



*Balogh Edina*

**Árapasztó tározók működésének kockázatalapú elemzése**

**PhD értekezés**

*Témavezető: Dr. Koncsos László egyetemi tanár*

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem  
Építőmérnöki Kar  
2012

<b>1. Bevezetés, problémafelvetés</b>	<b>3</b>
1.1 Árvízveszély egykor és ma	3
1.2 Új kihívások a 21. században	5
1.3 Fejlesztési igények és lehetséges válaszok	6
1.4 Az értekezés tárgya és felépítése	8
<b>2. Szakirodalmi áttekintés</b>	<b>9</b>
2.1 Kockázatszemléletű megközelítés az árvízvédelemben	9
2.1.1 Szemléletváltás az árvízi biztonság értelmezésében	9
2.1.2 Árvízvédelmi rendszer tönkremeneteli valószínűségének meghatározása	16
2.1.3 Árvízkarok meghatározása	21
2.2 Az árvizek szükségértározása	30
2.2.1 Az árvízi szükségértározás fogalma	30
2.2.2 Szükségértározás a magyarországi árvízvédelemben	32
2.2.3 Az árvízi szükségértározás módszertani kérdései	34
<b>3. Az értekezés célkitűzései</b>	<b>42</b>
<b>4. Módszertan</b>	<b>43</b>
4.1 1D hidrodinamikai modell	46
4.2 Elöntési kárfüggvények meghatározása	46
4.3 Árvízvédelmi töltésszakaszok tönkremeneteli valószínűségi modellje	48
4.4 Töltésszakadások vízszintcsökkentő hatásának meghatározása	52
4.5 Kockázatalapú célfüggvény definiálása	54
4.6 Vízszintcsökkenést mérő célfüggvény definiálása	56
4.7 Az optimalizációs probléma megfogalmazása és megoldása	57
4.8 Minta árhullám definiálása	59
<b>5. Mintaterületi alkalmazás</b>	<b>64</b>
5.1 A mintaterület bemutatása	64
5.2 Az 1D hidrodinamikai modell kalibrációja és validációja	66
5.3 Mintaterületi kárfüggvények	68
5.4 A mintaterületi töltésszakaszok tönkremeneteli valószínűségi modellje	69
5.5 Töltésszakadások vízszintcsökkentő hatásai a mintaterületen	72
5.6 Kockázatalapú célfüggvény és vízszintcsökkenést mérő célfüggvény meghatározása	73
5.7 A mintaterületi elemzés eredményei	76
5.8 Az eredmények értékelése	82
<b>6. Az értekezés eredményeinek összefoglalása, tézisek</b>	<b>84</b>
<b>Publikációs jegyzék – Balogh Edina</b>	<b>89</b>
<b>Irodalomjegyzék</b>	<b>91</b>
<b>Köszönetnyilvánítás</b>	<b>98</b>

# 1. Bevezetés, problémafelvetés

## 1.1 Árvízveszély egykor és ma

Az árvizek - a folyók vízjárásának szélsőséges eseményei, illetve a tengerparti áradások - ősi idők óta az emberi civilizáció fejlődésének kísérői. Az ókorban a rendszeres áradások teremtették meg a nagy folyami civilizációk kialakulásának alapjait, a szeszélyes vízjárású folyók esetenként pusztító elöntései ellen azonban folyamatos küzdelem folyt. A technikai-gazdasági fejlődés előrehaladtával az alkalmazkodást mindinkább a környezetalakító, szabályozó magatartás váltotta fel, s az együttélés törekeny egyensúlya megbomlott. Az árterületek elfoglalása, termelésbe való bevonása sebezhetőbbé, kiszolgáltatottabbá tette az embert, s az árvíz fogalma egyre inkább jelentett természeti katasztrófát, mint a saját céljaink elérése érdekében kiaknázzható természeti jelenséget.

Bár az árvízvédelem mind tudományos, mind gyakorlati téren komoly előrehaladást ért el, az árvizek ma is milliókat fenyegetnek világszerte, a Föld teljes lakosságának mintegy 10 %-át (Szlávik, 2002). Napjainkban világszerte növekvő árvízveszélyről, a nagy árvízkatasztrófák számának emelkedéséről beszélhetünk, melyek évente több ezer haláleset és több 10 milliárdos anyagi kár okozói (Kundzewicz et al, 2001). A Nemzetközi Vöröskereszt adatai szerint 1971 és 1995 között az árvizek több mint 1,5 milliárd embert érintettek világszerte, közülük 318 ezer személy életét vesztette, 81 millió pedig hajléktalanná vált az áradások következtében (IFRCRCS, 1997). Az 1990-es években több mint két tucat olyan mértékű árvízkatasztrófa történt, melyek 1 milliárd USD feletti anyagi kárt okoztak, illetve ezernél több emberéletet követeltek. Kiemelkedett ezek közül az 1991-es bangladesi katasztrófa, mely 140 ezer emberéletet követelt, valamint az 1996-ban Kínában pusztító árvíz, amely 26,5 milliárd USD anyagi kárt eredményezett (Kundzewicz et al, 2001). A *Darhmouth Flood Observatory* 2010-ben világszerte 176 árvízi eseményt regisztrált melyek közül 133 elérte az intézet saját skálája<sup>1</sup> szerinti 5-ös, 11 pedig a 7-es szintet (Brakenridge, 2011).

