într-un interval de timp cuprins între 15 - 60 minute.

Curgerea prin bresă se consideră o curgere peste un deversor cu prag lat, de formă poligonală (trapezoidală). Debitul maxim rezultat este de $15.135\text{ m}^3/\text{s}$ iar timpul de golire al lacului de 57 minute (Fig. 12.3).



Figura 12.4 - Ipoteza de rupere a barajului Valiug

- 3) Barajul Secu - baraj din beton cu contraforti ciuperca ($H_{\text{baraj}} = 41\text{m}$, $V_{\text{lac}} = 11,23\text{m}^3$)

Hidrograful ruperii barajului Valiug atenuat pe sectorul Valiug - Secu indică în secțiunea aval, la intrarea în lac debitul maxim de $11.655\text{ m}^3/\text{s}$.

Barajul Secu se prăbușește într-un timp scurt, prin cedarea ploturilor. Inițial cedează ploturile din zona centrală, 50% din baraj se prăbușește în 40 minute. Pasul de calcul $\Delta t = 5$ minute. În literatura

de specialitate se recomanda intervalul de timp de 15 - 60 minute pentru dislocarea a 25 - 75 % din numarul ploturilor.

Ruperea barajului Secu are loc in momentul in care peste lacul plin se suprapune varful undei de viitura atenuate de $11.655 \text{ m}^3/\text{s}$.

Scurgerea in sectiunea barajului rupt a fost asimilata cu scurgerea peste un deversor cu prag lat, cu contractie laterala si se produce in trei faze, in functie de pozitia si numarul ploturilor prabusite. Debitul maxim in sectiunea barajului este de $16.010 \text{ m}^3/\text{s}$, (Fig. 12.3), lacul golindu-se in 37 de minute.

Propagarea undei accidentale in aval de sectiunea barajului Secu pe o distanta de 38 - 40 km pana in dreptul localitatii Berzovia (Fig. 12.5) s-a realizat aplicand in paralel programul propriu PROMUSVA care utilizeaza modelul Muskingum de propagare si programul DUFLOW 2 care utilizeaza ecuatiile Saint-Venant.

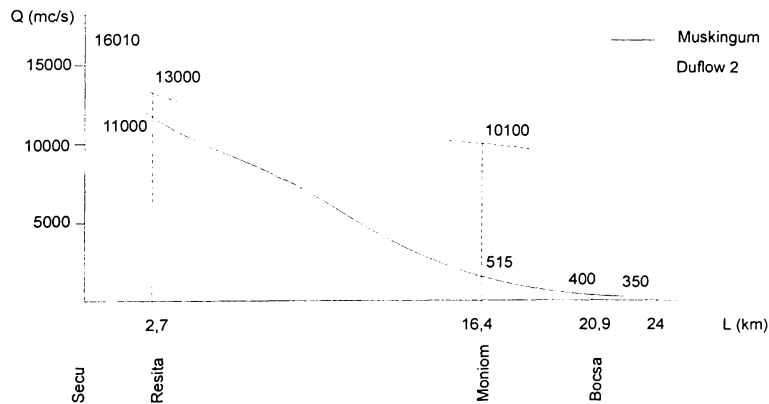


Figura 12.5 - Infasuratorile debitelor maxime

Diferentele rezultate din calcul in ceea ce privesc valorile debitelor maxime sunt sub 10% pana la intrarea in Resita, unde valea este ingusta si panta abrupta si depasesc limitele acceptabile in aval de aceasta, unde valea se largeste sau apar sectiuni singulare (poduri, conducte). Diferentele apar nu numai datorita conceptului hidrologic sau hidraulic abordat ci si datorita posibilitatii de cunoastere si apreciere a datelor de intrare, referitoare la caracteristicile bazinului hidrografic (rugozitate, panta, sectiuni transversale).

Debitul maxim in sectiunea aflata la 24 km aval de barajul Secu este de $350 \text{ m}^3/\text{s}$, aproximativ debitul maxim natural, extraordinar.

4) Barajul Trei Ape - baraj din anrocamente cu miez de argila ($H_{\text{baraj}} = 29\text{m}$, $V_{\text{lac}} = 6,34 \text{ mil.m}^3$)

Cedarea barajului se produce ca urmare a infiltratiilor aparute in jurul golirii de fund si dezvoltarii unei brese circulare (Fig. 12.6). Lacul este plin in momentul aparitiei viiturii naturale extraordinare. Se mentioneaza ca imediat dupa punerea in functiune au aparut doua zone de infiltratii: una in galeria de acces la camera vanelor de la golirile de fund si alta in exterior, in aval, in stanga galeriei de evacuare, aproape de nivelul terenului.

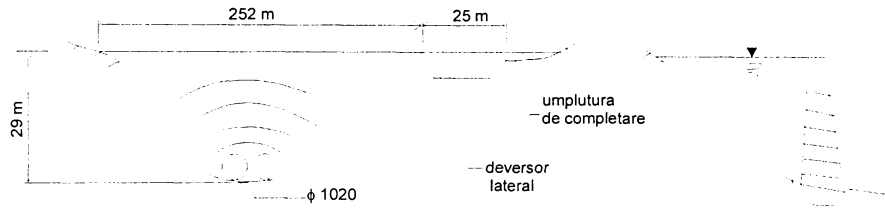


Figura 12.6 - Ipoteza de rupere a barajului Trei Ape

Timpul de rupere este de 50 minute. Bresa lucreaza ca un orificiu de fund sub presiune, neinecat, pana la diametrul de 20m cand curgerea devine libera si este considerata ca o curgere intr-un canal poligonal. Dezvoltarea bresei in timp a fost considerata in concordanta cu curba $h_r = f(t_r)$, (Fig. 12.7).

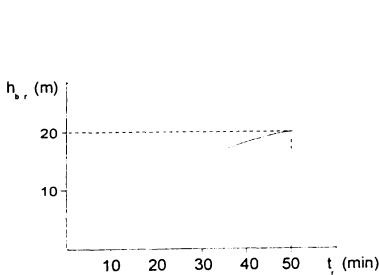


Figura 12.7 - Dezvoltarea bresei in timp

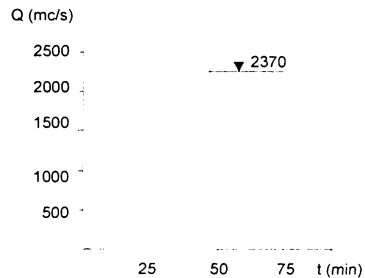


Figura 12.8 - Hidrograful ruperii - Trei Ape

Debitul astfel calculat in sectiunea barajului este de $2370 \text{ m}^3/\text{s}$ iar golirea lacului se produce in 75 de minute (Fig. 12.8).

Propagarea undei accidentale in avalul sectiunii de rupere pana la Caransebes (Fig. 12.9) a fost simulata prin calcul, aplicand programul DUFLOW 2.

Unda de viitura accidentală nu se face resimțită până la Caransebeș, aproximativ la intrarea în localitatea Bucosnița valoarea debitului maxim accidental ajunge la cel maxim extraordinar ($380 \text{ m}^3/\text{s}$).

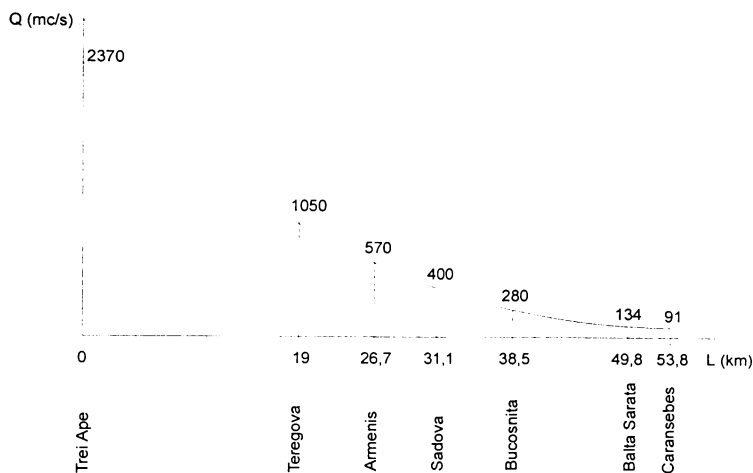


Figura 12.9 - Propagarea unde de viitura accidentală în aval de ac. Trei Ape

12.2. Consecințe ale inundațiilor accidentale în zona aferentă acumularii Calinești-Oaș, pe râul Tur /5/

Barajul Calinești este construit din pământ neomagenă având înălțimea maximă de 9,5m iar lacul de acumulare are un volum de $30,3 \text{ mil. m}^3$.

S-au luat în considerare (Fig. 12.10) două ipoteze:

- deversarea peste coronament, prin depășirea capacității evacuatorului de ape mari, cu producerea a două bresle trapezoidale în continuă expansiune;
- bresla circulară datorată infiltrațiilor din jurul golirii de fund.

În ambele ipoteze se ia în considerare situația cea mai defavorabilă când peste lacul plin se suprapune viitura naturală de 0,1 %.

În cazul deversării, ruperea se produce în 15 minute, iar golirea lacului în 89 de minute. În ipoteza infiltrației, ruperea se produce în 15 minute iar golirea lacului în 77 minute. S-au determinat hidrografele de viitura în cele două ipoteze considerate (Fig. 12.11).

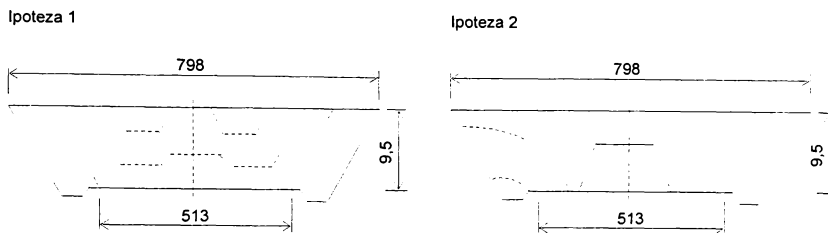


Figura 12.10 - Ipotezele de rupere ale barajului Calinesti

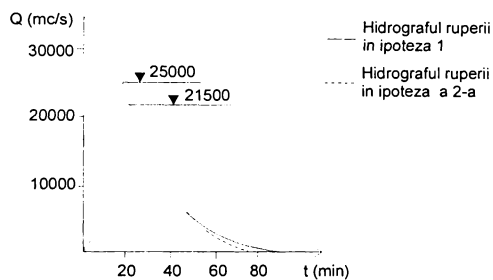


Figura 12.11 - Hidrografele de rupere barajului Calinesti

In ipoteza cea mai defavorabila (ipoteza a II-a) s-a studiat propagarea viiturii in aval pe cca 32 km, aplicand modelul Muskingum (Fig. 12.12). S-au determinat debitele maxime, vitezele si timpii de propagare pentru diverse sectiuni in aval, ceea ce a permis estimarea suprafetei inundate.

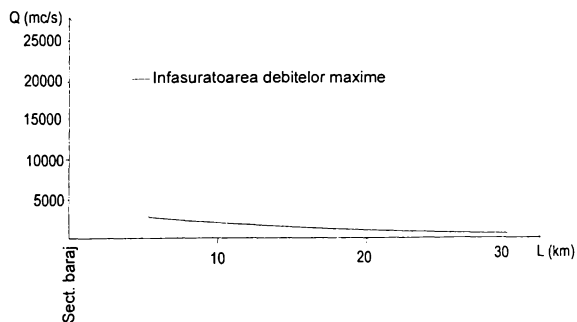


Figura 12.12 - Infasuratoarea debitelor maxime - barajul Calinesti

Este de semnalat o particularitate a barajului si acumularii Calinesti. Barajul cu o inaltime mica (9,5 m), o lungime mare (cca 800 m), versanti indepartati si fund plat are in amonte un volum important de apa (cca 30 mil. m³). Este semnificativ si faptul ca nu peste tot albia raului reprezinta zona cea mai joasa de scurgere ceea ce determina ca in afara unor obiective direct afectate, prin depresiuni si subtraversari sa fie afectate si alte obiective, inclusiv municipiul Satu-Mare.

12.3. Impactul inundatiilor accidentale asupra zonei Oradea /6/

S-a studiat ruperea barajelor Felix, 1 Mai si Adona, dispuse intr-un sistem paralel, in amonte de localitatea Oradea.

Barajul Felix, amplasat pe Valea Hidisel este un baraj din pamant omogen de 13,5m inaltime, capacitatea acumularii fiind de 2,175 mil m³.

Barajul 1 Mai, amplasat pe Valea Betfia este un baraj din pamant omogen cu inaltimea de 10,2m iar capacitatea lacului este de 1.324 mil. m³.

Barajul Adona, amplasat pe valea cu acelasi nume este tot un baraj din pamant omogen cu inaltimea de 10m, capacitatea lacului fiind de 1,4 mil. m³.

Scenariul ruperii fiecarui baraj in parte a constat in depasirea capacitatii deversorului si deversarea peste coronament, creandu-se o bresa trapezoidala ce avanseaza cu o anumita viteza in limita timpului de rupere adoptat. S-au determinat hidrografele de rupere pentru fiecare baraj (Fig. 12.13).



Figura 12.13 - Hidrografele de rupere a barajelor din zona Oradea

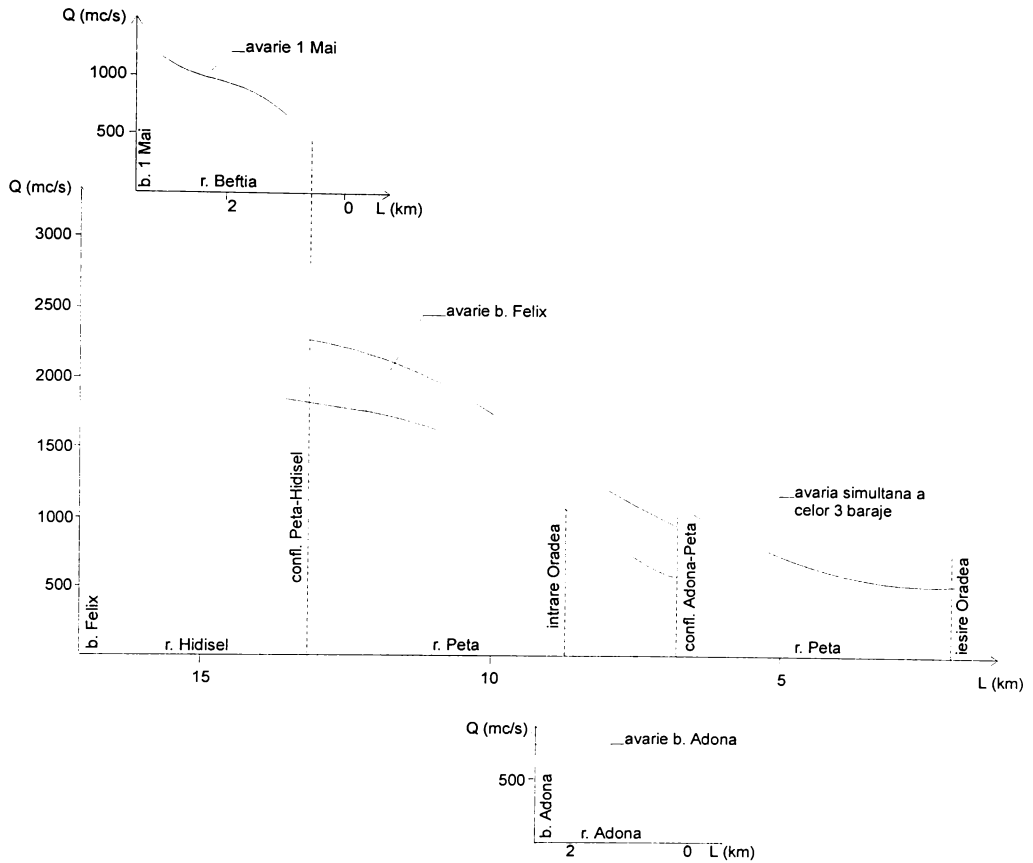


Figura 12.14 - Ipotezele de rupere ale barajelor din zona Oradea

Tinând seama de amenajare (Fig. 12.14) au fost luate în considerare ipotezele:

- 1) ruperea numai a barajului Felix în 13 minute;
- 2) ruperea numai a barajului Adona în 9 minute;
- 3) ruperea simultană a celor trei baraje și suprapunerea efectelor maxime.

Ipoteza 1 s-a avut în vedere datorită debitului maxim rezultat în secțiunea de rupere ($Q_{\max} = 3045 \text{ m}^3/\text{s}$) și a celui mai mare volum de lac.

Ipoteza a 2-a a rezultat datorită poziției barajului Adona, cel mai apropiat de municipiul Oradea și timpului scurt de propagare al viiturii accidentale (22 minute).

Ipoteza a 3-a, cea mai pesimista dar putin probabila intrucat barajele nu se conditioneaza reciproc, s-a luat in calcul pentru stabilirea zonei inundabile, maxim posibil.

Cele trei ipoteze sunt fara indoiala acoperitoare pentru stabilirea debitului maxim in sistem, a zonei maxime inundate si a timpului de avertizare minim.

Pentru propagarea undelor s-a utilizat programul de calcul UNDA /12/, avand la baza sistemul de ecuatii Saint-Venant si considerand miscarea unidimensionala. Sunt afectate o serie de obiective: statiunea Baile 1 Mai (integral, inceputul undei 8 min, varful undei 20 min.), statiunea Baile Felix (80%, inceputul undei 16 min., varful undei 29 min.), localitatea Haicu, calea ferata Oradea-Beius si unitati de interes public, industriale, agricole si strazi din municipiul Oradea.