Európában az árvíz vezető helyet foglal el a természeti katasztrófák sorában: az ENSZ felmérése szerint 1947 és 1970 között e kontinensen a természeti katasztrófák okozta halálesetek 54%-a árvízi eseményhez volt köthető. Világszinten ez az arány mintegy 15% volt (Zorkóczy, 1987). Az ENSZ adatai szerint Európában 1987 és 1996 között 100 jelentős árvíz

---

<sup>1</sup>  $M = \text{LOG}(\text{Tartósság} \times \text{Súlyosság} \times \text{Érintett terület})$ , ahol a súlyosság mérőszámának (1;1,5;2) meghatározása a visszatérési időhöz rendelt osztályokba soroláson alapul

zajlott le, közel 4000 halálos áldozatot és több mint 88 milliárd USD anyagi kárt okozva (Szlávik, 2002). 1998 és 2002 között Európa száznál több jelentős árvízeseményt szenvedett el, melyek mintegy 700 emberéletet követeltek, körülbelül félmillió embert kellett kitelepíteni, a biztosított gazdasági veszteségek mértéke pedig meghaladta a 25 milliárd eurót (EC, 2004). Az utóbbi idők egyik legnagyobb európai árvize a Németországot és Csehországot is súlyosan érintő 2002-es elbai áradás volt, melynek során az anyagi kár mértéke Németországban meghaladta a 9,2 milliárd eurót (Verwey, 2007). Szintén jelentős károkkal járt a 2006. évi dunai árvíz, amely a folyó teljes vízgyűjtőterületén 10 halálos áldozatot követelt, mintegy 30 ezer fő kitelepítését tette szükségessé, valamint több mint félmilliárd eurós kárt okozott. A legutóbbi nagyszámú emberéletet is követelő európai árvíz 1997-ben játszódott le az Oderán, ekkor Csehországban és Lengyelországban összesen 114-en vesztették életüket.

Magyarország természetföldrajzi adottságai árvízi veszélyeztetettség szempontjából meglehetősen kedvezőtlenek. Az ország a Kárpát-medence legmélyebb részén helyezkedik el, így számolnunk kell a környező 1000-3000 m magas hegyvidéki vízgyűjtőkről (a Kárpátokból, illetve az Alpokból) érkező – a Duna, a Tisza és ezek 16 nagyobb mellékvízfolyása által szállított – árhullámokkal, melyek rendre árvízi veszélyhelyzetet teremthetnek. Az árvíz által veszélyeztetett terület nagysága (21248 km<sup>2</sup>) a legnagyobb ártéri arányt jelenti Európában (Szlávik, 2003). E terület 97%-a ármentesített, a rendszeresen elöntött ún. nyílt árterek nagysága mintegy 800 km<sup>2</sup> (Halcrow Water, 1999). A teljes ártér 151 ártéri öblözetre tagozódik, melyeket összesen mintegy 4200 km hosszú töltésrendszer véd. Kiemelt fontosságú a Tisza vízgyűjtője, melyhez Magyarország területének 50%-a tartozik (Vágás, 1982), és amely a teljes ártérület nagyságának mintegy 73 %-át (15600 km<sup>2</sup>) kitevő 96 ártéri öblözetet foglal magába (Szlávik, 2003).

Egy 1994-ben elvégzett felmérés adatai szerint Magyarországon az árvíz közel 700 település mintegy 2,5 millió lakosát, az ország megművelhető területének egyharmadát (1,8 millió ha), mintegy 2000 ipari üzemet, valamint a vasútvonalak 32 és a közutak 15%-át veszélyezteti (Somlyódy, 2002 ; Vágás, 2007). Az egyszeri elöntésből eredő kár öblözetenként igen változó képet mutat: míg a gazdaságilag legfejletlenebb öblözetekben az 1 milliárd Ft-ot sem éri el a kár becsült értéke, a szegedi öblözet elöntése esetén 100 milliárd Ft feletti kárértékkel kell számolni. (Halcrow Water, 1999; Koncsos-Balogh, 2007).

A hazai árvízvédekezés kiemelkedő eredményességének köszönhetően az utóbbi évtizedek súlyosabb árvizei (1998 novemberében, valamint 1999, 2000, 2001, 2006 és 2010 tavaszán a Tiszán, illetve 2002-ben és 2006-ban a Dunán) emberéletet nem követeltek, az okozott anyagi kár mértéke azonban rendre jelentős volt. A sikeres védekezésnek köszönhetően gátszakadás nélkül lezajlott 1998. novemberi felső-tiszai árvíz során keletkezett anyagi kár mintegy 4 milliárd Ft-ot tett ki, míg az elkerült kár becsült értéke közel 60 milliárd Ft-ra tehető (Pesel, 2001). Ezzel szemben a 2001. márciusi felső-tiszai árvíz, mely során gátszakadás és ennek következtében a beregi öblözet közel felének elöntése következett be, több mint 100 milliárd Ft-os helyreállítási költséggel járt (Nagy, 2005).

## **1.2 Új kihívások a 21. században**

A 21. században a szélsőséges hidrológiai események, így az árvizek okozta veszteségek szignifikáns növekedésével kell szembenéznünk. A *World Water Council* szerint a szélsőséges időjárási események és árvízi katasztrófák okozta gazdasági kár mértéke az utóbbi 50 évben több mint ötvenszeresére emelkedett. (Eisenreich, 2005). E jelenség oka igen összetett, a kedvezőtlen irányú változás alapvetően három tényezőre vezethető vissza, mégpedig a közvetlen emberi beavatkozások, illetve az éghajlatváltozás hatásaira, valamint az árvízveszélyek kitett területek gazdasági fejlődésére.

A különböző emberi beavatkozások nagyban hozzájárulnak az árvízszintek és tartósságok tapasztalati adatok által mutatott növekedéséhez. Az urbanizációs folyamatok, a felső vízgyűjtő területeken történő erdőirtás, valamint a jelenlegi mezőgazdasági gyakorlat a lefolyás növekedését, a természetes tározókapacitás csökkentését, s ezen keresztül az árhullámok növekedését segítik elő (EC, 2003; Krysanova et al, 2008; Tóth-Ijjas, 2004). A folyók szabályozása, betöltése, majd a gátak folyamatos emelése a hullámtér szűkítése révén szintén növeli az árvízszinteket (EC 2004; Szlávik, 2002).

A közvetlen emberi beavatkozások mellett várhatóan a részben szintén emberi tevékenységre visszavezethető globális éghajlatváltozás is negatív kihatással lesz az árvízi jellemzőkre. Az *Éghajlat-változási Kormányközi Munkacsoport (IPCC)* feltételezése szerint századunk folyamán a középhőmérséklet növekedésével kell számolnunk, ami többek között a tengerek szintjének emelkedéséhez és a csapadékeloszlás megváltozásához vezet (EC, 2003). A változás várhatóan a szélsőségek irányába fog mutatni: a száraz területek még szárazabbá, a humid térségek még csapadékosabbá válnak. A csapadék mennyiségének növekedésével

együtt a szélsőséges, hevesebb csapadékesemények gyakoribbá válása is valószínűsíthető. Mindez az árvizek előfordulási valószínűségének és súlyosságának növekedéséhez vezet (EC, 2004; Kundzewicz et al, 2001).

Az árvízkarok növekedésének további oka az árterek túlzott használatbavétele. A népességnövekedés, illetve gazdasági fejlődés nyomán fokozódó területigény, másrészt a védművekkel kapcsolatos túlzott biztonságérzet következtében az árvíz által veszélyeztetett területeken ma nem kevés lakóépület, komoly gazdasági érték, fejlett infrastruktúra található. Mindez természetesen fokozza a sebezhetőséget, jelentősen növeli az árvízi kockázat nagyságát.

Magyarországon a világszerte megfigyelt tendenciának megfelelően az árvízszintek folyamatos emelkedését, az árvizek gyakoriságának növekedését tapasztalhatjuk. A jelenség hátterében hazánk esetében is elsősorban a vízgyűjtőn folytatott emberi tevékenység, valamint a globális éghajlatváltozás hidrológiai hatása áll. Hazai éghajlati hatásvizsgálatok eredményei alapján a téli lefolyás mértékének akár 10-20%-os növekedésére, ennek következtében az első hóolvadási ár hullámok tetőző vízhozamának jelentős emelkedésére lehet számítani (Nováky, 2002). *Szlávik* (2003) kiemeli, hogy az árvízszintek tapasztalt emelkedésének oka lehet a korábban még elő nem fordult, de nem kizárható időjárási szélsőségek bekövetkezése is, melyeket az eddigi statisztikailag vizsgált adatsorok – rövidegüknél fogva – nem tükröztek. *Schweitzer* (2001) a hullámtéri meder nagymértékű feliszapolódásának árvízszint-növelő hatására hívja fel a figyelmet. Ennek mértéke mérési adatok alapján a 19. századi folyószabályozási munkák megkezdése óta akár az 1-2 méteres vastagságot is elérheti (Nagy et al, 2010). A nemzetközi tendenciának megfelelően az árvízveszélynek kitett vagyoneérték szintén egyre növekszik az árterek egyre intenzívebb használatba vételével. A rendszerváltás utáni földtulajdon-váltások (a hullámtéri területek magántulajdonba kerülése) is tovább növelték a kárérzékenységet (Szlávik, 2002). Mindezen tényezők együttesen az árvízi kockázatok szignifikáns növekedését eredményezik.

### **1.3 Fejlesztési igények és lehetséges válaszok**

Az árvízi kockázatok növekedése újabb fejlesztési igényeket vet fel az árvízvédelemben mind módszertani, mind gyakorlati téren. Az évről évre fenyegető árvizek megfékezése olyan stratégia kidolgozását igényli, mely a rendszer meglévő elemeit újszerű megoldásokkal kombinálva a megfelelő árvízvédelmi biztonság megteremtése mellett az időközben felmerült