12.4. Inundabilitatea zonelor situate aval de acumulara Firiza, in caz de accident la barajul Stramtori /7/

Acumularea Firiza cu o capacitate de 17,6 mil. m³ este amplasata pe raul Firiza la cca 7 km amonte de Baia Mare. Barajul Stramtori este un baraj din beton cu contraforti ciuperca avand o inaltime de 51,5 m. Primul plot de pe malul drept asigura racordul cu deluviul gros de pe versant fiind realizat din anrocamente pe o lungime de 48,4m. Digul de inchidere are masca din beton armat in amonte iar vatra se prelungeste vertical pana la stanci cu un ecran de beton executat in transee. La cca 300m aval de barajul Stramtori este amplasat barajul si acumularea tampon Berdu. Barajul realizat din piatra de cariera nesortata, cu masca din beton are o inaltime de 14,5 m iar acumularea un volum de 145.000 m³.

Calculul hidrografului de rupere al barajului Stramtori s-a efectuat in ipoteza lacului plin, stavile blocate, peste care se suprapune afluenta maxima de calcul ($Q_{0,1\%} = 390 \text{ m}^3/\text{s}$).

Scenariul prevede pentru avaria maxima ruperea barajului Stramtori intr-un timp scurt. Initial cedeaza plotul central in trei faze intr-un interval de 5 minute (Fig. 2.15) iar apoi se rup pe rand ploturile adiacente. Dupa ruperea a 6 ploturi, lacul se goleste complet in cca 32 minute.

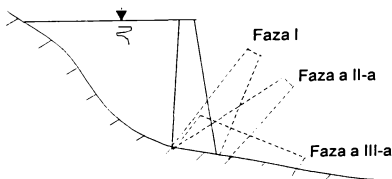


Figura 12.15 - Scenariul de rupere

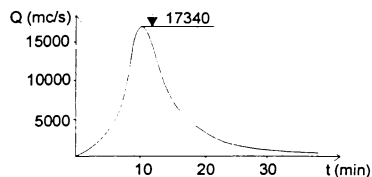


Figura 12.16 - Hidrograful ruperii - Stramtori

Pentru avaria medie s-a luat in considerare ruperea stavelor si a pilelor dintre ele. Pentru barajul Berdu s-a presupus o rupere ce se produce instantaneu in prima faza a cedarii barajului din amonte. Hidrograful ruperii acestui baraj ($Q_{max} = 1755 \text{ m}^3/\text{s}$) se suprapune peste viitura accidentala produsa de ruperea barajului Stramtori ($Q_{max} = 17.340 \text{ m}^3/\text{s}$), (Fig. 2.16).

Propagarea viituii in aval de cele doua baraje (Fig. 12.17) a fost determinata utilizand atat un model hidraulic unidimensional /12/ cat si un model hidrologic /3/, diferentele nepasind 5% pentru valorile debitelor maxime.

In ipoteza avariei maxime se produce o unda de viitura accidentala cu un debit maxim de aproape $20.000 \text{ m}^3/\text{s}$ care de-a lungul celor 16 km ai sectorului studiat se atenuaza la cca $6.000 \text{ m}^3/\text{s}$, cu adancimi de apa de 25,5 m imediat aval de baraj pana la 7,50 m la capatul sectorului. Se inunda importante zone ale municipiului Baia Mare (60% din cartierul Ferneziu), unitati industriale, social-culturale, drumuri, statii si cai ferate.

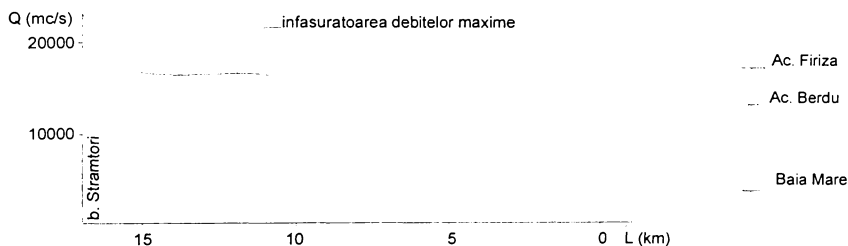


Figura 12.17 - Propagarea viiturii produse de ruperea barajelor Stramtori si Berdu

12.5 Zona de influenta a undelor de viitura generate de ruperea barajelor de pe Valea Dognecea /8/

Cele doua baraje de pe Valea Dognecea sunt amplasate in cascada, localitatea cu acelasi nume se intinde imediat aval de Lacul Mare, pe malul drept al unei vai inguste.

Barajul Lacul Mic Dognecea este un baraj din zidarie (anrocamente si mortar de ciment) cu contraforti, avand un nucleu ingust de argila (de latime constanta in sectiune transversala) iar pe paramentul amonte este prevazuta o masca din argila. Inaltimea barajului este de 12 m iar volumul lacului este de 150.000 m^3 .

Barajul Lacul Mare Dognecea este un baraj de greutate, cu contraforti alcatuit din zidarie de piatra cu mortar iar pe paramentul amonte are prevazuta o masca din beton armat. Inaltimea barajului este de 14 m iar capacitatea lacului de 550.000 m^3 .

S-a considerat ipoteza ruperii succesive a barajelor. Ruperea barajului din amonte se produce in momentul de varf al viiturii naturale suprapusa peste lacul plin iar ruperea celui din aval are loc in momentul in care debitul maxim al undei accidentale soseste in lacul plin.

Scenariul de rupere pentru barajul din amonte presupune formarea unei brese circulare aparuta ca urmare a infiltratiilor de-a lungul golirii de fund, bresa care este in continua expansiune (viteza de avansare a bresei este 0,145 m/min, rezultand un timp total de rupere in jur de 20 minute). Lacul se goleste complet in 31 de minute.

A fost exclus din calcul un alt scenariu ca cel al deversarii peste coronament, deoarece deversorul poate prelua debitul maxim al viiturii naturale de verificare.

Scenariu de rupere al barajului din aval presupune cedarea progresiva a ploturilor intre contraforti intr-un interval de timp de 57 de minute, lacul golindu-se in 1 ora si 19 minute.

Au rezultat hidrografele de rupere cu varfurile de 1220 m³/s in amonte, in dreptul barajului Lacul Mic, respectiv 3980 m³/s in aval, in dreptul barajului Lacul Mare (Fig. 12.18).

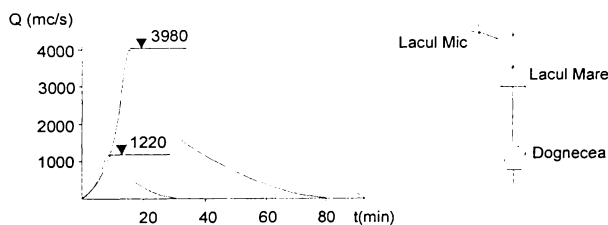


Figura 12.18 - Hidrografele de rupere ale barajelor amplasate in amonte de Dognecea

Pentru determinarea zonei de influenta a undei accidentale in aval de baraje s-au calculat elementele viiturii in cateva sectiuni prin propagarea acesteia pe o lungime de 6 km. (Fig. 12.19). S-a utilizat un program de calcul bazat pe ecuatiile Saint-Venant (UNDA).

Valea Dognecea , aval de acumulari este o vale ingusta si are o panta relativ mare si discontinua , depasind 30 % (panta generala este de 12,7 %). din aceasta cauza unda de rupere parcurge valea cu viteze mari iar debitele maxime se atenuaza in mica masura, existand chiar o zana de 2 km de dezatenueare. Adancimile de apa ating valori cuprinse intre 1,5 si 3,6 km, inundand localitatea dar cu posibilitati de evacuare rapida pe versant, in spatele caselor. Timpul de sosire al viiturii este cuprins intre 5 si 20 de minute.

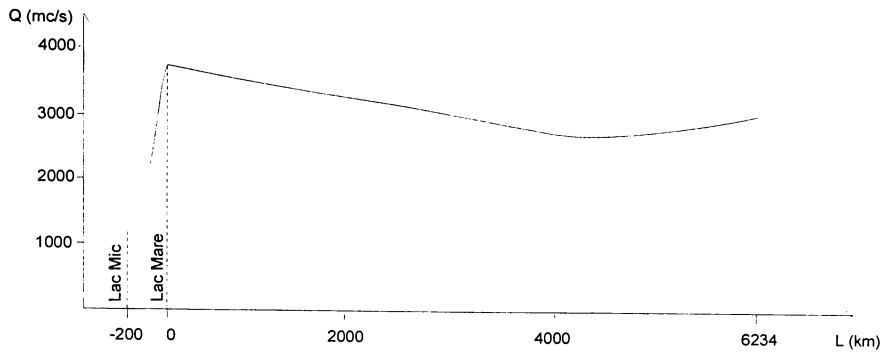


Figura 12.19 - Infasuratoarea debitelor maxime

12.6. Efecte ale ruperii barajelor din Oravita /9/

Cele doua lacuri de acumulare construite la inceputul secolului al XVIII-lea sunt amplasate in cascada pe paraul Oravita la 800 m distanta unul de celalalt, in intravilanul orasului.

Barajul Lacul Mare de 12,5 m inaltime este alcatuit din zidarie de piatra cu mortar, prevazut cu nucleu de argila si contraforti din zidarie. Volumul lacului este de 133.000 m³.

Barajul Lacul Mic de 9 m inaltime este de asemenea un baraj de greutate cu contraforti, construit din zidarie de piatra cu mortar, cu masca din beton armat. Lacul cu un volum initial de 56.000m³ era colmatat in proportie de 85 % la data cand s-a realizat studiul.

S-a considerat ipoteza cea mai defavorabila, dar perfect posibila, cea a ruperii consecutive in situatia revenirii la conditiile initiale, cand peste lacul plin se suprapune viitura naturala de verificare.

Ca scenarii de rupere s-au adoptat:

- Pentru barajul Lacul Mare, deversarea peste coronament, prin depasirea capacitatii evacuatorului de ape mari si producerea unor brese in continua dezvoltare la coronament. S-au luat in considerare doua situatii ce au fost determinate de existenta unor fisuri atat pe lungimea zonei cat si transversale.
 - crearea unei brese la coronament in partea stanga a deversorului central;
 - crearea unei brese la coronament intre cele doua deversoare, central si lateral.
- Pentru barajul Lacul Mic, existand infiltratii prin corpul barajului, in special la deversor si in zona malului drept, ruperea are loc prin crearea unei brese la coronament cu distrugerea partii drepte a barajului (pe jumatate din lungimea coronamentului).

Din analiza, prin calcul, a variantelor rezultate din scenariile propuse a rezultat pentru barajul mare, din amonte un hidrograf cu debitul maxim de $2039 \text{ m}^3/\text{s}$ (Fig. 12.20) obtinut la 30 de secunde dupa rupere, lacul golindu-se in 1 ora si 11 minute. Acest hidrograf se transmite aproape instantaneu (in aproximativ 30 de secunde si se suprapune peste lacul plin din aval, considerandu-se:

- lucrarile de reparatii la barajul Lacul Mare terminate si cele de la barajul Lacul Mic neincepute, lacul acestuia fiind colmatat ($V_{\text{disponibil}} = 6500 \text{ m}^3$);
- lucrarile terminate la ambele baraje iar Lacul Mic este decolmatat ($V_{\text{apa}} = 45.000 \text{ m}^3$).

In ambele cazuri ruperea se considera instantanee, aproximativ 60 de secunde.

Debitul maxim obtinut in cazul b, in urma aplicarii programului PROMUSVA este de $2844 \text{ m}^3/\text{s}$.

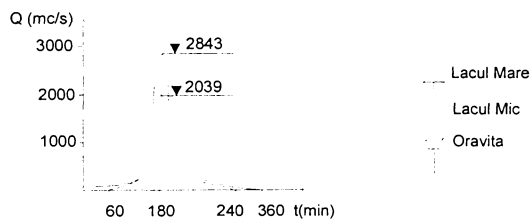


Figura 12.20 - Hidrografele de rupere ale barajelor din Oravita

12.7. Studiul ruperii barajelor G1, G2 si respectiv G3 din Marea Britanie /10/

Studiul a fost efectuat pe cazuri reale, in cadrul unui contract pe care firma de consultanta Sir William Halcrow & Partners, Marea Britanie a avut-o cu beneficiarii barajelor si acumularilor respective. Studiile de rupere a barajelor sunt cerute de legislatia in vigoare in Marea Britanie pentru a intocmi planurile de urgenta in caz de calamitate si pregatirea populatiei supuse unui astfel de risc.

Au fost analizate barajele G1 si G2 dispuse in cascada si barajul singular G3 (Fig. 12.21).

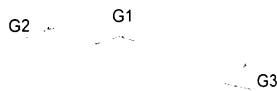


Figura 12.21 - Scheme de amenajare

Toate barajele sunt din pamant omogen. Barajul G3 are o inaltime de 34m iar lacul din amonte un volum de 1,5 mil. m³. Scenariul de rupere a presupus o bresa dezvoltata in jurul golirii de fund intr-un interval de 60 de minute.

Hidrograful debitelor in sectiunea de rupere (Fig. 12.22) ca si propagarea viiturilor s-au determinat prin aplicarea programului DAMBRK /11/.

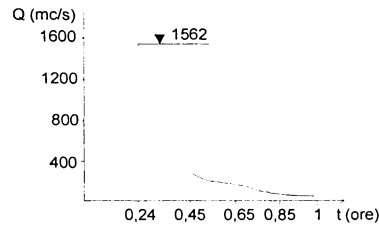


Figura 12.22 - Hidrograful ruperii (G3)

Debitul maxim de 1561 m³/s din sectiuna barajului scade brusc pana la km 7,5 (Fig. 12.23) dupa care apare o largire accentuata a albiei ceea ce conduce la un ritm mai lent al miscarii.

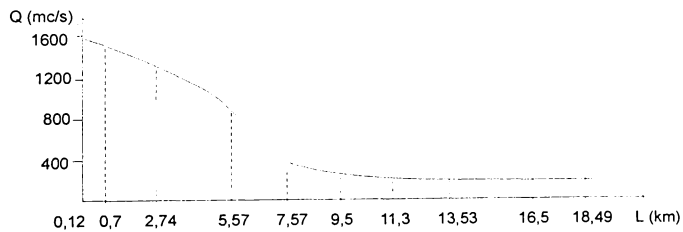


Figura 12.23 - Curba infasuratoare a debitelor maxime

Panta hidroaulica se diminueaza treptat din sectiunea barajului inspre aval (Fig. 12.24).

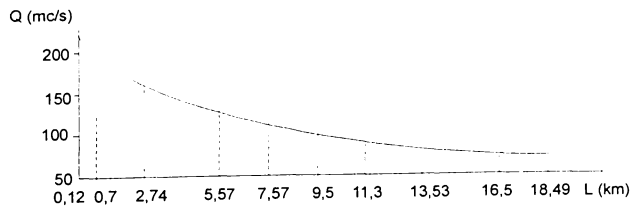


Figura 12.24 - Curba infasuratoare a nivelelor de apa maxime

Sistemul hidrotehnic este alcatuit din doua baraje dispuse in cascada. Barajul din amonte G1 este inalt de 23m iar volumul acumularii este 1,4 mil. m³. Barajul din aval G2 are inaltimea de 22m, volumul lacului fiind de cca 0,4 mil. m³.

Intr-o prima ipoteza s-a luat in considerare numai ruperea barajului din aval G2. Scenariul de rupere prevede aparitia unei brese in jurul golirii de fund care dezvoltandu-se in timp conduce la prabusirea barajului.

Hidrograful de rupere si propagarea viiturii s-au calculat pentru mai multe variante in care variaza latimea bresei si/sau timpul de rupere. Hidrograful de rupere in varianta cea mai defavorabila este prezentat in Figura 12.25.

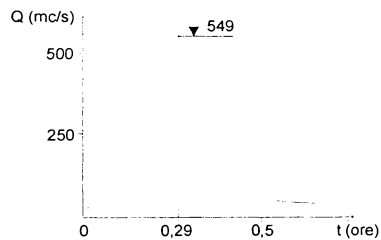


Figura 12.25 - Hidrograful ruperii (G2)

Analizand infasuratorile debitelor maxime (Fig. 12.26) se fac urmatoarele observatii, in sectiunea barajului:

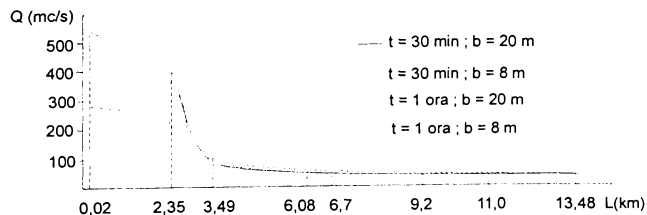


Figura 12.26 - Curbele infasuratoare ale debitelor maxime in diferite variante

- la acelasi timp de rupere largirea bresei influenteaza nesemnificativ cresterea debitului maxim (de exemplu: la o crestere de 2,5 ori a bresei, debitul maxim creste cu 10%);
- dublarea timpului de rupere (la aceeasi latime a bresei) determina o scadere aproximativ in acelasi raport a debitului maxim (mai exact 55%);

iar in lungul albiei, aval de baraj:

- ecartul debitelor maxime se micșoreaza treptat, independent de latimea bresei si timpul de rupere;
- la largirea brusca a sectiunii transversale (km 3,49), debitele maxime scad brusc de la 5,5 ori (pentru $t_{rupere} = 30$ min si $b = 20$ m) pana la de 3 ori (pentru $t_{rupere} = 60$ min si $b = 8$ m). In acelasi timp valorile lor se apropie mult unele de altele, astfel incat in ultimele sectiuni devin identice.

Despre nivelurile maxime de apa (Fig. 12.27) se poate spune ca:

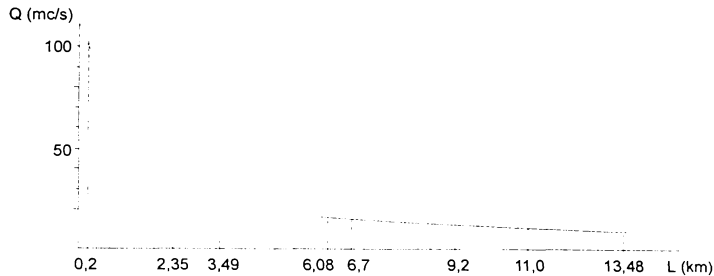


Figura 12.27 - Curbele infasuratoare a nivelurilor de apa maxime

- scad cu o panta abrupta ($\sim 2,7\%$) pana in sectiunea in care albia se largeste brusc (km 3,49) de unde panta se micșoreaza semnificativ ($\sim 0,14\%$);
- sunt influentate in mica masura de dimensiunile bresei si timpul de rupere, atat in sectiunea de rupere cat si in aval de aceasta.

Intr-o alta ipoteza s-a studiat cedarea succesiva a barajelor. Scenariul de rupere luat in considerare, pe baza unai analize prealabile, presupune pentru barajul G1 aparitia unei bresei in jurul golirii de fund, care se dezvoltă in timp. Pentru barajul din aval scenariul de rupere inseamna deversarea peste coronament.

Ruperea barajului G1 este analizata in patru variante ce presupun timpi de rupere si latimi ale bresei diferite (Fig. 12.28).

Hidrograful de rupere in varianta cea mai defavorabila (Fig. 12.29) a fost propagat in aval de baraj, pana in sectiunea de intrare a lacului G2 si suprapus peste nivelul maxim de apa din lac a condus la deversarea peste coronament si ruperea inevitabila a barajului G2. Si ruperea barajului G2 a fost de asemenea studiata in mai multe variante, hidrograful de rupere al barajului in varianta cea mai defavorabila fiind prezentat in Figura 12.29.

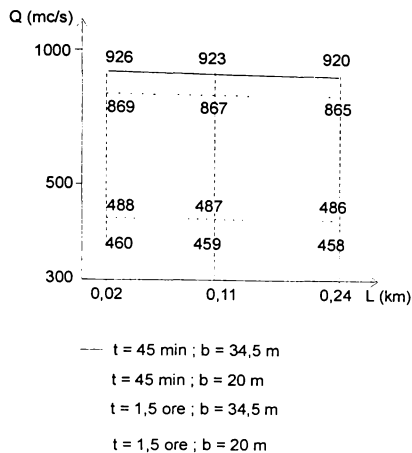


Figura 12.28 - Variante de rupere (G1)

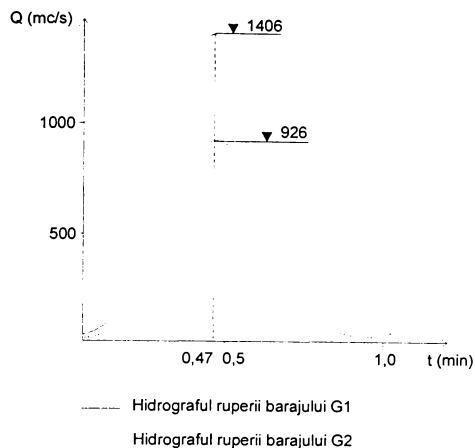


Figura 12.29 - Hidrografele de rupere

Concluziile desprinse din analiza curbei infasuratoare a debitelor maxime, respectiv a inaltimilor de apa maxime sunt urmatoarele:

- In cazul acumularii din amonte G1, timpul de rupere influenteaza aproape direct proportional debitul maxim (la aceeasi latime a bresei), largirea bresei are in schimb o influenta minora asupra debitului maxim (la o largire a bresei de 1,7 ori, debitul maxim variaza de 1,06 ori) (Fig. 12.28).
- In sectiunea barajului G2, debitul maxim creste brusc atingand $1406 \text{ m}^3/\text{s}$. Variatia debitului maxim este de aproximativ 10% la o largira a bresei de 2,5 ori, mentinand constant timpul de rupere. Cand latimea bresei este mentinuta constanta dar timpul de rupere este dublat se inregistreaza o modificare cu 25% a debitului maxim (Fig. 12.30).

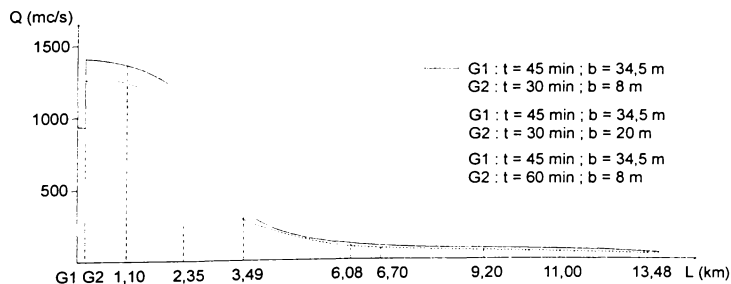


Figura 12.30 - Curbele infasuratoare ale debitelor maxime

- In lungul albiei are loc o micșorare rapida si treptata a diferentelor dintre debitele maxime al variantelor considerate si o atenuare importanta in sectiunile in care albia se largeste brusca (km 3,49 si 6,08).
- Nivelurile maxime de apa, practic aceleasi in diversele variante (Fig. 12.31) in lungul albiei prezinta trei zone distincte: zona dintre cele doua baraje (vale ingusta cu pante mari ale terenului) avand panta hidraulica foarte mare (~19%), zona imediat aval de cel de-al doilea baraj (G2) pana la largirea brusca a albiei (km 3,49) avand panta hidraulica de 2,5% si zona care urmeaza (o vale deschisa) cu panta hidraulica de aproximativ 0,17%.

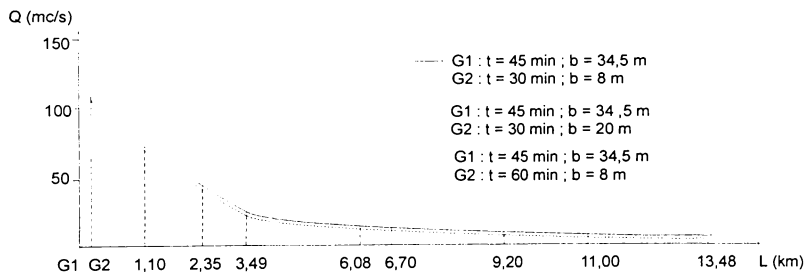


Figura 12.31 - Curbele infasuratoare ale nivelurilor de apa maxime

Toate ipotezele, scenariile si variantele de calcul sunt prezentate in anexe.

BIBLIOGRAFIE

- | | | |
|-----|-----|---|
| /1/ | --- | Studiul inundatiilor produse de ruperea barajelor Gozna, Valiug, Secu si Trei Ape, Contract UPT 119/1995 |
| /2/ | --- | Studiul impactului cu mediu a sedimentelor din acumularile de pe Birzava Superioara in cazul ruperii barajelor, contract UTT 23/1992 |
| /3/ | --- | Program de calcul PROMUSVA, Catedra CH, Colec. HG, IPT, 1989/90 |
| /4/ | --- | Program de calcul DUFLOW, versiunea 2, 1992, Wageningen, The Netherlands |
| /5/ | --- | Studiu de inundabilitate a zonelor situate in aval de lacul de acumulare Calinesti, in caz de accident la baraj, contract UTT 13/1991 |

/6/	---	Studiu de gospodărire a apelor pentru apărarea împotriva inundațiilor a zonei Oradea, contract IPT 142/85
/7/	---	Studiu de inundabilitate a zonelor situate aval de lacul de acumulare Firiza, contract IPT 115/88
/8/	---	Studiu de gospodărire a apelor privind zona de influență a undelor de viitură generate de ruperea sau avarierea barajelor de pe Valea Dognecea, contract IPT 213/87
/9/	---	Studiu de gospodărire a apelor privind zona de influență a undelor de viitură generate de ruperea barajelor Oravita, contract IPT 115/89
/10/	---	Studiul inundațiilor produse prin ruperea barajelor G1*, G2* respectiv G3* din Anglia, contract Sir William Halcrow & Partners- North West Water, iulie 1997
/11/	---	Programul de calcul DAMBRK, vers. 1991, USA
/12/	---	Programul UNDA 1985, ICPGA

PARTEA a IV-a

Sinteza studiilor

13. Compararea rezultatelor experimentale si a modelelor matematice cu datele inregistrate in urma cederilor de baraje /1/

Rezultatele experimentale, vizand debitele maxime produse prin ruperea barajelor si cele obtinute prin aplicarea modelelor matematice pe studii de caz (Tabelul 1) sunt comparate cu datele observate, prezentate in Tabelul 2.

Tabelul 1 - Rezultatele studiilor de caz

Denumirea barajului	Tipul barajului	H _{baraj} (m)	V _{lac} (mil. mc)	Q _{max} (mc/s)	Tipul cedarii
Gozna	anrocamente, cu masca din tola de otel pe paramentul amonte	43,0	12,05	7380	bresa circulara in jurul golirii de fund - infiltratii
Valiug	greutate, din zidarie de piatra	27,0	1,21	15135	deversare peste coronament
Secu	beton cu contraforti ciuperca	41,0	11,23	16010	prabusirea ploturilor
Trei Ape	anrocamente cu nucleu din argila	29,0	6,34	2370	bresa - in jurul golirii de fund
Calinesti	pamant neomogen	9,5	30,30	25000	bresa - injurul golirii de fund
1 Mai	pamant omogen	10,2	1,32	1160	deversare peste coronament
Felix	pamant omogen	13,5	2,17	3045	deversare peste coronament
Adona	pamant omogen	10,0	1,40	920	deversare peste coronament
Firiza	beton cu contraforti ciuperca	51,5	17,60	17340	cedarea ploturilor
Lacul Mic Dognecea	anrocamente si zidarie cu nucleu din argila	12,0	0,15	1220	bresa - in jurul golirii de fund
Lacul Mare Dognecea	greutate cu contraforti din zidarie de piatra si mortar	14,0	0,55	3980	cedare progresiva a ploturilor
Lacul Mare Oravita	zidarie de piatra si mortar cu nucleu din argila si contraforti	12,5	0,133	2039	deversare peste coronament
Lacul Mic Oravita	greutate din zidarie de piatra, cu contraforti	9,0	0,056	2843	bresa creata pe coronamet

Majoritatea cazurilor incluse in tabel, cu exceptia cederilor barajelor Malpasset din Franta, Puentes Viejas din Spania, Macchu II din India si Belci din Romania, au fost mentionate in 'Floods and Reservoir Safety Report /2/ si in lucrarea publicata de Borestto si colaboratorii sai /3/.

Tabelul 2 - Date inregistrate privind cedarile din lume

Denumirea barajului	Tipul barajului	H _{baraj} (m)	V _{iac} (mil. mc)	Q _{max} (estimat) (mc/s)	Q _{max} (simulat) (mc/s)	Tipul cedarii
Malpasset (Franta)	arc, cu dubla curbura	66,5	47,0	13000	---	instantanee
Puentas Viejas (Spania)	greutate din beton	50,0	50,0	8000	---	bresa in fundatie
Baldwin Hills (USA)	pamant	49,0	1,30	950...1150	925	tasare - bresa triunghiulara
Dyle Dake (UK)	pamant si zidarie	29,0	3,20	864...1150	1400	bresa in baraj
Oros (Brazilia)	pamant si piatra	36,0	3,89	9600...13600	15000	deversare
Hell Hole (USA)	pamant, masca impermeabila in amonte	67,0	1,60	7350	7750	eroziune parament aval
Teton (USA)	pamant si piatra cu nucleu de argila	94,0	7,30	48200	48200	bresa in baraj
South Fork (USA)	pamant	21,9	14,2	7500	---	bresa in baraj
Macchu II (India)	zidarie	60,0	1,13	14000	---	deversare
Belci (Romania)	pamant cu nucleu din argila	14,0	12,7	3000	---	deversare

Compararea tuturor rezultatelor:

- Confirma, in general, valabilitatea ipotezelor, corectitudinea modelelor teoretice (hidrografal viiturii, modelul de propagare PROMUSVA, modelul aproximativ utilizand diagrama adimensionala) si a cercetarilor experimentale. Confruntarea a fost facuta cu celelalte modele numerice aplicate in studiile de caz (UNDA, DUFLOW), cu rezultatele calculelor si cercetarile pe modele fizice efectuate de alti cercetatori, precum si cu realitatea reconstituita a cedarilor. Diferentele care ar putea depasi o anumita valoare limita (10-15%) intre rezultatele prezentate de diversi autori si cele reconstituite din cedarile reale sunt in zona inaltimilor mici de baraje (H<20m) si a celor mari (H>100m), cu date mai putine obtinute din avariile produse (Fig. 13.1).

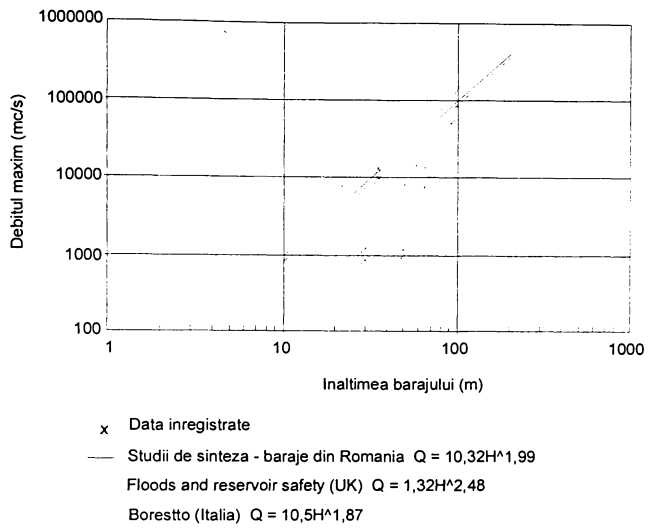


Figura 13.1 - Diagrame comparative $Q = f(H)$

- Permite extinderea diagramelor $Q = f(H)$, $Q = f(V)$ indicate in literatura /2/, /3/, /4/ pentru zona inaltimile mari ale barajului si pentru zona inaltimilor mici $H = (15 \dots 20)m$, abordate mai putin in literatura (Fig. 13.2).

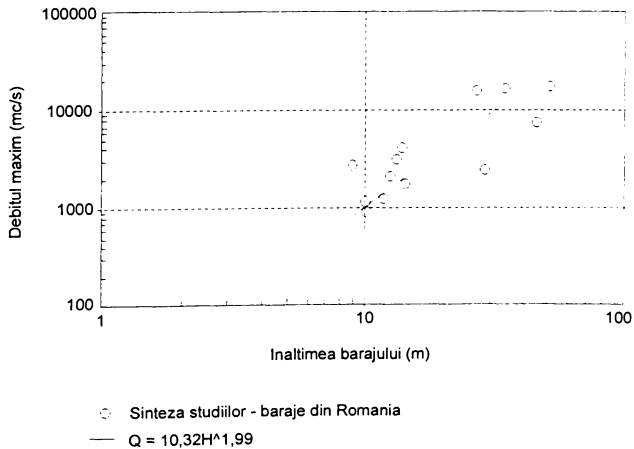
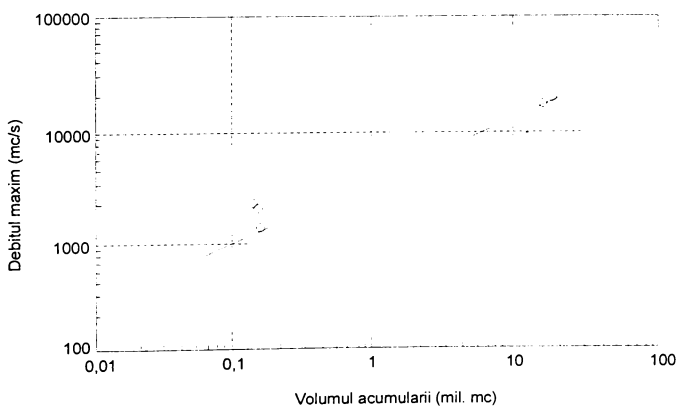


Figura 13.2 - Diagrama $Q = f(H)$

- Se recomanda in cazul utilizarii corelatiei $Q = f(H)$ determinarea debitului maxim de rupere astfel:
 - Pentru zona inaltimilor mici $H < (15 \dots 20)m$ cu diagramele rezulate din studiile proprii $Q_{\max} = 10,32 H^{1,99}$ apropiate de cele date de Borestto (Italia), $Q_{\max} = 10,5 H^{1,87}$ (Fig. 13.1 si Fig. 13.2).
 - Pentru zona inaltimilor medii si mari $20 < H < 100m$ si cu precautie pentru $H > 100m$ cu diagramele publicate in *Floods and Reservoir Safety /2/*, (Fig. 13.1).
- In cazul utilizarii corelatiei $Q = f(V)$, intre diagrama obtinuta din rezultatele calculelor proprii pentru volume sub 30 milioane m^3 (Fig. 13.3), exprimata prin relatia $Q_{\max} = 3770(V/10^6)^{0,59}$ si diagrama Borestto obtinuta pentru volume ce depasesc 30 milioane de m^3 , exprimate prin relatia $Q_{\max} = 961(V/10^6)^{0,48}$ (Fig. 13.4) apar in zonele extrapolate diferite ale debitului maxim ce pot depasi 50%. Cele doua diagrame pot fi considerate ca limite inferioara si superioara ce incadreaza in mod corespunzator datele determinate din cazurile reale. Se mentioneaza ca literatura engleza citata nu da si corelatii de tipul $Q = f(V)$.