újabb igények (pl. tájvédelmi, ökológiai szempontok) kielégítését is biztosíthatja a jövőben. Magyarországon az elmúlt mintegy másfél évtized jelentős veszteségeket okozó tiszai árvizei következtében merült fel az igény a 19. századi, Vásárhelyi Pál nevével fémjelzett Tisza-szabályozás elvein alapuló árvízvédelmi rendszer újragondolására és egy új árvízvédelmi stratégia kialakítására, mely a meglévő rendszer elemeinek megtartása és fejlesztése mellett alternatív megoldásokat is kínál a térség árvízvédelmi problémáinak hosszú távú megoldására (VIZITERV, 2001). Ennek nyomán született meg a *Vásárhelyi-terv továbbfejlesztése (VTT)* címet viselő koncepció, mely a kívánt védelmi szint elérését kétféle műszaki beavatkozás kombinációjával tervezi megvalósítani. A *nagyvízi meder vízszállító képességének javítása* az árhullám minél rövidebb idő alatt történő levezetését szolgálja, a *síkvidéki árapasztó rendszer* kialakítása pedig a nagy árvizek idején biztonságosan le nem vezethető vízmennyiség szabályozott körülmények között való ideiglenes tározását teszi lehetővé (Magyar Köztársaság Kormánya, 2003a; Szigyártó, 2005). Az előirányzott műszaki beavatkozások köre később kibővült a meglévő töltésrendszer kritikus szakaszainak az előírásoknak megfelelő kiépítésével (Magyar Köztársaság Kormánya, 2007). A műszaki fejlesztések célja a Tisza teljes hazai szakaszán a rendkívüli árhullámok csúcsvízszintjeinek 1,0 m-rel való csökkentése (Magyar Köztársaság Kormánya, 2004). A *VTT* az árvízvédelmi műszaki beruházásokon túlmenően integrált terület-és vidékfejlesztési koncepciót is magában foglal (Magyar Köztársaság Kormánya, 2003b).

Szemléletváltásra van szükség az árvízi biztonság fogalmának értelmezésében is: a korábbi determinisztikus megközelítést a biztonság valószínűségelméleti alapon történő értelmezésének kell felváltania, az árvízvédelmi stratégiák kidolgozását, értékelését pedig kockázat-elemzési alapokra kell helyezni (UN-ECE, 2000; Nagy, 2005). A kockázatszemléletű megközelítés szükségességét és alapelveit, valamint az árvíz-kockázati térképek jelentőségét már *Az árvíz-megelőzés, az árvíz-mentesítés és az árvízvédekezés legjobb gyakorlata* című dokumentum (EC, 2003) megfogalmazta európai uniós szinten. Az árvíz-kockázatok kezelésére vonatkozó bizottsági közlemény (EC, 2004), valamint a 2007. október 23-án kibocsátott 2007/60/EK számú irányelv pedig – konkrét követelményeket és határidőket megfogalmazva az árvíz-veszély- és árvíz-kockázati térképek, valamint az árvíz-kockázatok kezelési terveinek kidolgozására vonatkozóan – megteremti az árvíz-kockázatok értékelésének és kezelésének kereteit a tagállamok, így Magyarország számára is (EC, 2007).

Felmerült továbbá az árvízvédelmi tervezést korábban szinte kizárólagosan uraló, de az ok-okozati összefüggéseket és az eddig elő nem fordult eseményeket jellemezni nem képes matematikai-statisztikai módszerek mellett más, korszerűbb technikák alkalmazásának igénye is. Erre válaszként - a numerikus módszerek és a számítógépi kapacitás terén az utóbbi időben tapasztalható fejlődés nyomán - megteremtődött annak lehetősége, hogy a mederbeli lefolyás szimulációját, illetve az árhullámok levonulásának előrejelzését fizikai alapon álló hidrodinamikai modellekkel valósítsuk meg.

#### **1.4 Az értekezés tárgya és felépítése**

A *VTT* koncepció, amely a hosszú távú megoldás egyik fő elemének tekinti a meglévő töltésrendszer kiegészítéseként létesítendő árapasztó tározórendszert, Magyarországon előtérbe helyezi a töltésezett folyók mentén működő szükségtározók működésének kérdéseit. Annak érdekében, hogy a tervezett (és részben már megvalósult) tározórendszer kellően nagy árapasztó hatást érjen el, szükséges a vízkieresztés optimális ütemezésének meghatározása.

Az Európai Unió tagjaként elengedhetetlen továbbá, hogy Magyarországon az árvízvédelem területén végrehajtandó módszertani, illetve gyakorlati fejlesztések az uniós követelményekkel összhangban valósuljanak meg. Az EU árvízvédelmi vonatkozású dokumentumainak központi elemeként megjelenő kockázatszemléletű megközelítés követelménye tehát alapjául kell hogy szolgáljon a hazai kutatási munkáknak is.

Mindezen igények mérlegelése után céлом a töltéssel védett folyók mentén elhelyezkedő szükségtározók működésének kockázatszemléletű elemzése. A tározókba való vízkieresztés maximális hatást biztosító nagyság- és időbeli ütemezésének meghatározását fizikai alapokon álló hidrodinamikai modellek alkalmazásával valósítom meg, kockázatalapú megközelítéssel kezelve a hatás fogalmát. Céлом továbbá a kidolgozott módszertan bemutatása egy közép-tiszai mintaterületen, ahol a *VTT* keretében több szükségtározó is megvalósul.