Sinteza studiilor - baraje din Romania
 — Sinteza studiilor $Q = 3770(V/10^6)^{0,59}$

Figura 13.3 - Diagrama proprie $Q = f(V)$

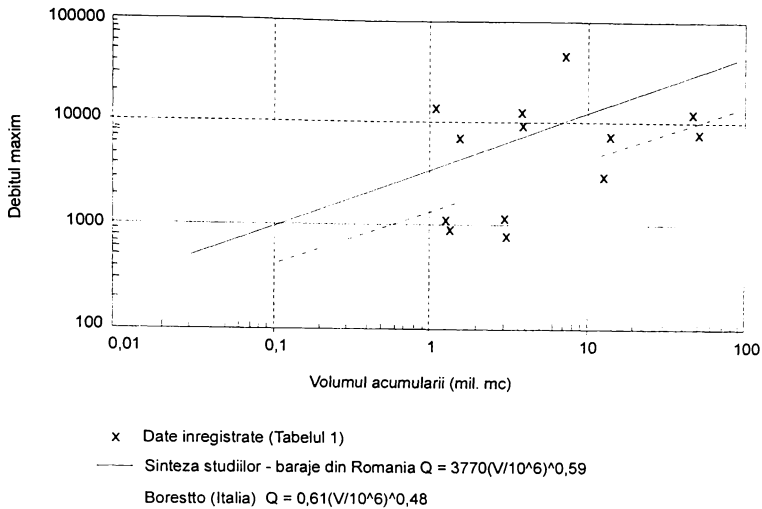


Figura 13.4 - Diagramele comparative $Q = f(V)$

- Utile sunt și funcțiile $Q = f(VH)$ date de ecuațiile $Q_{\max} = 820(VH)^{0,51}$, pentru cercetarile proprii (Fig. 13.5) și $Q_{\max} = 325(VH)^{0,42}$ pentru versiunea Boresto (Fig. 13.6).

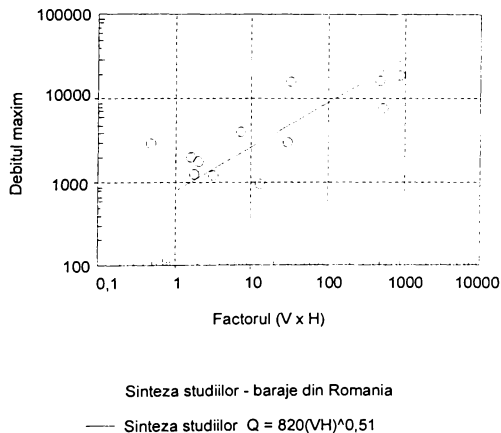


Figura 13.5 - Diagrama proprie $Q = f(VH)$

Suprapunerea cu datele obtinute din cedările care au avut loc determina aceeași recomandare de a considera cele două drepte (în scară logaritmică), ca limite a unor valori posibile pentru debitul maxim, între scenariile de rupere care pot avea loc.

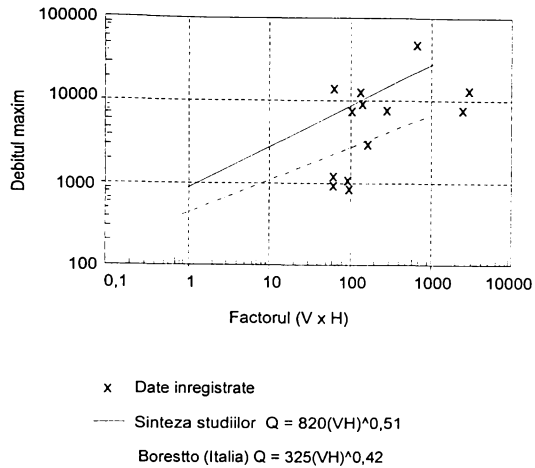


Figura 13.6 - Diagramele comparative $Q = f(VH)$

- Din analiza efectuata, considerand deci pentru inaltimele barajelor $H < (15 \dots 20)m$ si volumele acumularilor $V < 30 \text{ mil. m}^3$ acceptabile rezultatele cercetarilor proprii se propune pentru aceasta zona o curba adimensionala (Fig. 13.7), avand ecuatia $Qt/V = 2960,64(H^3/V)^{1,25}$. Se recomanda utilizarea acestei curbe la o analiza expeditiva, de prognoza, care sa stabileasca consecintele ruperii unui baraj prin determinarea $Q_{\max} = f(HV)$.

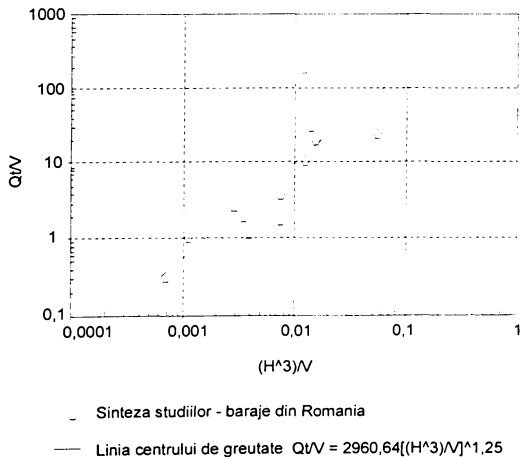


Figura 13.7 - Diagrama adimensionala proprie

BIBLIOGRAFIE

- /1/ C. Rosu, K.V. Rao An investigation of Peak Flows from Dams Failures, 3rd International Conference on River Flood Hydraulics, Nov. 1997, Stellenbosch, South Africa
- /2/ --- Floods and Reservoir Safety Third Edition, Institution of Civil Engineering by Thomas Telford Publication, London, 1996
- /3/ M. Borestto, S. Clemente, P. Molinaro Sviluppo di procedure per lo Studio del fenomeno del dam-breaking e dei processi decisionali, Rapporto G.N.D.C.I., Italia, 1989
- /4/ --- Valutazione delle onde di piena da rottura di dighe, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Italia, 1992

14. Final

14.1. Contributii originale

- S-a facut o sistematizare si o analiza literaturii care a cuprins la nivelul anului 1997 un ecart divers al preocuparilor vizand: scenariile de rupere pentru anumite tipuri de baraje, modele de calcul si experimentale ale hidrografului ruperii, modele numerice si fizice privind propagarea viiturilor, evaluarea impactului in mediu. Pe aceasta baza a fost posibila stabilirea domeniilor de aplicabilitate ale metodelor si modelelor incluse in literatura, cu recomandarile necesare.
- Evidentierea ansamblului efectelor ecologice, sociale, economice si psihologice asupra mediului, efecte care se iau in considerare la intocmirea schemelor de amenajare si de functionare integrata pe bazinul hidrografic. Se determina nivelul pagubelor prin produsul dintre adancimea de apa si viteza medie in sectiune ($d \times v$), stabilindu-se liniile de delimitare a zonelor de distrugere totala, partiala si inundatii (Fig. 2.1).
- Pornind de la opinia existenta la noi conform careia nu trebuie admisa pierderea nici macar a unei vieti (echivalenta cu aceea ca orice baraj are probabilitatea de cedare zero) se realizeaza un concept de "estimare a potentialului de pierderi de vieti omenesti" prin
 - conversia numarului de locuitori supusi riscului in numar de vieti potential a fi pierdute, acceptand modelul american (US Bureau of Reclamation);
 - evaluarea pierderilor printr-un sistem specific de asigurari care sa aiba in vedere protectia sociala a locuitorilor, diferentiati doar de varsta;

Se propune o solutie optimizata de analiza comparativa a cheltuielilor pentru siguranta barajelor cu cheltuielile prevazute de alte programe.

- Este conceput si realizat un model de evaluare globala a impactului inundatiilor accidentale asupra mediului printr-o schema de evaluare ce utilizeaza o matrice a costurilor (actiuni-efecte), acordand fiecarui element un coeficient de pondere functie de importanta lui. Modelul poate fi aplicat in mod corespunzator si in alte studii de impact care prevad in prezent o evaluare globala doar pe baza unei matrici calitative.

Este dat algoritmul si modelul de calcul ale variantei optime in cazul impunerii unor alternative de programe (de exemplu: costuri de crestere a sigurantei barajului cu cele de protectie sociala).

- Este elaborat modelul de calcul prin care se poate determina gradul de aparare la inundatii accidentale, din conditii economice. Gradul de aparare este exprimat functie de probabilitatea

de cedare a barajului. Rezulta mecanismul de cedare care impune scenariul de rupere si respectiv debitul maxim in sectiunea barajului.

- Se determina gradul de siguranta al unui sistem hidrotehnic complex.
- Sunt stabilite criteriile cantitative si calitative pentru:
 - extinderea sistemelor informationale prin anticiparea scenariilor de risc, respectiv prognozarea evenimentelor viitoare (accidente la baraje), ca rezultat al masuratorilor in timp real ;
 - implicarea graduala a masurilor nonstructurale prin amplificarea masurilor de tip 'software' si utilizarea programelor GIS in minimizarea riscului de cedare in corelatie cu timpii de avertizare
- Evaluarea cantitativa prin diagrame si calitativa a fenomenelor de cedare si a probabilitatilor de aparitie a acestora, folosind metode statistice. Se efectueaza o selectie, sistematizare si interpretare a fenomenului.
- Analiza si gruparea cauzelor de cedare pentru un numar mare de cazuri caracteristice. Au fost stabilite criteriile de asimilare a colmatarii, in diferite procente, a acumularilor cu tipurile de cedare (distrugere, accidente, incidente).
- Elaborarea unor modele complete privind scenariile de rupere (forma si dezvoltarea breselor, evolutia timpilor de rupere, duratele acestora si alte particularitati privind modul de rupere), in functie de cauzele cedarii, pentru toate tipurile de baraje, lacurile de acumulare si sistemele hidrotehnice.
- Definirea undelor de viitura accidentala cu caracterizarea integrata a fenomenelor hidrologice si hidraulice din sectiunea de rupere a barajului, in amonte in acumulare si in aval in albie.
- Elaborarea unor modele teoretice de calcul ale hidrografului ruperii unui baraj de pamant (in cazul deversarii si al bresei din interior) si a unui baraj de beton in cazul cedarii unor ploturi. Este impusa legea de variatie a inaltimii de rupere functie de timp, ca procent din timpul total de rupere.

Modelele au fost aplicate in cadrul a numeroase contracte de cercetare cu ICIM Bucuresti, companii ca CS Resita, filiale ale Regiei Apelor.

- Au fost realizate diagrame de proiectare (graficele 8.8-8.10) ce exprima variatia debitelor maxime in sectiunea de rupere fata de inaltimea barajului, volumul lacului si timpul total de rupere considerat.
- Sunt adaptate (grupate si analizate), dintr-o literatura recenta ecuatiile si procedeele teoretice de calcul numeric privind miscarea nepermanenta a apei in albie deschise, acceptand conceptul

hidraulic si hidrologic.

- Corespunzator metodelor si procedeelor teoretice de calcul au fost analizate in detaliu o serie de modele matematice de propagare unidimensionale si bidimensionale cu facilitatile si limitele fiecaruia. Este utila analiza comparativa a acestora si a programelor de calcul corespunzatoare pentru domeniile performante in care sunt recomandate.
- Au fost efectuate cercetari pe modele fizice, in laboratorul Facultatii de Hidrotehnica din Timisoara care au vizat atat aspecte calitative ale fenomenelor hidraulice in sectiunea de rupere (de exemplu: antrenarea masei de apa din acumulare in momentul initial si in timpul evolutiei bresei), cat si aspecte cantitative (simularea ruperii barajului Stramtori). A fost studiata similitudinea si modelarea unui sistem complex, format dintr-un subsistem cu nivel liber si un altul sub presiune (sistemul hidrotehnic Barzava Superioara).
- La criteriile de similitudine cunoscute a fost impus un criteriu de similitudine suplimentar ce caracterizeaza viitura accidentala.
- A fost adoptata pentru studiul de inundabilitate accidentala tehnica diapramei, capabila sa simuleze generarea si propagarea undelor peste harta bazinului hidrografic.
- Investigarea si cuantificarea inundatiilor produse de ruperea a 13 baraje din spatiul hidrografic de vest al tarii. Studiile de caz efectuate stau la baza actualelor planuri de avertizare alarmare din cadrul programelor de protectie civila. De asemenea in cadrul unui contract privind ruperea unor baraje din Marea Britanie a fost facut functional programul DAMBRK, considerat in prezent cel mai complet si performant program referitor la studiul inundatiilor accidentale.
- Compararea rezultatelor a permis elaborarea unor modele de calcul bazate pe relatii generalizate care pot accepta elaborarea unor programe de calcul sau pot adopta forma unei curbe adimensionale, pentru determinarea debitului maxim in sectiunea de rupere.
- Rezultatele obtinute (prin aplicarea modelelor de calcul ale hidrografului in sectiunea ruperii, a modelului de propagare PROMUSVA, precum si a relatiilor generalizate si/sau curbei adimensionale) sunt verificate prin studii de caz, confruntate cu cele din literatura de specialitate, comparate cu rezultatele experimentale si datele obtinute din cazurile reale. Sunt stabilite zonele in care aceste modele pot fi eficiente, in functie de datele de baza existente, precizia si rapiditatea lor.

14.2. Recomandari

Elaborarea si aplicarea unor metode si modele pentru simularea si determinarea hidrografului ruperii unor baraje si a propagarii viiturii accidentale in aval permit evaluari ce vizeaza nu numai cazurile in speta dar si unele generalizari si perspective ale unor cercetari viitoare.

Rezultatele cercetarilor proprii avand rolul atat al sistematizarii unor rezultate anterioare cunoscute in literatura de specialitate cat si al umplerii unor goluri intr-un anumit segment al cercetarii inundatiilor accidentale pot constitui baza elaborarii unei metodologii de calcul, a unui normativ, respectiv a temei cadru care sa corespunda unui concept unitar de studiere a acestor fenomene. Se impun a fi reglementate: riscul de calcul asumat, scenariile de rupere, durata totala si variatia in timp acceptata pentru rupere, ipotezele de calcul ale hidrografului ruperii si de propagare a viiturii accidentale, evaluarea impactului inundatiilor accidentale. In acest sens, in teza sunt prezentate elementele necesare unei reglementari unitare in cazul ruperii barajelor, izolate sau grupate in sisteme hidrotehnice.

In acelasi timp in teza au fost initiate cercetari care se cer continuate: miscarea tridimensionala a undelor, implementarea programelor GIS in studiul global al undelor accidentale, analiza pe baza de cost a programelor aplicabile fenomenului, scurgerea aluviunilor in cazul ruperii barajelor.

Variabilitatea in timp a datelor hidrologice, a celor de functionare, a starii sistemelor de amenajare si a dotarii zonelor inundabile impun o reactualizare periodica a studiilor de inundabilitate accidentala.

Analiza in detaliu impune urmatoarele recomandari:

- Estimarea potentialului pierderilor de vieti omenesti prin:
 - determinarea conversiei numarului de locuitori supusi riscului, in numar de vieti potential pierdute, functie de timpul de avertizare (relatiile 2.2 si 2.6);
 - evaluarea globala a impactului, (relatia 2.10) si/sau determinarea programului optim de cresterea sigurantei barajului alternativ cu cel de protectie sociala.
- Estimarea pagubelor materiale prin urmatorul algoritm:
 - stabilirea zonelor de distrugere, utilizand criteriile 2.2 - 2.4 si zona 2.1;
 - estimarea valorica a pagubelor potentiale pe baza indicilor stabiliti, pe zone de distrugere;
 - insumarea pagubelor pe intreaga zona inundata.
- Determinarea debitului maxim de rupere asumat din conditia de minimizare a costului generalizat.

- Pentru calculul siguranței barajelor și sistemelor hidrotehnice se recomandă una din metodele Ooshnizen, ICOLD, Vogel și ISPH, aplicate singular sau simultan (paragraful 3.3).
- Se recomandă adoptarea unui sistem de monitoring de tip "Valtellina" pentru orice sistem similar, care să includă în plus măsuri nonstructurale, respectiv un timp de avertizare care să minimizeze riscul impactului cedării.
- Analiza statistică efectuată pentru cedările pe plan mondial poate fi aplicată pentru anticiparea unor evenimente în condițiile barajelor și sistemelor hidrotehnice din România.
- Se recomandă, anterior efectuării studiului de inundabilitate accidentală o analiză concretă a datelor existente, privind evoluția comportării în timp a barajului, acumulării, versanților pentru determinarea unor cauze plauzibile și posibile de cedare a acestuia.
- Luarea în considerare a tuturor scenariilor ruperii în condițiile de mai sus, care apoi să fie analizate printr-un studiu de optimizare, pentru determinarea debitului de rupere asumat.
- Pentru calculul hidrografelor de rupere ale barajelor de pamant și a celor de beton, cu contraforti se recomandă utilizarea modelelor și a algoritmilor de calcul prevăzute în Capitolul 8. Pentru calcule preliminare ale debitelor maxime se pot utiliza diagramele 8.8 - 8.10.
- Pentru propagarea undelor accidentale în albie, corespunzător bazei de date și a preciziei cerute poate fi utilizat un model exact, cel hidraulic sau expeditiv, cel hidrologic. Modelul hidraulic poate fi cel dinamic complet sau cele derivate simplificate (cinematice și de difuzie), selectate prin examinarea cheii limnimetrice. Undele de difuzie au un domeniu mai larg decât cele cinematice dar efortul este aproximativ același ca la cele dinamice.
Dintre modelele hidrologice expeditiv este acceptabil pentru mișcarea unidimensională modelul Muskingum iar pentru uz general modelul Muskingum - Cunge, comparabil cu modelele hidraulice.
- Se prezintă pe larg modelele de calcul, hidraulice și hidrologice, unidimensionale și bidimensionale cu domeniul în care sunt recomandate prin eficiență. Pe această bază se poate alege modelul performant, în fiecare caz în parte.
- Pentru cazurile mai complicate, de detaliu, când calculul numeric nu poate reda cu suficientă precizie fenomenul se recomandă utilizarea modelului fizic (hidraulic) iar pentru simularea ruperii și propagarea viiturilor în diverse variante, tehnica diapramei.
- Abordarea comparativă, atât a unor modele de calcul ale hidrografului ruperii, cât și a unor modele de propagare, în cadrul unor studii de caz recomandă alegerea programului PROMUSVA pentru zone înguste, cu pante mari, fără puncte singulare.