Az értekezés 2. fejezete az árvízvédelem kockázatalapú megközelítésére, illetve az árvízi szükségtározásra vonatkozó ismereteket tekinti át a hazai és a nemzetközi szakirodalom tükrében. A 3. fejezet az értekezés részletes célkitűzéseit foglalja össze. A 4. fejezet tárgyalja az árvízi szükségtározók működésének vizsgálata során alkalmazott módszereket, míg az 5. fejezet a kidolgozott módszertan mintaterületi alkalmazását és eredményeit mutatja be. A 6. fejezet tartalmazza az értekezés főbb eredményeinek összefoglalását, azok tézisszerű



ismertetését. Az elemzés során alkalmazott optimalizációs algoritmust a *Függelékben* mutatom be.

## 2. Szakirodalmi áttekintés

### 2.1 Kockázatszemléletű megközelítés az árvízvédelemben

#### 2.1.1 Szemléletváltás az árvízi biztonság értelmezésében

A természeti veszélyekkel szembeni védelmi tevékenység a kezdetekben többnyire az „abszolút biztonság” koncepcióján alapult. Az abszolút biztonság elérése elméletileg azt jelentené, hogy az adott hatás nem következik be, illetve bekövetkezése esetén a keletkező károk értéke nulla. Az erre való törekvés azonban hatalmas költségeket emészt fel, jelentős túlméretezésekhez vezet, miközben a veszélyek és károk teljes kizárása elérhetetlen, reális cél csak bizonyos mértékű csökkentésük lehet. Abszolút biztonság nemcsak a természeti veszélyekkel szemben nem valósítható meg, hanem bármely más műszaki létesítmény tervezésekor, sőt tágabb értelemben semmilyen beruházás esetén sem (Szekeres, 2000). A tervezési, döntési folyamat során ugyanis sosem áll rendelkezésre a szükséges információk teljes köre, valamilyen mértékű bizonytalansággal mindig számolnunk kell. A bizonytalanság az alábbi elemekből tevődhet össze (HR Wallingford, 2005):

- a *tudás bizonytalansága*, azaz a fizikai világ működésével kapcsolatos ismeretek hiányosságai,
- a *természet változékonysága*, azaz a való világ működésétől elválaszthatatlan bizonytalanság,
- *döntési bizonytalanság*.

A hagyományos műszaki tervezés a biztonság klasszikus értelmezésén alapul, a létesítményeket egy előírt mértékű biztonsággal kívánja megvalósítani. E felfogásban a biztonság a mértékadó terheléssel szembeni megfelelést jelenti, jellemzésére az ún. biztonsági tényező szolgál (Szlávik, 2003):

$$n = \frac{E}{Q} \tag{2.1.1-1}$$

ahol:

$n$  : a biztonsági tényező,

$Q$  : a mértékadó terhelés,

$E$  : a mértékadó terheléssel szemben fellépő ellenállás.

Egy adott műszaki megoldás a biztonsági előírásoknak akkor felel meg, ha az  $n$  biztonsági tényező az előírt értéket meghaladja.

A biztonság e hagyományos értelmezése azonban nem képes kezelni a mindig jelenlévő bizonytalanságot. Ez különösen problémás lehet olyan esetben, amikor a mértékadó terhelés - jellege miatt - nehezen meghatározható, vagy az ellenállás számítását terhelhetik az alkalmazott módszer hiányosságaiból, illetve emberi tévedésekből adódó hibák. A bizonytalanságok valószínűség-számítási módszerekkel kezelhetők, így a megoldást az jelentheti, ha a műszaki tervezésben a biztonság fogalmának klasszikus értelmezését a biztonság valószínűségi alapon történő kezelése váltja fel, bevezetve a tönkremeneteli valószínűség fogalmát (Szlávik, 2003):

$$p = \int_0^1 f\left(\frac{E}{Q}\right) d\left(\frac{E}{Q}\right) \quad (2.1.1-2)$$

ahol:

$p$  : a tönkremeneteli valószínűség,

$Q$  : a mértékadó terhelés, mint valószínűségi változó,

$E$  : a mértékadó terheléssel szemben fellépő ellenállás, mint valószínűségi változó.

A terhelést és az ellenállást tehát valószínűségi változóként kezeljük, a számítások alapját a hányadosukként értelmezett biztonsági tényező eloszlásfüggvénye képezi.

A biztonság valószínűségi alapon történő kezelése, a tönkremeneteli valószínűség fogalmának bevezetése termeti meg a műszaki tervezés kockázatalapú megközelítésének lehetőségét. A kockázatszámításon alapuló vizsgálatok nemcsak a műszaki biztonságot veszik figyelembe, hanem a védett (gazdasági, szociális, ökológiai) értékekben keletkező károkat is. A kockázat fogalmának bevezetésével tehát egy műszaki és gazdasági jelentést egyaránt hordozó mérőszám jön létre, amely lehetőséget ad eltérő területek összehasonlítására, különböző megoldások rangsorolására is (Nagy, 2005). A lehetséges beavatkozások kockázatalapú rangsorolása történhet a költség-haszon elemzés, vagy a több-szemponjú döntési folyamat módszereivel (HR Wallingford, 2005). A kockázatszámítás matematikai háttere napjainkra kiforrottnak tekinthető, a műszaki tervezésben való alkalmazása azonban igen rövid,

mindössze néhány évtizedes múltra tekint vissza. A kockázat fogalmának műszaki értelmezése még napjainkban sem tekinthető egységesnek.

A FLOODsite Integrált Árvíz-kockázati Elemzés és Árvízkezelési Módszerek című, az Európai Unió által támogatott projekt, mely árvíz-kockázat elemzési, -felmérési, és -méréselési kutatási feladatok megoldását tűzte ki célul (Bakonyi et al, 2007) összegyűjtötte és elemezte a kockázat és más kapcsolódó fogalmak (pl. veszély, sérülékenység, kitettség) műszaki-tudományos életben elterjedt definícióit (HR Wallingford, 2005). Az általánosan elterjedt értelmezés szerint a kockázatot két elemből, egy esemény előfordulási valószínűségéből és az eseményhez köthető hatásból, következményből tevődik össze (HR Wallingford, 2002).

A veszély és a kockázat közötti kapcsolatot leíró *SPRC* (Source-Pathway-Receptor-Consequence) modell alapján a kockázat az alábbi tényezőktől függ (HR Wallingford, 2005):

- a veszély természete és *valószínűsége*,
- a hatásviselők *kitettségének* foka (veszélyeztetett emberek és ingatlanok száma),
- a hatásviselők *érzékenysége* a veszéllyel szemben,
- a hatásviselők *fontossága*, értéke.

A kockázat ezek alapján az alábbi formulával írható fel:

$$\text{kockázat} = f(\text{valószínűség}, \text{kitettség}, \text{érzékenység}, \text{fontosság})$$

A hatásviselők érzékenységét és fontosságát kifejező sérülékenységet és a kitettség fokát együttesen lefedő következmény fogalmának bevezetésével pedig:

$$\text{kockázat} = f(\text{valószínűség}, \text{következmény}) = \text{valószínűség} \times \text{következmény}$$

A hazai műszaki-tudományos gyakorlat a kockázatot hasonlóképpen, a bekövetkezési valószínűség és a károsodás fogadjánál jelentkező veszteség függvényeként határozza meg (Nagy, 2005):

$$\text{kockázat} = \text{tönkremeneteli valószínűség} \times \text{várható kár}$$

Nagy (2005) a kockázatszámítás lépéseit az alábbiakban foglalja össze:

- a veszélyek meghatározása
- a tönkremeneteli mechanizmus becslése
- a tönkremeneteli valószínűség számítása
- a következmények számszerűsítése
- a kockázat meghatározása

Elfogadva azt a tényt, hogy egy bizonyos mértékű kockázat (az ún. „megmaradó kockázat”) a kockázatkezelésre és -csökkentésre vonatkozó intézkedések végrehajtása után is fennmarad, a kockázat mértékének ismeretében döntenünk kell annak elviselhetőségéről vagy elfogadhatatlanságáról. Ennek mértéke minden esetben szubjektív, például egyes nemzedékek körében, illetve különböző földrajzi régiókban nagyon eltérő lehet a megítélés. Szükség van egy ésszerűen megválasztott kockázati szint, az ún. „elfogadható kockázat” mértékének deklarálására, amely felett további biztonsági intézkedéseket hozni értelmetlen. Ennek segítségével dönthetünk kockázatszámítás alkalmazásánál arról, hogy milyen kockázati értékek adnak megfelelő biztonságot. Ez az ún. „elfogadható kockázat” koncepciója, mely az utóbbi években a fejlett országok biztonsági intézkedésekkel kapcsolatos politikájában felváltotta az „abszolút biztonság” koncepcióját. Az adott időperiódusban a társadalom és a természet számára egyaránt elfogadható kockázat meghatározása több-szempon­tú döntési sorozat során lehetséges, melyben a nehezen vagy egyáltalán nem számszerűsíthető károkat (pl. az emberi élet veszélyeztetését, természetvédelmi szempontokat, nemzetközi megállapodásokat) is figyelembe kell venni. Az elviselhető kockázat mértékét az egyes országokban törvényileg szabályozzák, illetve szabványban rögzítik (Nagy, 2001b; Nagy, 2005).

Az árvízvédelmi tervezés azon területek közé tartozik, melyek kifejezetten igénylik a biztonság valószínűségi alapon történő kezelését. A bizonytalanság ugyanis itt mind a terhelés (vízállás és tartósság), mind az ellenállás (földművek és altalaj) oldaláról meglehetősen nagy. Nemzetközi szinten számos példát találunk a kockázatelemzés vízkár-elhárítási döntésekben való alkalmazására. Hollandiában és Nagy-Britanniában például már a 90-es évektől használnak kockázatelemző modelleket ezen a területen (Papp, 1999). Számos ország árvízvédelmi gyakorlatában megvalósult a differenciált védelmi szintek alkalmazásának elve, azaz a védvonalak különböző visszatérési idejű árvízre történő kiépítése a védett érték eltérő mértékének megfelelően. Láthatunk erre példát az USA, az Egyesült Királyság, Hollandia és Németország árvízvédelmi politikájában is (Nagy, 2005).

A hazai árvízvédelmi gyakorlat – a tervezési és ellenőrzési előírásoknak megfelelően – szinte kizárólag biztonsági értékeket és tényezőket alkalmaz (Szlávik, 2003). A biztonság megfogalmazása eljárási szabályokból (pl. tömörségi fok, mentett oldali biztonsági sáv

szélességének előírása) és négy determinisztikus elemből áll, melyek a következők (Nagy, 2005):

- mértékadó árvízszint (100 vagy 1000 éves visszatérési idő alapján),
- magassági biztonság,
- koronaszélesség és rézsűhajlás,
- biztonsági tényező.