- Utilizarea diverselor modele este recomandată în teza în funcție de datele inițiale avute la dispoziție, precizia și rapiditatea cerută pentru studiu și costurile care pot fi suportate.

14.3. Concluzii

1. Deși ne situăm sub media mondială a avariilor se poate face o similitudine cu cauzistica acestora care favorizează aplicarea și dezvoltarea cercetărilor. Sunt aduse argumente cu privire la necesitatea, oportunitatea și actualitatea acestor cercetări.
2. Există o bogată literatură de specialitate, dispersată, diversele contribuții abordând aspecte parțiale ale hidrologiei și hidrologiei viiturilor accidentale (hidrograful ruperii și/sau propagarea viiturii pentru un anumit tip de baraj sau ipoteze și scenarii de rupere). Nu există o abordare globală, pe bază hidrografică, a problemelor complexe ale inundațiilor produse de ruperea unui baraj, cu atât mai mult a unui sistem hidrotehnic în ansamblu.
3. Impactul inundațiilor accidentale cu mediul este de scurtă durată, consecințele ecologice, sociale, psihologice și economice ale acestora se întind pe o lungă perioadă de timp.
4. Întregul concept de realizare a unui studiu privind inundațiile accidentale impune realizarea unui sistem modern informațional de avertizare-alarmare, organizare și funcționare a serviciilor de specialitate, precum și instruirea populației din zonele potențial afectabile.
5. Nivelul pagubelor este stabilit prin încadrarea în zona corespunzătoare de distrugere. Pe această bază, în funcție de nivelul detaliilor cerute pentru un anumit studiu de inundabilitate se poate estima valoarea pagubelor potențiale, utilizând indici diferiți pentru fiecare zonă.
6. Estimarea potențialului pierderilor de vieti omenești are la bază modelul unui bilanț între conceptele utilizate pe plan mondial, cel al "veniturilor pierdute" datorită unei morți premature și "dorinței de a plăti", cu scopul reducerii consecințelor unei morți premature.
7. Evaluarea globală a impactului inundațiilor accidentale asupra mediului se face pe baza unei scheme de evaluare ce utilizează matricea costurilor, având pe linie acțiunile exercitate asupra mediului, prin ruperea barajului iar pe coloana efectele (pozitive sau negative), determinate de aceste acțiuni asupra factorilor de mediu. Această evaluare permite o confruntare a opiniilor și o decizie corespunzătoare în diminuarea efectelor produse. În cazul analizei mai multor variante de soluții pentru diminuarea efectelor se determină varianta optimă, ținând seama de costurile ponderate. Se pot lua astfel deciziile corespunzătoare, algoritmul de calcul permitând efectuarea unor corectii asupra mărimii oricărei influențe.

8. Gradul de aparare la inundatii accidentale si riscul de inundare depinde de probabilitatea de cedare a barajului, ca masura cantitativa a riscului, precum si de gradul de siguranta al sistemului hidrotehnic in ansamblu. Acesta depinde la randul sau de modul de dispunere al acumularilor in schema de amenajare. Analiza sigurantei barajelor bazate pe risc se face printr-o metoda de calcul a riscului global, utilizata in functie de baza de date.
9. Mecanismul de cedare se alege dintre scenariile de rupere posibile printr-un model care are in vedere o analiza tehnico-economica, bazata pe programe alternative de crestere a sigurantei barajului si respectiv protectiei sociale.
10. Este necesara largirea notiunii de "supraveghere a comportarii in timp a barajelor" si la cea a acumularilor si versantilor. Aceasta trebuie sa se bazeze pe rezultatele masuratorilor efectuate in timp real, folosind metode interpretative (indicate in teza).
11. Alaturi de standardele inalte de constructie, monitoring, inspectie si mentinere a lucrarilor, masurile nonstructurale sunt esentiale in minimizarea riscului de cedare, corelat cu timpii de avertizare.
12. Selectia, clasarea si interpretarea datelor publicate in literatura cu privire la clasificarea formelor de cedare au facut posibila caracterizarea duratelor de rupere (instantanee la barajele in arc si contraforti, lenta la cele de greutate si de mai lunga perioada la cele din materiale locale), a pagubelor produse (extrem de mari) si a frecventei accidentelor (rata medie de cedari de 1%).
13. Analiza statistica arata ca:
 - cele mai multe cedari apar la barajele ce au varsta sub un an;
 - desi numarul de baraje construit dupa 1950 este mult mai mare exista o tendinta de scadere a numarului de cedari;
 - barajele cu o inaltime sub 30m si un volum ce nu depaseste 1 milion de mc au suferit cele mai multe cedari;
 - cauzele cele mai frecvente de cedare sunt in ordine: eroziunea interna si efortul de rasucire in fundatii, deversarea peste coronament la barajele de beton; deversarea, eroziunile in corp si fundatii la barajelor de pamant.
14. Cedarea barajelor este un proces complex specific tipului de baraj si caracteristicilor acumularii, de o anumita durata. Ea se datoreaza eroziunilor, sufoziilor si afuierilor in fundatii si corpul barajelor, fenomenelor generate de miscarile seismice, inclusiv cele induse, depasirii capacitatii de rezistenta, deversarii peste coronament, fenomenelor de imbatranire, alunecarilor de versanti in lacuri si in albiile naturale, colmatarii acumularilor.

15. Scenariile de rupere pe tipuri de baraje, acumulari si sisteme hidrotehnice simuleaza dezvoltarea reala a breselor in timp (distrugerii pe coronament, in jurul golirii de fund, alunecarea ploturilor), pana la prabusirea barajului.
16. Ruperea barajului implica fenomene hidrologice si hidraulice complexe. Se considera ca ruperea are loc in situatia hidrologica cea mai dezavantajoasa, a viiturii naturale cu probabilitatea de verificare.
17. Miscarea apei in momentul ruperii este o miscare cu fata libera, nepermanenta, rapid variata. Se formeaza o unda de translatie negativa in bieful amonte al lacului de acumulare si pozitiva in aval, in lungul albiei. Ecuatiile ce guverneaza fenomenul sunt ecuatiile cu derivate partiale Saint-Venant. In sectiunea ruperii se considera miscarea apei, dupa caz, ca o miscare peste un deversor cu prag lat (bresa trapezoidala) sau peste un perete subtire (deversarea peste stavila), ca o miscare printr-un canal deschis si respectiv ca o miscare printr-o conducta scurta (in cazul bresii dezvoltate in jurul golirii de fund).
18. Modelele matematice de determinare a hidrografului in sectiunea ruperii realizate pentru barajele de pamant si beton incadreaza corect fenomenele hidraulic si hidrologic. Debitelile maxime in aceasta sectiune variaza direct cu inaltimea barajului, invers cu timpul de rupere si sunt intr-o corelatie multipla cu volumul lacului.
19. Hidrografului defluent din sectiunea ruperii este data initiala pentru propagarea prin albia raului. Modelele utilizate de propagare sunt de la cele unidimensionale, cele mai raspandite, la cele tridimensionale. Uneori se folosesc ecuatiile simplificate (cinematice) sau graficele adimensionale.
Modelele unidimensionale sunt utilizate cu eficienta in vaile inguste, cu pante mari, cele bidimensionale in vai compexe, cu pierderi mari din volumul de viitura accidentala si obstructii naturale.
Sunt utilizate procedee numerice (diferente finite pe scheme explicite si implicite, procedeul caracteristicilor si elementul finit) pentru rezolvarea ecuatiilor exacte.
Pentru modelele de propagare a debitelor pe un sector de albie sunt aplicabile modelul Muskingum (cu parametrii constanti si variabili) si modelul Muskingum-Cunge (care combina acuratetea metodelor undelor de difuzie cu simplitatea metodei Muskingum).
20. Prezentarea unor modele utilizate in domeniu si analiza comparativa a permis sa poata fi recomandat modelul optim pentru majoritatea aplicatiilor practice. Ca scara de utilizare si performanta poate fi considerat modelul DAMBRK. Pentru barajele de inaltime si volum mic

poate fi utilizat modelul PROMUSVA ca si analiza expeditiva prin utilizarea curbei adimensionale.

21. Studiile experimentale efectuate in Laboratorul hidrotehnic din Timisoara au demonstrat compatibilitatea acestora cu cele efectuate in numeroase alte laboratoare din lume, in ceea ce priveste aprecierea teoretica a fenomenelor, scarile alese, etc.
22. Transpunerea la scara naturala a debitelor masurate pe model pentru acumularea Firiza a aratat o apropiere a valorilor maxime cu cele obtinute din utilizarea modelului de calcul.
23. Studiile de caz efectuate pe un numar mare de acumulari din Romania si pe cateva din Marea Britanie permit, pe baza determinarii hidrografului in sectiunea ruperii si a propagarii viiturii accidentale sa se stabileasca suprafetele inundate, timpii de inundare si avertizare, inaltimea si viteza apei.
24. Modele de calcul realizate ca si cele utilizate au fost aplicate cu succes in multe situatii reale pentru determinarea zonelor de inundabilitate accidentala si a caracteristicilor viiturilor accidentale, in vederea intocmirii planurilor de avertizare-alarmare. Compararea rezultatelor confirma, in general, valabilitatea ipotezelor, corectitudinea modelelor de calcul realizate. Cercetarile acopera o zona a inaltimilor mici, cu un procent ridicat de cedari, abordata in mai mica masura in literatura de specialitate.
25. Teza cuprinde elementele necesare elaborarii unei metodologii unitare si in tara noastra racordata la normele mondiale.
26. Teza deschide perspectivele unor cercetari viitoare in acest domeniu.

BIBLIOGRAFIE GENERALA

- /1/ S.R. Abt, R.J. Wittler & J.F.Ruff Design Flood Impacts on Evaluating Dam Failure Mechanisms, Water International, Vol.21, No.3,September 1996
- /2/ --- Accidente la constructii hidrotehnice, ISPH, 1984
- /3/ R. Amafteiesei Model matematic simplificat pentru calculul undelor de inudatie la ruperea totala a barajelor, Hidrotehnica, vol. 20, nr. 1, 1975
- /4/ --- Avariile constructiilor hidrotehnice, Studii de sinteza CIDH, 10/1973
- /5/ W. Bechteler, H. Kulisch Physical 3D-simulation of erozion-caused dam-breaks, Proceedings of the International Conference on Hydrosience & Engineering, 1995, Washington DC, USA
- /6/ C. V. Bellos, J.V. Soulis Experimental investigation of two-dimensional dam-break induced flows, Journal of Hydralic Research, 1/vol. 30, 1992, IAHR
J.G. Sakkas
- /7/ M. Borestto, S. Clemente, P. Molinaro Sviluppo di procedure per lo Studio del fenomeno del dam-breaking e dei processi decisionali, Rapporto G.N.D.C.I., Italia, 1989
- /8/ --- Cercetari privind evaluarea riscului cedarii barajelor, contract U.T. Tim.-ICIM Bucuresti, 677/1992
- /9/ D. Cioc Hidraulica, Editia a 2-a, EDP, 1983
- /10/ V. Chiriac, A. Filotti, I.A. Manoliu Prevenirea si combaterea inundatiilor, Ed. Ceres, 1980
- /11/ V.T. Chow Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill, International Edition, Civil Engineering Series, 1973
- /12/ J.R. Claydon, R.A. Walker Contingency planning for dam failure, Reservoir safety and environment, Thomas Telford, London, 1994
A.J. Bulmer
- /13/ Gh. Cretu Hidrologie I, II, IPT, 1980
- /14/ Gh. Cretu, C. Rosu Cercetari experimentale privind inundatiile produse din ruperea unor baraje, Conferinta Nationala "Sisteme hidro in impact cu mediu", Timisoara-Resita, XI 1991
- /15/ Gh. Cretu, C. Rosu Floods in Hydrotechnical System, European Conference Advances in Water Resources Technology, Athens, 1991
- /16/ Gh. Cretu, C. Rosu Generation and Simulation of accidental floods and their impact on the environment, Conference EWRA, Lisbon, 1994
- /17/ Gh. Cretu, C.Rosu Regarding the strategy of prevention and protection against the accidental flood, Conference EWRA, Copenhaga, 1997
- /18/ Gh. Cretu, C.Rosu, The impact of the hydrographic basin arrangement on the ecosystem of the hydrographic area, International Symposium, UNESCO, IHP-V, Dienten, Austria, 1997
I. Cernatoiu
- /19/ --- Dam Failures, Statistical Analysis, Bulletin 99, 1995
- /20/ --- Data Station for Dam Failures, DSDF - Viena, 1991

- /21/ I. David
Hidraulica, vol. I, II, IPT, 1990
- /22/ ---
Deterioration of Dams and Reservoirs, ICOLD, 1983
- /23/ A. Diacon, N. Mircea, D. Stematiu
Cedarea barajului Belci - Cauze si invataminte, Hidrotehnica 37(1992),
1-2-3
- /24/ R. Drobot, I. Giurma
Hidrologie II, U.T. Iasi, 1989
- /25/ R. C. Elliot, M.H. Chaudhry
A wave propagation model for two-dimensional dam-breach flows,
Journal of Hydraulic Research, Vol. 30, No. 4, 1992
- /26/ ---
Emergenza nel territorio, criteri tecnici e organizzativi per il
monitoraggio del territorio e la gestione della sicurezza, Dipartimento
della Protezione Civile, Regione Lombardia
- /27/ ---
Estimation of flood damage following potential dam failure:
Guidelines, Binnie & Partners, March 1991
- /28/ M. Fanelli, G. Angelico,
M. de Gerloni, P. Molinaro
Emergency models to study the overtopping of a natural dam formed by
landslide: the case of Val Pola rockslide, SOWAS'88, Delft, The
Netherlands, 1988
- /29/ ---
Floods and Reservoir Safety Third Edition, Institution of Civil
Engineering by Thomas Telford Publication, London, 1996
- /30/ R. H. French
Open-Channel Hydraulic, McGraw-Hill International Editions, Civil
Engineering Series, 1994
- /31/ I. Giurma, R. Drobot, C. Antohi
Hidrologie I, I.P. Iasi, 1987
- /32/ G. Gozali, B. Hunt
Dam-break solutions for a partial breach, Journal of Hydraulic Research,
No.2, Vol 31/1992, pg. 205
- /33/ W.J. Graham, C.T. Yang
Dam Safety and Nonstructural Damage Reduction Measures, Water
International, Volume 21. No.3, September 1996
- /34/ S. Hancu, s.a
Hidraulica aplicata. Simularea numerica a miscarii nepermanente a
fluidelor, Ed. Tehnica, 1985
- /35/ ---
XX IAHR Congress, vol. II, Moscow, 1983
- /36/ C. Iamandi, V. Petrescu
L. Sandu, R.M. Damian
A. Anton, M. Degeratu
Hidraulica instalatiilor. Elemente de calcul si aplicatii, Ed. Tehnica, 1985
- /37/ ---
Journal of Hydraulic Research, 1/25- 1987; 1/114 - 1988; 2/26-1988;
1/29-1991; 1/30-1990; 4/30-1992; 2/31-1993; 6/33-1995, IAHR
- /38/ P. G. Kiselev, S. Hancu
Indreptar pentru calcule hidraulice, Ed. Tehnica, 1988
- /39/ ---
Lessons from Dams Accidents, ICOLD, 1974
- /40/ ---
Legea apelor, 107/1996
- /41/ ---
Legea protectiei mediului, 137/1995
- /42/ ---
Legea privind apararea impotriva dezastrelor, 124/1995
- /43/ ---
Lineamenti per un piano di protezione civile, Piani di Allarme in
Valtellina, CAE-ISMES, 1988