A mértékadó árvízszintet, melynek elviselésére az árvízvédelmi műveket méretezni szükséges, hosszas megelőző kutató-elemző munka eredményeként az évi legnagyobb jégmentes árvizek egy bizonyos valószínűségű (átlagos visszatérési idejű) értékeként jelölték ki 1976-ban (VITUKI, 1976). Az azóta eltelt időszakban a mértékadó árvízszinteket felülvizsgálták, s amely szakaszokon ez indokolt volt, megemelték (Szlávik, 2003). Az adott visszatérési időn alapuló mértékadó árvízszint meghatározása az 1970-es években a terhelési oldal valószínűségelméleti alapú definiálását jelentette. A valószínűségi elven meghatározott mértékadó árvízszintet azonban a tisztán determinisztikus módon felvett magassági biztonsággal kombinálták (Nagy, 2005).

A magassági biztonság a töltés koronaszintje és a mértékadó vízszint közötti (előírt, illetve meglévő) különbséget jelenti (Szlávik, 2003). A nemzetközi gyakorlattal ellentétben, ahol a magassági biztonság a műszaki bizonytalanságok csökkentésére szolgál, a magyarországi értékek meghatározását nem csak műszaki szempontok befolyásolták. Egyes szakaszokon (pl. Budapest, Győr és Szeged védvonalain) az előírt érték nagyobb, mint az általánosan jellemző 1 m, bizonyos területek tehát nagyobb biztonságban részesülnek (Nagy, 2005).

Az árvízvédelmi létesítmények tervezésénél és ellenőrzésénél vizsgálandó terhelési eseteket, és az ezekre vonatkozó biztonsági tényezőket korábban az *MSZ-10-429* jelű szabvány (MSZ, 1984) írta elő, jelenleg az *MSZ 15292* szabvány (MSZ, 1999) rögzíti. A biztonsági tényező értéke függ:

- a vizsgált szerkezettől,
- a feltételezett tönkremeneteli módtól,
- a választott árvízszinttől (mértékadó árvízszint / koronaszinttel megegyező árvízszint),
- ősmeder keresztezés jelenlététől.

Az eredő biztonsági tényező az ezek alapján számított egyes biztonsági tényezők szorzatánál nagyobb érték (Szlávik, 2003).

A biztonsági tényező számszerű meghatározhatósága lehetővé tette az *azonos biztonsági tényezőre való kiépítés* elvének alkalmazását. Ez ugyan jelentős előrelépést jelentett a töltések *azonos magasságra és keresztmetszetre történő kiépítéséhez képest* (ami egészen a 20. század második feléig jellemezte az árvízi biztonság megfogalmazását), a társadalmi igazságosság követelményei azonban továbbra sem teljesültek. Az alkalmazott azonos biztonság, azaz az azonos biztonsági tényezőre és azonosan 100 éves visszatérési időre való tervezés ugyanis a nagyobb értékű területek biztonsági szempontból való alulértékelését jelenti. Ezt a hiányosságot néhány kiugróan magas védett gazdasági értékkel rendelkező öblözetben (a Budapestet, Győrt, valamint Algyőt magában foglaló három öblözetben) a magasabb (1000 éves) visszatérési időre való tervezéssel kompenzálták, a differenciált védelmi szintek kiterjesztése, az öblözetek gazdasági fejlettségének megfelelő visszatérési idő alkalmazása azonban nem történt meg (Nagy, 2005). Egy 1980-as évek elején indult kutatási program (melynek célja a magyarországi árvízvédelmi rendszer fejlesztési lehetőségeinek tudományosan megalapozott optimális sorolása volt) felvetette ugyan a kárérzékenység alapján differenciált biztonság szolgáltatásának elvét, az akkori felfogás szerint azonban az államilag garantált egységes alapvédelem minősült társadalmilag igazságos megoldásnak (Szlávik, 2003). A hazai árvízvédelmi tervezésben tehát a differenciált védelmi szintek alkalmazása, a gát állékonyságának valószínűségi kezelésén alapuló *azonos tönkremeneteli valószínűségre való kiépítés* is túlmutató, a mentett oldal társadalmi igényeit és gazdasági fejlettségét is figyelembe vevő *azonos kockázatra való tervezés* gyakorlata egyelőre nem alakult ki.

Összességében megállapíthatjuk, hogy a hazai gyakorlatban az árvízi biztonság meghatározása jelenleg nem korszerű, főként determinisztikus elemeken alapul, a kiindulási adatok megbízhatóságát és a védett terület jellemzőit nem veszi figyelembe (Nagy, 2005). Az árvédelmi biztonság, az elöntési kockázatok megalapozott, hatékony befolyásolásához elengedhetetlen a szemléletváltás, a biztonság valószínűségi alapon történő értelmezése, az árvízvédelem kockázatalapú megközelítése. A megbízhatóságon alapuló tönkremeneteli valószínűség számítására épülő kockázatelemzéssel csökkenthető a gátszakadások száma, illetve azok következménye, és megvalósítható az árvízi biztonság megfogalmazásának jelenlegi legjobb gyakorlata, az azonos kockázatú árvízvédelmi rendszer (Nagy, 2005).