- /44/ R.K. Linsley Jr., M.A. Kohler,
L.H. Paulhus
Hydrology for Engineers, SI Metric Edition, McGraw-Hill Book Co,
London, 1988
- /45/ C. Mateescu
Hidraulica, EDP, 1961
- /46/ P. Molinaro, s.a.
Simulazione numerica delle onde conseguenti alla rottura di
sbarramenti formati dalla caduta di frane, compresa la propagazione
nell'onda di piena in territori attraversati da importanti infrastrutture,
Rapporto 1994, Gruppo Nazionale per la difesa dalle catastrofi
idrogeologiche
Hidraulica, IPT, 1986
- /47/ T. Nicoara
Risk - based dam safety analysis, Dam Engineering, vol. II,
Issue 2, nr.1/1991
- /48/ C. Ooshuizen, D. van der Spuy,
M.B. barker, J. van der Spuy
CASTOR: Simplified Dam-Breach Wave Model, ASCE Journal of
Hydraulic Engineering, Vol. 123, No. 8, August 1997
- /49/ A. Paquier, O. Robin
Constructii hidrotehnice, Ed. Didactica si Pedagogica, 1974
- /50/ R. Priscu
Siguranta si risc in domeniul marilor baraje, Hidrotehnica, 5/78
- /51/ R. Priscu, D. Stematiu
Program de calcul PROMUSVA, Catedra CH, Colec. HG, IPT, 1989/90
- /52/ ---
Program de calcul DUFLOW, versiunea 2, 1992, Wageningen,
The Netherlands
- /53/ ---
Programul de calcul DAMBRK, vers. 1991, USA
- /54/ ---
Programul UNDA 1985, ICPGA
- /55/ ---
Comportarea constructiilor si amenajarilor hidrotehnice, Ed. Tehnica,
1989
- /56/ M. Ratiu, C. Constantinescu
Evaluarea gradului de protectie in amenajarile spatiului hidrografic, Simp.
International, Instalatii in constr. si mediu ambiental, Timisoara, 1995
- /57/ C. Rosu
An investigation of Peak Flows from Dams Failures, 3rd International
Conference on River Flood Hydraulics, Nov. 1997, Stellenbosch,
South Africa
- /58/ C. Rosu, K.V. Rao
Consideratii privind studiul inundatiilor accidentale, Simpozion "Protectia
mediului, ameliorarile funciare si folosirea energiei neconventionale",
UPT, Mai 1992
- /59/ C. Rosu
Accidental Floods. Break Hydrograph and Propagation Waves,
Buletin Stiintific UTT, Tom 410(54), Hidro. 1995
- /60/ C. Rosu
Evaluarea impactului asupra mediului al inundatiilor accidentale,
contract 118/95 ICIM Bucuresti
- /61/ C. Rosu, Gh. Cretu
Schema teoretica a unei evaluari globale a impactului inundatiilor
accidentale asupra mediului, Colocviu "Amenajari hidro in spatiul
Caras- Severin" Semenec, VI'95
- /62/ C. Rosu

- /63/ C. Rosu, Gh. Cretu, Gh. Lazar Investigarea si cuantificarea consecintelor inundatiilor produse de ruperea barajelor de pe Birzava, Colocviu "Amenajari hidro in spatiul Caras-Severin", Semenic, VI'95
- /64/ C. Rosu Flood Hydrograph in the section of a dam failure- teoretical models and control techniques, Conference EWRA, Copenhaga,1997
- /65/ C. Rosu Rezultatele unor cercetari privind simularea si modelarea undelor accidentale produse de deteriorarea barajelor, Ses. Jub. de Comunicari Stiintifice, Fac. de Hidro. Timisoara, 1995
- /66/ M. Selarescu, M. Podani Apararea impotriva inundatiilor, Ed. Tehnica, Bucuresti, 1993
- /67/ P. Serban, C. Corbus Perfectionarea metodei Muskingum de prognoza a propagarii undelor de viitura, Studii si cercetari, Hidrologie, IMH, 1/1987
- /68/ E. M. Shaw Hydrology in practice, Van Nostrand Reinhold (International), London, 1988
- /69/ A. Al. Stanescu Model matematic pentru determinarea unde de viitura, Meteorology and Hydrology, 2/1974
- /70/ A. Valiani, R.L. Montefusco Modello bidimensionale del deflusso per tracimazione di uno sbarramento in materiali sciolti, XXII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Cosenza, 1990
- /71/ --- Valutatione delle onde di piena da rottura di dighe, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Italia, 1992
- /72/ / W. Viessman, Jr, G.L. Lewis Introduction to Hydrology, HarperCollins College Publishers, 1996
- /73/ I. Vladimirescu Bazele hidrologiei tehnice, Ed. Tehnica, Bucuresti, 1984
- /74/ A. Vogel Zustandsbewertung bestehender Talsperren unter der Berücksichtigung eines ursachen-sperrenspezifischen Bruchverhaltens, in Wissenschaftliche, 1/21, 1984, Weimar
- /75/ R. A. Wurbs Dam-Breach Flood Wave Models, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113, No. 1/1987

CUPRINS

<i>Partea I - Consideratii generale privind siguranta amenajarilor hidrotehnice si riscul de inundabilitate</i>	1
1. Necesitatea si oportunitatea studiului. Actualitatea problemei	2
2. Inundatiile naturale si accidentale	5
2.1. Efectele produse	5
2.2. Pagube si evaluarea lor	7
2.3. Impactul cu mediu	14
3. Siguranta si risc in amenajarile de gospodarie a apelor	20
3.1. Gradul de protectie si riscul de inundare in gospodaria apelor mari	20
3.2. Risc si siguranta in constructiile si sistemele hidrotehnice	23
3.3. Analiza riscului de cedare a unui baraj	30
3.4. Supravegherea comportarii constructiilor hidrotehnice, ca mijloc de reducere a riscului de cedare	39
3.5. Avertizarea si alarmarea in caz de accidente la constructiile hidrotehnice	43
<i>Partea a II-a Scenarii privind ruperea constructiilor si sistemelor hidrotehnice</i>	48
4. Fenomene de cedare a constructiilor hidrotehnice	49
4.1. Clasificarea formelor de cedare	49
4.2. Studiul fenomenului de cedare	51
4.3. Fenomene de cedare la baraje	52
4.4. Fenomene de cedare survenite la constructiile hidrotehnice din Romania	57
5. Analiza cauzelor de cedare	61
5.1. Eroziuni in fundatii si in corpul constructiilor	61
5.2. Sufozii si afuieri prin terenul de fundatie si prin corpul barajelor	62
5.3. Fenomene generate de miscarile seismice	63
5.4. Presiuni hidrostatice in roca de fundare	64
5.5. Depasirea capacitatii de rezistenta a terenului	65
5.6. Deversari peste coronament	65
	208

5.7. Depasirea capacitatii de rezistenta a materialelor	66
5.8. Fenomene de imbatranire a barajelor	67
5.9. Alunecari de versanti in lacurile de acumulare	67
5.10. Alunecari de versanti in albiile naturale ale cursurilor de apa	68
5.11. Colmatari de lacuri de acumulare	69
6. Scenarii privind ruperea barajelor	70
6.1. Scenarii privind ruperea barajelor din materiale locale	70
6.2. Scenarii privind ruperea la barajele din beton	72
6.3. Scenarii privind accidentele la acumulari	74
6.4. Scenarii privind avariile in sistemele hidrotehnice	74
<i>Partea a III-a Modele pentru determinarea caracteristicilor viiturii la ruperea barajelor</i>	76
7. Consideratii asupra unde de viitura produsa la ruperea unui baraj	77
8. Calculul hidrografului ruperii	83
8.1. Stabilirea hidrografului la ruperea unui baraj de pamant	83
8.2. Determinare hidrografului ruperii in cazul unor baraje de beton	88
9. Propagarea viiturilor accidentale. Principii, metode si modele de calcul	94
9.1. Consideratii generale. Concepte de studiu	94
9.2. Conceptul hidraulic. Metode de rezolvare a sistemului de ecuatii	95
9.3. Conceptul hidrologic	109
10. Analiza unor modele de calcul ale undelor accidentale	121
10.1. Modele unidimensionale	121
10.2. Modele bidimensionale	144
11. Studii experimentale	154
11.1. Cercetari experimentale proprii	154
11.2. Alte cercetari experimentale	163
12. Studii de caz	167
12.1. Investigarea si cuantificarea consecintelor inundatiilor produse de ruperea barajelor din sistemele Barzava si Timis	167
12.2. Consecinte ale inundatiilor accidentale in zona aferenta acumularii Calinesti-Oas pe raul Tur	172

12.3. Impactul inundatiilor accidentale asupra zonei Oradea	174
12.4. Inundabilitatea zonelor situate aval de acumulara Firiza in caz de accident la barajul Strimtori	176
12.5. Zona de influenta a undelor de viitura generate de ruperea barajelor de pe Valea Dognecea	177
12.6. Efecte ale ruperii barajelor Oravita	179
12.7. Studiul ruperii barajelor G1, G2 si respectiv G3 din Marea Britanie	180
<i>Partea a IV-a - Sinteza studiilor</i>	187
13. Compararea rezultatelor experimentale si a modelelor matematice cu datele inregistrate in urma cedarii de baraje	188
14. Final	195
14.1. Contributii originale	195
14.2. Recomandari	198
14.3. Concluzii	200
15. Bibliografie generala	204
 Anexe	

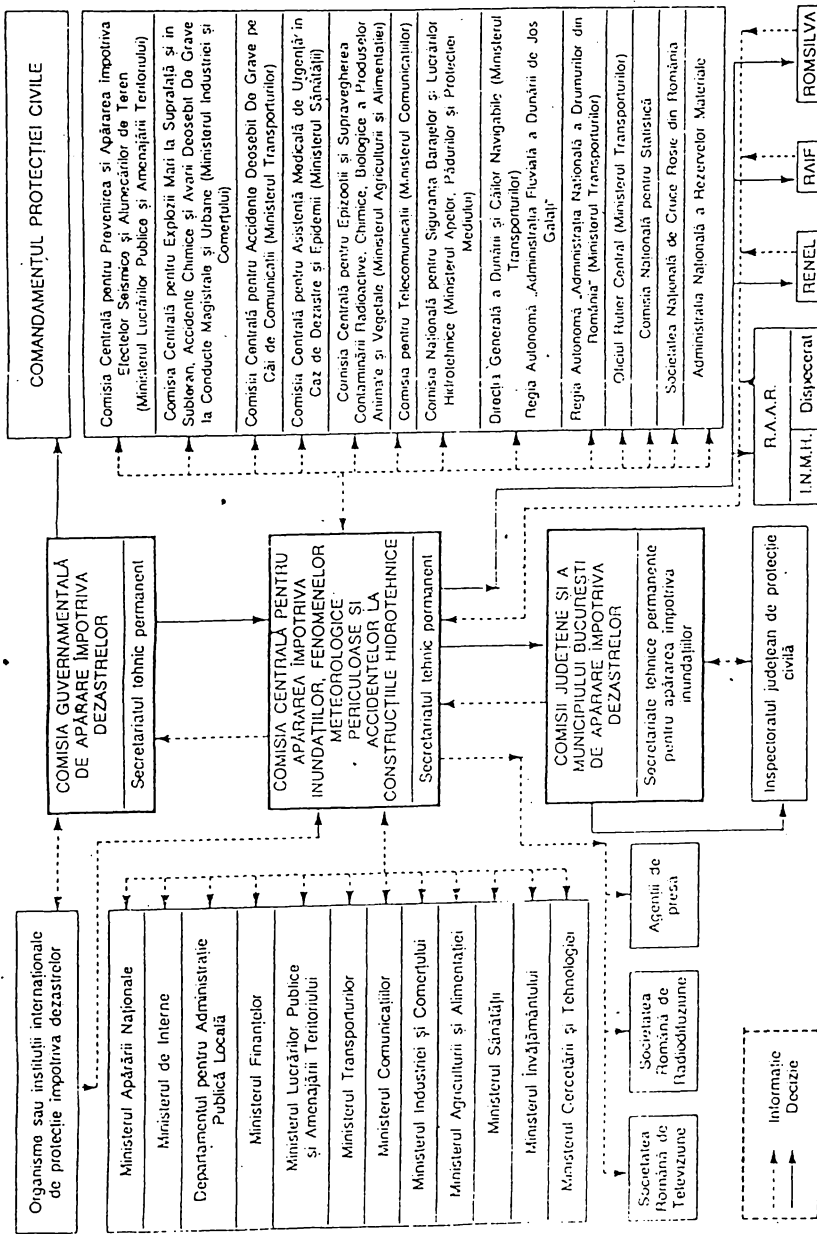
ANEXE

Anexa 1 - Cedarile barajelor din USA in perioada 1960-1990

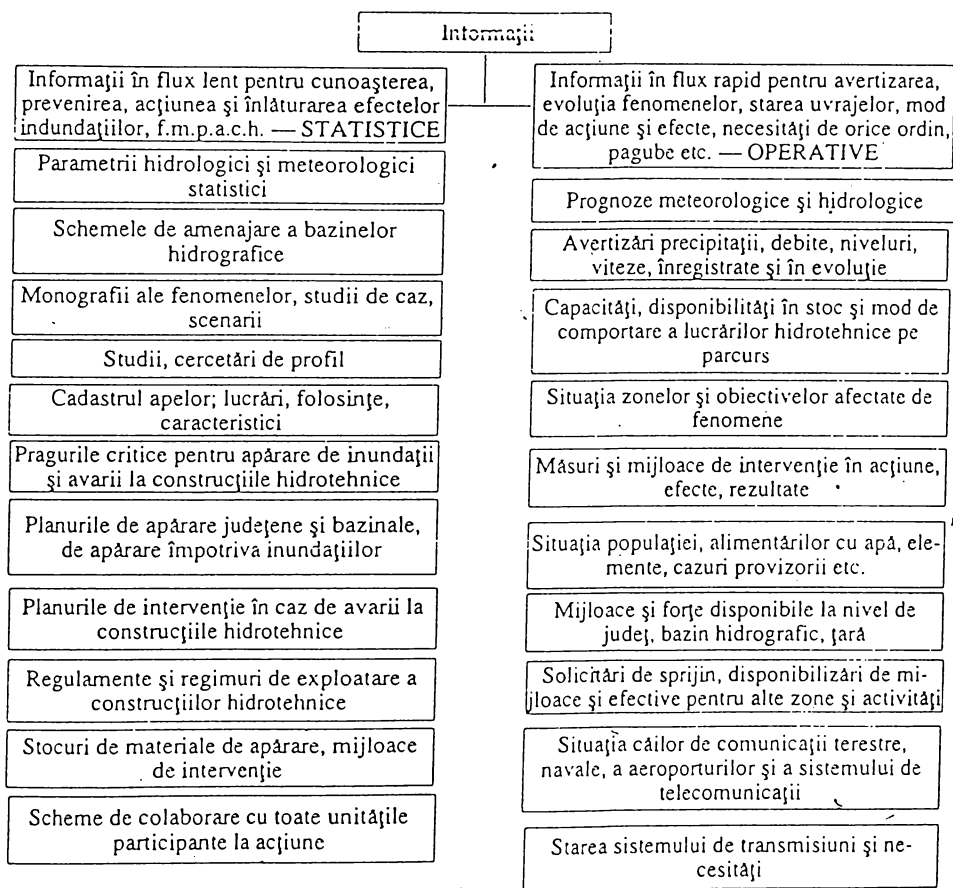
Barajul	Amplasament	Data cedarii	Varsta baraj	Cauza cedarii	H _{baraj} (m)	V _{loc} (mil.mc)	Timpul de avertizare	Populatia supusa la risc	Pierderile de vieti omenesti
Electric Light Pond	Eagleville, NY	1960	---	Necunoscuta	7,9	---	---	---	1
Mohegan Park	Norwich, CT	3/6/63 9:30 p.m.	110	Bresa in corpul barajului aparuta in timpul nivelului ridicat in lac datorita ploii	6,1	0,170	0	500	6
Little Deer Creek	Near Hanna, UT	6/16/63 6:13 a.m.	1	Bresa in corpul barajului aparuta in conditii normale de vreme	26,2	1,419	0	50	1
Baldwin Hills	Los Angeles, CA	12/14/63 3:38 p.m.	12	- // -	20,1	0,863	1h si 18min.	16500	5
Swift	Northwest MT	6/8/64 10 a.m.	49	Deversare peste coronament in timpul unor inundatii mari	47,9	42,31	---	---	19
Lower Two Medicine	Northwest MT	6/8/64 3:30 p.m.	51	Barajul a fost spalat pana in apropierea deversorului de beton	11,0	25,82	---	---	9
Lee Lake	Near East Lee, MA	3/24/68 1:25 p.m.	3	Bresa in corpul barajului	7,6	0,370	0	80	2
Buffalo Creek Coal Waste	Logan County, WV	2/26/72 8:00 a.m.	0	Prabusirea paramentului barajului	14,0	0,498	0	4000	125
Lake "o" Hills	AK	4/72	---	---	4,6	0,059	---	---	1
Canyon Lake	Rapid City, SD	6/9/72 10:45p.m	39	Deversare peste in timpul unei viituri catastrofale	11,3	0,863	0	Foarte mare dar necunoscut	33

Barajul	Amplasament	Data cederii	Varsta baraj	Cauza cederii	H_{baraj} (m)	V_{loc} (mil.mc)	Timpul de avertizare	Populatia supusa la risc	Pirderile de vieti omenesii
Bear Willow	Buncombe County, NC	2/22/76 2:30 a.m.	---	Ploile, probabil deversare peste coronament	11,0	0,037	0	8	4
Teton	Langa Wilford, ID	6/5/76 11:57a.m	0	Bresa in fundatie in timpul primei umpleri	93,0	308,4	1h si 15min.	25000	11
Sandy Run	Langa Johnstown, PA	6/20/77	63	Deversare peste coronament	8,5	0,057	0	---	5
Laurel Run	Langa Johnstown, PA	7/20/77 2:35 a.m.	16	- // -	12,8	0,555	0	150	40
Kelly Barnes	Langa Toccoa Falls, GA	11/6/77 1:30 a.m.	78	Cedare prin alunecarea in timpul viiturii cu probabilitatea de 10%	12,2	0,777	0	250	39
Lawn Lake si apoi Cascade Lake	Langa Estes Park, CO	6/15/82 5:30 a.m. 7:42 a.m.	79 74	L.L prin bresa aparuta in corpul barajului iar C.L prin deversare	7,9 5,2	0,831 0,031	0	5000	3
D.M.A.D	Langa Delta, UT	6/23/83 1:00 p.m.	24	Fisurarea partii din amonte ca urmare a prabusirii canalului rapid	8,8	19,74	1	500	1
Nix Lake	Langa Henderson, TX	3/29/89	55	Deversare peste creasta	7,0	1,030	0	6	1
Evans si apoi Lockwood	Fayetteville, NC	9/15/89 9:30 p.m. 10:00p.m	23 30	Ambele baraje au cedat prin deversare peste coronament	5,5 4,3	0,089 0,039	0	Necunoscut dar mare	2
Kendall Lake	Camden, SC	10/10/90 7:00 p.m.	90	Deversare peste creasta	5,5	0,851	0	Necunoscut dar mare	4

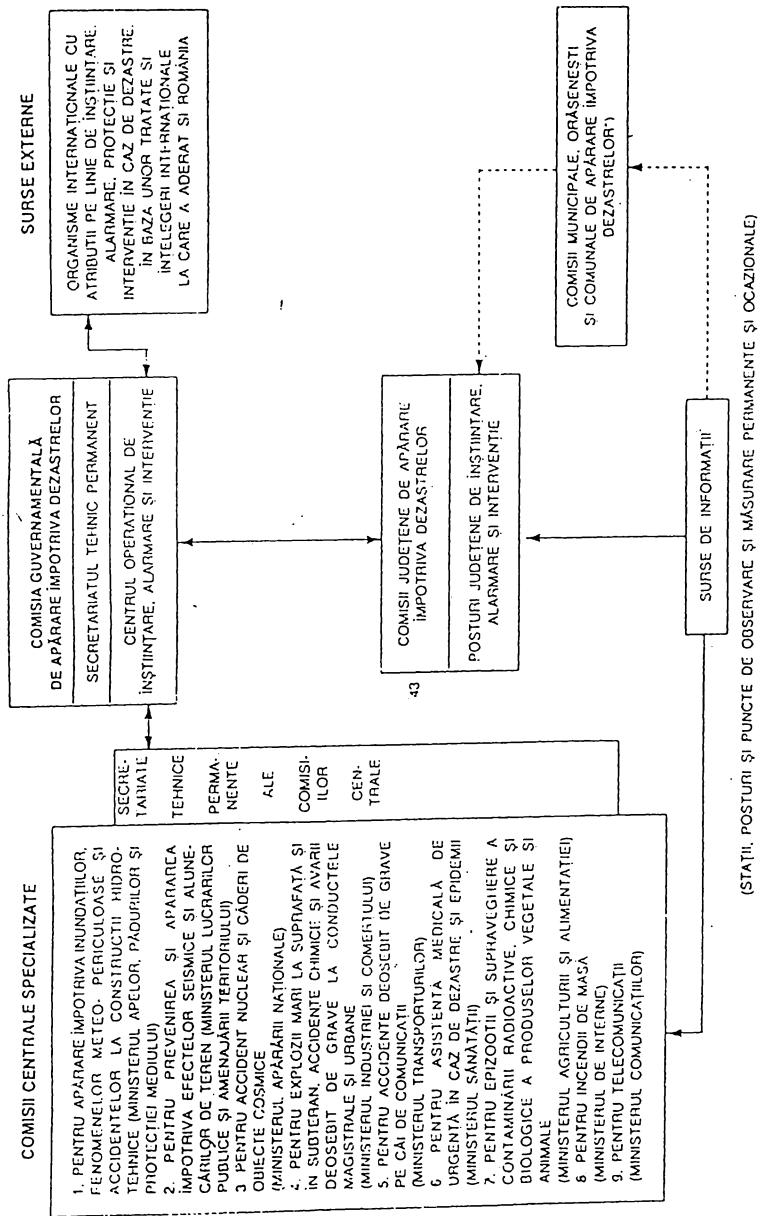
Antexa 2 - Schema fluxului informational-decisional



Anexa 3 - Schema principalelor informatii necesare in caz de accidente la constructiile hidrotehnice



Annexa 4 - Sistemul integrat de observare, măsurare, prelucrare a datelor și transmitere a acestora în caz de dezastre



¹⁾ Se constituie în localitățile dispuse în zone de risc sau pe teritoriul cărora funcționează surse de risc.

Escapări apărute în corpul barajului Porțile de Fier și în sub teroare pe locuitorii de pe malul bulgăresc al Dunării

Starea barajului de la Porțile de Fier este îngrijorătoare și există o reală pericol producerea unei catastrofe, avertise oficial presa bulgărească din ultimele zile. Astfel, conform informațiilor cu cel mai mare interes, „La Cessau”, a doua linie de apărare, cu înălțimea de 40 metri, și din cauza unei furturi la baraj în timpul nopții, în ziua de joi, în jurul orei 10, s-a produs o scurgere de apă în zona de la nivelul apei. După ce s-a încercat să se oprească scurgerea, aceasta nu a putut fi oprită și s-a produs o scurgere de apă în zona de la nivelul apei. După ce s-a încercat să se oprească scurgerea, aceasta nu a putut fi oprită și s-a produs o scurgere de apă în zona de la nivelul apei.

peste, din la Varna, în zona de la nivelul apei, după ce s-a încercat să se oprească scurgerea, aceasta nu a putut fi oprită și s-a produs o scurgere de apă în zona de la nivelul apei. După ce s-a încercat să se oprească scurgerea, aceasta nu a putut fi oprită și s-a produs o scurgere de apă în zona de la nivelul apei.

comandă, în luna iunie din 1974, fiindcă se făcuse un document în acest sens. Pe de altă parte, presa bulgărească a afirmat că există o reală pericol producerea unei catastrofe, avertise oficial presa bulgărească din ultimele zile. Astfel, conform informațiilor cu cel mai mare interes, „La Cessau”, a doua linie de apărare, cu înălțimea de 40 metri, și din cauza unei furturi la baraj în timpul nopții, în ziua de joi, în jurul orei 10, s-a produs o scurgere de apă în zona de la nivelul apei.



Luni, 23 Iulie 1977

Marti, 5 August 1977

Realitatea de zi cu zi

Pagubele produse în două zile de inundațiile din județul Caraș-Severin sunt estimate la 15 miliarde de lei

Ca urmare a inundațiilor, pagubele înregistrate în județul Caraș-Severin se ridică la 105 miliarde de lei

103,7 miliarde de lei sunt necesari numai pentru ridicarea lucrărilor de protecție și curățare

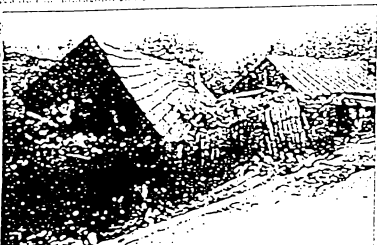
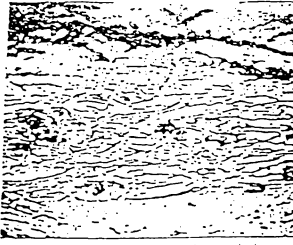
Pagubele produse de inundațiile care au afectat în zilele săptămânii județul Caraș-Severin au fost estimate la peste 15 miliarde de lei. În afara acestor vici, populația a fost afectată și de scurtele perioade de secetă care au existat în unele zone rurale. În sâmbăta de ieri s-a distribuit apă caldă cu sistemul de la fântânile din localitățile Petru și Pălinți. În județul Caraș-Severin au fost afectate de inundații peste 150 de hectare de teren agricol și 23 de case din comuna Ciuchid. Au fost semnalate alunecări de teren în zona orașului Rujia și Orașul Primăria 200 de persoane, în cazul în care vor exista sinistralități. Debarcazul și podul de la barajul lacului de acumulare Seou s-a cedat, au fost acționate instalațiile pentru golirea treptată a unui până din zona la Prefectura Caraș-Severin și Primăria Rujia funcționarează comandamente speciale, care coordonează activitățile de protecție și curățare împotriva inundațiilor.

O evaluare oficială a pagubelor înregistrate pe parcursul celor șapte luni de inundații, a fost făcută de comisia mixtă națională de studiu de urgență pentru studierea și prevenirea și eliminarea cauzelor și efectelor inundațiilor. Din punct de vedere al pagubelor înregistrate în județul Caraș-Severin, acestea sunt de ordinul sutelor de miliarde. Din punct de vedere al pagubelor înregistrate în județul Caraș-Severin, acestea sunt de ordinul sutelor de miliarde. Din punct de vedere al pagubelor înregistrate în județul Caraș-Severin, acestea sunt de ordinul sutelor de miliarde.

cauzat de inundații și de scurtele perioade de secetă care au existat în unele zone rurale. În sâmbăta de ieri s-a distribuit apă caldă cu sistemul de la fântânile din localitățile Petru și Pălinți. În județul Caraș-Severin au fost afectate de inundații peste 150 de hectare de teren agricol și 23 de case din comuna Ciuchid. Au fost semnalate alunecări de teren în zona orașului Rujia și Orașul Primăria 200 de persoane, în cazul în care vor exista sinistralități. Debarcazul și podul de la barajul lacului de acumulare Seou s-a cedat, au fost acționate instalațiile pentru golirea treptată a unui până din zona la Prefectura Caraș-Severin și Primăria Rujia funcționarează comandamente speciale, care coordonează activitățile de protecție și curățare împotriva inundațiilor.



Fluviul de apă din Orașul Petru și Pălinți a inundat casele și terenurile.



Gospodăria orășteană, după potop

hidraulice și de protecție împotriva inundațiilor. În sâmbăta de ieri s-a distribuit apă caldă cu sistemul de la fântânile din localitățile Petru și Pălinți. În județul Caraș-Severin au fost afectate de inundații peste 150 de hectare de teren agricol și 23 de case din comuna Ciuchid. Au fost semnalate alunecări de teren în zona orașului Rujia și Orașul Primăria 200 de persoane, în cazul în care vor exista sinistralități. Debarcazul și podul de la barajul lacului de acumulare Seou s-a cedat, au fost acționate instalațiile pentru golirea treptată a unui până din zona la Prefectura Caraș-Severin și Primăria Rujia funcționarează comandamente speciale, care coordonează activitățile de protecție și curățare împotriva inundațiilor.

va mai fi în Executivul pentru a se poate face care să se distinge în lucrările de construcție și de reparații. În acest sens, este necesar să se facă o evaluare a pagubelor înregistrate până la ora actuală de agricultor.

va mai fi în Executivul pentru a se poate face care să se distinge în lucrările de construcție și de reparații. În acest sens, este necesar să se facă o evaluare a pagubelor înregistrate până la ora actuală de agricultor.

va mai fi în Executivul pentru a se poate face care să se distinge în lucrările de construcție și de reparații. În acest sens, este necesar să se facă o evaluare a pagubelor înregistrate până la ora actuală de agricultor.

ION DANEA

VIHERI, 27 OCTOMBRIE 1995

Realitatea și a

În caz de calamitate la barajul de la Surduc SINISTRAȚII DIN AVAL DE ZONA AFECTATĂ AR PUTEA FI EVACUAȚI ÎN TIMP UTIL

● Cel puțin așa a reușit în urma exercițiului de alarmare, organizat, ieri, la Surduc și Făget

Prolog pentru... "calamitate"

Așa cum vă informăm într-un număr anterior al "Realității bănărene", Statul Major de Protecție Civilă Timiș,

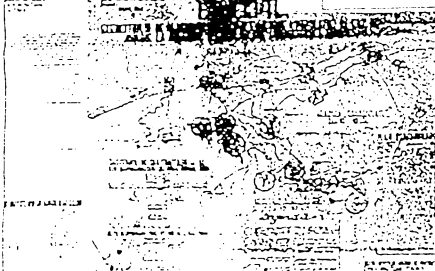
repartitarea pentru locurile unde aceasta va fi cazat, orașul Făget în cazul nostru. Aici, "sinistrații" vor ajunge cu toate autovehiculele disponibile în acest moment, precum și cu o gamă largă de tren, special pregătit. Astfel, în



în colaborare cu I.P.J. Timiș, Agenția de Protecție Medicală, Grupul de Intervenție Medicală Timiș, R.A. Apela Făget, Regiminta C.F.R. Timișoara și F.R.E.T., cu sprijinul administrației locale din zona "calamității" organizat, ieri, cel mai amplu exercițiu de alarmare publică, în caz de inundații în aval de barajul de la Surduc, survenite în cazul unei furturi.

Scenariul unui eveniment nedorit

Derularea "scenariului" acestui exercițiu de alarmare publică a fost asigurată de o delegație a Comandamentului de Protecție Civilă, format din col. Leica Dumitru, lt. col.



În acest timp, apa vine...
După 45 de minute de la înregistrarea cutremurului la barajul de la Surduc, barajul comencează să se înclină, apa acumulată în lac ajunge în dreptul primei localități, Surducu Mic, distrugându-se în proporție de 95%. În 1 oră și 30 de minute, pentru ca apoi, în numai 75 de minute, să treacă de a treia localitate, Sudeștii. Cel mai afectat în urma acțiunii distrugătoare a vișturii va fi satul Jupanți, situat în mijlocul zonei inundate, care după doar 3 ore și jumătate va fi distrus în totalitate. Ultima localitate va fi afectată la

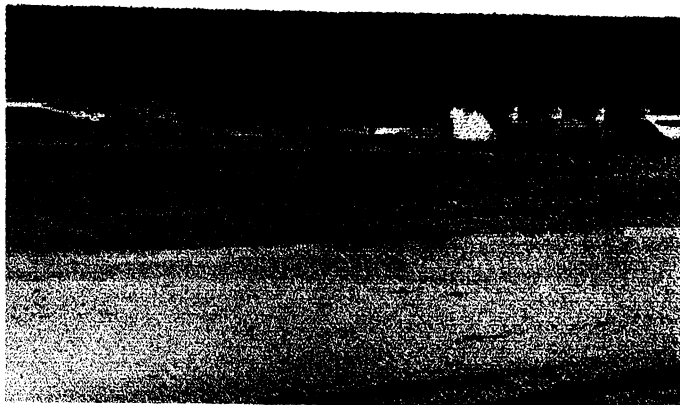
Constantin Istrate și mr. Apostol Verge. Între 2 și 4 cuprins acest "scenariu". La ora 1 și 2 minute, în corpul barajului se înregistrează un cutremur cu o magnitudine de 7,2 grade pe scara Richter, magnitudine ce provoacă, între 1 și 2 țevă. În acest moment al prăbușirii cutremurului sunt suficiente doar 25 de milioane de metri cubi de apă pentru a forma și vârful și a sări în sus, întregul lac de acumulare până la înălțimea de 44 de milioane metri cubi de apă. Trebuie să se țină seama că în aval de baraj există stația de pompaj a Statului Major de Protecție Civilă, care reține în continuare apă în stația de pompare și să se elibereze din zona de acumulare în amplasarea tuturor funcțiilor de pompaj și evacuarea sinistraților. În acest moment populația, pregătind pentru un seism, este în starea de alarmă, trebuie să părăsească imediatul, fiind asupra ei doar obiectele de valoare și, eventual, animalele. Primete echipe formate din personal de protecție civilă, personal sanitar și polițaiști reușesc la înregistrarea populației, s.



o jumătate de oră de la distrugerea Jupanțiului

OVIDIU OANȚĂ
Foto: SZASZ ISTVAN

Anexa 7 - Cedari de baraje



Belci - ruptura finala, vedere din amonte



Belci - sectiune transversala la rupere

Anexa 7 - Cedari de baraje

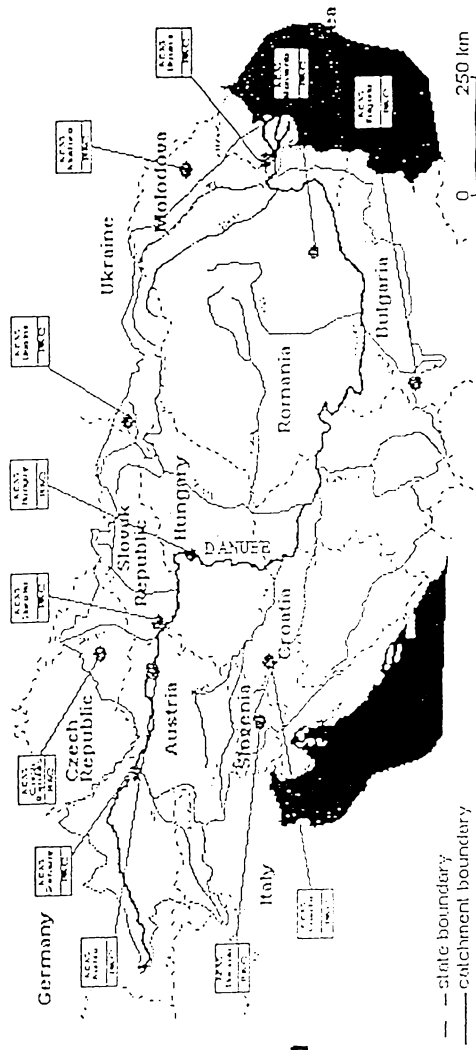


Vega de Tera - vedere generala



Panshet - vedere aval

Anexa 8 - Sistemul de alertare in bazinul hidrografic al Dunarii

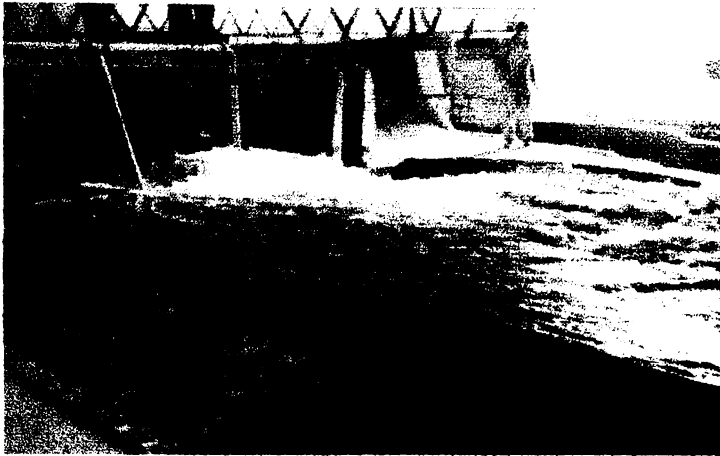


Information Processing System

Sistemul de Alertare in Bazinul Dunarii (AEWIS) - 11 aprilie 1997

Astazi, la Viena a fost oficial pus in functie "Sistemul de Alertare in Bazinul Dunarii". Seful delegatiei, la Viena, ambasadorul Lars Erik Lundin, a mentionat ca "Sistemul de Alertare pentru Situatii de Urgenta din Bazinul Dunarii, organizat si pus in functiune de guvernele celor 11 tari centrale si est europene, cu sprijinul comunitatii internationale, reprezinta un exemplu pozitiv de cooperare regionala in domeniul gospodaririi apelor... Seful delegatiei a multumit subgrupului de experti pentru efortul deosebit pe care l-au depus timp de peste 5 ani facand posibila punerea

Anexa 9 -Modele experimentale



Anexa 10 - Lista barajelor rupte (ICOLD/1995)

Tara	Denumirea barajului	Tipul		Volumul		H _b (m)	L _b (m)	Anul	
		Baraj	Fund.	Corp baraj (mii mc)	Lac (mil.mc)			C-tiei	Rup.
Algeria	Cheufas	PG (M)			17	42.0		1884	1885
Algeria	Fergoug I	PG (M)			30	43.0	316.0	1371	1381
Algeria	Fergoug II	PG (M)			30	43.0		1885	1927
Algeria	Sig	PG			3.5	21.0		1838	1885
Algeria	St-Lucien	TE			2	27.0		1861	1862
Algeria	Tabia	TE				25.0		1876	1876
Argentina	Presa Frias	ER	R	11	0.14	17.7	60.0	1938	1970
Australia	Briseis	ER	R	28	1	17.0	137.0	1925	1929
Australia	Lake Cawndilla	TE	R	4.2	730	12.5	65.8	1961	1962
Bolivia	El Salto	TE				0.45	30.0		1976
Brazil	Armando de Salles Oliveira	TE	S	600	27	41.0	660.0	1958	1977
Brazil	Boa Esperanca	TE	S/R	114	37	17.0	450.0	1976	1977
Brazil	Ema	TE		65	10	18.5	370.0	1932	1940
Brazil	Euclides da Cunha	TE	R	2 200	15	60.0	312.0	1960	1977
Brazil	Oros	TE/ER	S/R		730	35.0	620.0	1961	1960
Brazil	Pampulha	TE	S	250	13	18.0	350.0	1941	1954
Brazil	Santa Helena	ER	R		250	25.0	250.0	1979	1985
Canada	Battle River	TE	S/R	94	15	14.0	548.0	1956	1956
Canada	Hinds Lake	TE/ER		876	7 500	12.0	5 130.0	1980	1982
Canada	Log Falls				30				1923
Canada	Scott Falls	PG/ER				15.0	610.0	1921	1923
Chile	Embalse Aromos	TE	S/R	940	60	42.5	220.0	1979	1984
Chile	Embalse Lo Ovalle	TE		1 230	13	112.5	1 520.0	1932	1985
Chile	Llilu-Lliu	TE		420	3	20.0	550.0	1954	1985
Chile	Mena	TE	R	16	0.06	17.0	200.0	1883	1888
China	Banqiao	TE	S/R	4 643	492	24.5	2 020.0	1956	1975
China	Meihua	VA (M)	S/R	1	0.115	22.0	64.3	1981	1981
China	Shimantan	TE		1 040	92	25.0	500.0	1952	1975
Colombia	Del Monte								1976
Czechoslov.	Bila Desna	TE	S/R	32	0.4	18.0	244.0	1915	1916
France	Bouzey	PG (M)	S/R		7	27.9	525.0	1880	1895
France	Malpasset	VA	R	43	47	66.0	222.0	1954	1959
Great Britain	Bilberry	TE			0.31	20.0	90.0	1845	1852
Great Britain	Blackbrook I	TE			0.23	25.0	150.0	1797	1799
Great Britain	Blackbrook II	PG (M)						1801	1804
Great Britain	Dale Dyke	TE			3.2	29.0	380.0	1863	1864
Great Britain	Killington	TE			3.5	18.0	250.0	1820	1836
Great Britain	Rhodesworth	TE			2.3	21.0	184.0	1855	1852
Great Britain	Torside	TE			6.7	31.0	270.0	1855	1854
India	Ahraura	TE		556	61	26.0		1954	1954
India	Chickahole	PG (M)					670.0	1966	1972
India	Chitauri								1968
India	Dantiwada	TE/PG	R	6 644	464	61.0	137.5	1969	1973

Anexa 10 - Lista barajelor rupte (ICOLD/1995)

Tara	Denumirea barajului	Tipul		Volumul		H _b (m)	L _b (m)	Anul	
		Baraj	Fund.	Corp baraj (mii mc)	Lac (mil.mc)			C-tiei	Rup.
India	Dhanibara	TE			61	↑ 20.7		1975	1976
India	Guddah	TE				28.		1956	1956
India	Kaddam	TE			215	41.0		1957	1958
India	Kaila	TE	R	427	14	26.3	213.4	1955	1959
India	Kedar Nala	TE		364	17	20.0		1964	1964
India	Khadakwasla	PG (M)			137	33.0		1879	1961
India	Kharagpur	TE			55	24.0		1956	1961
India	Kobodiar (Shetrunji)	TE/PG		552	41	36.0	459.	1965	1955
India	Kundli	PG (M)				45.0		1924	1925
India	Lower Khajuri	TE			45	16.0		1949	1949
India	Machhu-II	TE/PG	R	1105	100	24.7	3 905.0	1972	1979
India	Manivali	TE			4.5	↑ 13.4		1975	1976
India	Nanak Sagar	TE			16.5		19 300.0	1962	1967
India	Pagara	PG			100	↑ 27.5	1 439.0	1927	1943
India	Panshet	TE		2 760	212	49.0		1961	1961
India	Tigra	PG (M)			124	25.9	1 341.0	1917	1917
India	Waghad	TE			17	32.0		1885	1885
India	(Unknown Name)								1981
Italy	Gleno	MV	R		5	35.0	224.0	1925	1923
Italy	Zerbino	PG	R	18	10	16.5	72.0	1925	1935
Japan	Hawaiike	TE	R	25.5	0.22	22.3	82.5	1949	1951
Japan	Irukaike	TE		16.7	19	28.0	724.1	1653	1868
Japan	Komoro	CB	R		0.13	16.0	96.0	1927	1928
Japan	Ogayanindo Tameike	TE	S	41	0.16	24.5	98.9	1944	1953
Korea (S)	Hyogiri	TE	R	32	0.22	15.6	109.5	1940	1961
Lesotho	Mafeteng	TE	R			↑ 23.0	500.0	1958	1988
Libya	Ghattara	TE	S/R	223	5.5	38.5	217.0	1972	1977
Mexico	La Laguna	TE	S/R		4.3	16.0	675.0	1912	1969
New Zealand	Ruahihi	ER	S/R		31	32.0	67 000.0	1981	1981
Nigeria	Baguado	TE		688	22	20.0	2 134.0	1970	1988
Pakistan	Bolan	TE/ER	R	496	90	22.9	535.0	1958	1976
Romania	Belci	TE		220	12	16.0	428.	1963	1991
South Africa	Blyderivier	TE	R	124	2.3	21.6	341.0	1924	1922
South Africa	Elandsdrift	TE	S/R		3.3	28.0	600.9	1975	1974
South Africa	Hans Strijdom Coffe	ER	R	160		18.5	430.0	1980	1977
South Africa	Lesuw Gamka	TE	S		10	15.0	548.0	1920	1928
South Africa	Molteno	TE			0.22	15.0	800.0	1881	1882
South Africa	Smarti Syndicate	TE	R	387	98	28.0	2 802.0	1912	1961
South Africa	Spitskop	TE		261	61	18.0	685.0	1974	1988
South Africa	Xonts	TE/ER	S/R			24.0	500.0	1974	1972
Spain	Leguaseca (Fonsagrada)	MV	R	3	0.02	20.0	70.0	1958	1987
Spain	Odiel	ER	R	94	3.3	35.0	154.0	1970	1963
Spain	Pueates	PG (M)	R		13	69.0	291.0	1791	1802
Spain	Tous	ER	R	4 000	53	69.5	735.0		1982
Spain	Vega de Tera	CB (M)	R		7.3	35.5	270.0	1956	1959
Spain	Xuriguera	PG	R		1.1	42.0	165.0	1902	1944
Sri Lanka	Kantale	TE	R	2 294	136	26.8	2 524.0	1869	1986
Sweden	Noppikoski	TE	R	40	0.7	18.5	175.0	1966	1985

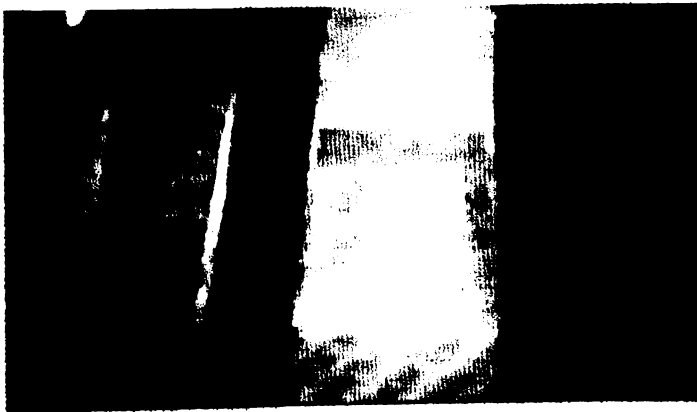
Anexa 10 - Lista barajelor rupte (ICOLD/1995)

Tara	Denumirea barajului	Tipul		Volumul		H _b (m)	L _b (m)	Anul	
		Baraj	Fund.	Corp baraj (mii mc)	Lac (mil.mc)			C-tiei	Rup.
Sweden	Selsfors	CB (M)	S			21.0		1945	1945
Turkey	Elmalı I	PG/TE			1.7	23.0	295.0	1892	1916
USA	Alamo Arroyo site 2	TE	S		6.6	21.0		1960	1960
USA	Anaconda	TE	S	26	0.2	22.0		1893	1933
USA	Angels	PG (M)				15.6	120.2		1395
USA	Apishapa	TE	S/R		24	35.0	178.3	1920	1923
USA	Ashley	CB	S/R	3	0.09	18.0	133.0	1903	1909
USA	Austin I	PG (M)	R			13.3	332.5	1393	1393
USA	Austin II	CB (M)	R	73	21	20.7	353.6	1915	1915
USA	Avalon I	TE/ER				17.5		1893	1393
USA	Avalon II	TE/ER				17.5		1893	1994
USA	Baldwin Hills	TE	S	637	11	71.0	195.0	1931	1963
USA	Balsam	TE	R			18.0	91.4	1927	1929
USA	Bayless	PG	R		1.3	15.8	166.0	1909	1911
USA	Black Rock	TE/ER	R	77	13	21.3	208.0	1907	1909
USA	Bully Creek	ER	R		20	33.1	61.0		1925
USA	Castlewood	ER	R	72	4.3	23.0	133.0	1390	1333
USA	Caulk Lake	TE	R		0.7	20.0	134.0	1950	1973
USA	Cazadero	ER	R		16	21.3	55.0	1906	1965
USA	Chambers Lake I	TE	S/R			15.0	213.4	1855	1891
USA	Chambers Lake II	TE	S/R		10	15.0	243.8	1855	1907
USA	Colley Lake								1963
USA	Corpus Christi	TE	S		79	31.7	1244.0	1930	1930
USA	Cuba	TE			0.49	13.7		1851	1868
USA	Dykstra	ER				13.2			1925
USA	Elwha River	PG	R		9.2	33.0	135.0	1912	1912
USA	Emery	TE	R	19	0.5	16.0	130.0	1850	1966
USA	English	ER	R		13	30.5	100.9	1873	1883
USA	English Water Supply	TE	R		0.61	13.8	148.0	1965	1965
USA	Fred Burr	TE	R		0.63	16.0	99.0	1947	1948
USA	Gallinas	PG (M)	R	2.1	0.23	29.0	210.0	1910	1957
USA	Goose Creek	ER	R			20.0			1900
USA	Graham Lake	TE	S		200	34.1	335.3	1922	1923
USA	Greenlick	TE/ER	R		0.6	19.0	239.0	1901	1904
USA	Hachtown	TE		96	15	13.9	237.7	1908	1914
USA	Hauser Lake I	SP	S/R		66	121.0	192.0	1906	1908
USA	Hauser Lake II	PG	S/R		84	40.0	219.0	1911	1969
USA	Hebron I	TE	S			17.1	1127.3	1913	1914
USA	Hebron II	TE	S			17.1	1127.3	1913	1942
USA	Hell Hole	ER			2.6	30.0		1966	1964
USA	Horse Creek	TE	R		21	15.9	5150.0	1912	1914
USA	Jennings Creek 16	ER	R	50	0.31	16.3	113.4	1960	1964
USA	Jennings Creek 3	ER	R	35	0.43	21.0	92.1	1962	1963
USA	Jumbo	TE	R		30	13.3	1219.2	1905	1910
USA	Lake Barcroft	TE	R		3.1	21.0	62.5	1913	1972
USA	Lake Barcroft	TE	R		0.36	15.0	297.3	1359	1359
USA	Lake Francis I	TE	R	61	2.3	24.0	396.0	1901	1933
USA	Lake Francis II	TE	R					1923	1927
USA	Lake Hemet	TE	R	24	17	43.0	64.0		

Anexa 10 - Lista barajelor rupte (ICOLD/1995)

Tara	Denumirea barajului	Tipul		Volumul		H _b (m)	L _b (m)	Anul	
		Baraj	Fund.	Corp baraj (mii mc)	Lac (mil.mc)			C-tiei	Rup.
USA	Lake Totaway	TE	R		13	18.9	117.3	1902	1916
USA	Lake Vera	ER	R			15.0	51.0	1880	1905
USA	Little Deer Creek	TE	R		1.8	26.0		1962	1963
USA	Littlefield	ER	R			37.0	91.0	1929	1929
USA	Lookout Shoals	TE		6 014	49	24.9	832.0	1915	1916
USA	Lower Idaho Falls	ER/PG	R			15.2	275.0	1914	1976
USA	Lower Otay	ER		107	52	46.6	173.0	1901	1916
USA	Lyman	TE	S		43	19.8	256.0	1913	1915
USA	Mammoth	TE	R		14	23.0		1916	1917
USA	McMahon Gulch	TE			0.03	17.0	137.0	1924	1925
USA	Mill Creek (California)	TE	R		0.30	20.0	84.0	1889	1957
USA	Moyie River	VA	R		0.34	16.0	47.0		1926
USA	Overholser	ER	R		18	16.5	247.0	1920	1923
USA	Owen	TE		71	60	17.1	247.0	1915	1914
USA	Quail Creek	TE			50	24.0	610.0	1984	1988
USA	Schaeffer	TE				30.0	335.0	1911	1921
USA	Sepulveda	TE	R			† 20.0			1914
USA	Sheep Creek	TE	S		1.4	18.0	330.0	1969	1970
USA	Sinker Creek	TE	R		3.3	21.0	333.0	1919	1945
USA	Snake Ravine					19.0		1893	1898
USA	South Fork	TE/ER	R		15	21.9	256.0	1852	1889
USA	St Francis	PG	R		47	62.5	213.0	1926	1928
USA	Stockton Creek	ER		61	0.5	28.0	100.0	1950	1950
USA	Sweetwater Main	TE	R	41	34	36.0	213.0	1911	1916
USA	Swift	TE/ER	S/R	210	37	57.0	225.0	1914	1964
USA	Teton	TE/ER	S/R	7 646		93.0	900.0	1976	1976
USA	Toreson	TE		17	1.4	† 15.0	95.0	1893	1953
USA	Utica	TE	S			21.0		1873	1902
USA	Van Norman Lake	ER	R	2 500	25	43.0	664.5	1921	1971
USA	Vaughn Creek	VA	R			19.	91.5	1926	1926
USA	Wagner Creek	TE			0.74	15.0	93.0	1913	1938
USA	Walnut Grove	ER	R	33	11	33.0	122.0	1888	1890
USA	Walter Bouldin	TE		1 920		50.0	2 268.0	1967	1973
USA	Wesley E. Seale	TE			374	25.0	1 804.0	1933	1965
USA	Whitewater Brook Upper	TE			0.52	19.0	137.0	1949	1972
USA	Wisconsin Dells	ER	R		25	18.0	79.0	1909	1911
USSR	Nizhne Svirskaia	TE	S/R	223	1 190	28.0	1 860.0	1924	1935
USSR	Sargazonskaya	TE			2.7	23.0	510.0	1980	1987
Yugoslavia	Idbar	VA	R	8	1.9	38.0	103.0	1959	1960
Yugoslavia	Ovcar Banja	TE						1952	1965

Anexa 11 - Simularea ruperii unui baraj



Anexa 11 - Simularea ruperii unui baraj