A kockázatalapú árvízi tervezés irányába való elmozdulásra már évtizedekkel ezelőtt történtek lépések. A kockázatszemléletű megközelítés előfutárainak tekinthetjük azokat az 1970-es években kidolgozott indikatív elöntési térképeket, melyek az 1%-os, illetve 1 ‰-es valószínűségű árvíz által a legkedvezőtlenebb gátszakadások következtében maximálisan előállható elöntéseket jelenítik meg (VITUKI, 1977; Tóth-Ijjas, 2004). Ezek a térképek azonban nem rendelkeznek információval a várható vízmélységekre, az elöntés tartósságára, az áramlási viszonyokra, valamint a veszélyeztetett területen bekövetkező károokra vonatkozóan. 1983-95 között átfogó műszaki-gazdasági felmérést végeztek a hazai árvízi öblözetekre vonatkozóan. Ennek keretében meghatározták az egyes öblözetekben a védett gazdasági értékek és a mértékadó árvízi elöntés következtében várható károk nagyságát (ÖKO-VITUKI, 1997; Szlávik, 2003).

A kockázatelemzés eszközeinek alkalmazására való törekvés azóta is folyamatosan jelen van, az utóbbi évtizedben több hazai kutatási projekt (pl. *ÁRVÍZKOCKÁZAT* projekt (Szlávik, 2005), *A Tisza árvízi szabályozása a Kárpát-medencében* (BME VKKT, 2006) és magyar részvételű nemzetközi projekt (pl. *FLOODsite* (Bakonyi et al, 2007), *Tisza River Project* (Jolánkai-Pataki, 2005) foglalkozott a témával.

Napjainkban a szükségszerű szemléletváltás alapját szolgáló módszertani fejlesztések megvalósulását jelentősen ösztönzik az Európai Unió árvízvédelmi vonatkozású követelményei. A *2007/60/EK* irányelvnek megfelelően 2013. december 22-ig minden tagországnak el kell készíteni az árvízveszély- és árvíz kockázati térképeket, az árvíz kockázatkezelési tervek kidolgozásának határideje pedig 2015. december 22. A térképeknek azonosítaniuk kell a kis, közepes és nagy kockázatú területeket, beleértve azokat is, ahol az árvíz bekövetkezése szélsőséges természeti jelenségnek minősülne. Meg kell jeleníteniük a várható vízmagasságra, az esetleg érintett gazdasági tevékenységekre, a veszélyeztetett lakosok számára és az esetleges környezeti károokra vonatkozó adatokat (EC, 2007). A kezelési tervek kidolgozása során törekedni kell a hosszú távú stratégiai megközelítésre, valamint a természeti folyamatokat hasznosító lehetőségek előtérbe helyezésére (EU, 2004). Figyelembe kell venni továbbá az egyes régiók sajátosságait, az árvizek okainak és következményeinek területenként eltérő jellegét. Törekedni kell a vízgyűjtők szintjén összehangolt megoldásokra, a szolidaritás elvének érvényesülésére, a felelősség méltányos megosztására (EC, 2007).

### 2.1.2 Árvízvédelmi rendszer tönkremeneteli valószínűségének meghatározása

Az árvízvédelmi rendszerek kockázatszámításának alapját a valószínűségi elven alapuló méretezési eljárások adják. A töltésrendszerek biztonsági alapú elemzésének elméleti alapjait körülbelül 30 éve dolgozták ki (lásd pl. Duckstein - Bogardi, 1981). Azóta számos kutatás folyt a geotechnikai megbízhatósági analízis területén (pl. Vrouwenvelder, 1987; Nagy, 1998, 2001a), napjainkban pedig már e módszerek gyakorlati alkalmazására is láthatunk példákat (pl. USAC, 2002).

A korábbi gyakorlat tisztán determinisztikus, illetve semi-valószínűségi méretezési eljárásaival szemben a valószínűségi elven (a megbízhatóság alapján) történő méretezés mind a terhelés, mind a védőképesség oldalát sztochasztikus alapon kezeli, lehetővé téve így a bizonytalanságok figyelembe vételét, mind a kiindulási paraméterek hibáira, a számítási- és modellhibákra, mind az emberi tényezőre vonatkozóan. A valószínűségi elven való méretezés alkalmazása éppen ezért különösen előnyös a sok bizonytalansággal terhelt árvízi tervezésben.

A terhelés és a védőképesség közötti kapcsolatot e rendszerben az ún. biztonsági tartalék fejezi ki, ami szintén valószínűségi változó (Nagy, 2005):

$$SM = R - Q \quad (2.1.2-1)$$

ahol:

$SM$  : biztonsági tartalék,

$R$  : „ellenállás”

$Q$  : „terhelés”.

A tönkremeneteli valószínűség annak valószínűségét fejezi ki, hogy a terhelés nagyobb, mint az ellenállás (Nagy, 2005):

$$p_f = P(Q > R) = P[(R - Q) \leq 0] = P(SM \leq 0) \quad (2.1.2-2)$$

ahol:

$p_f$  : tönkremeneteli valószínűség.

Árvízvédelmi gátak esetében feltételezzük, hogy a terhelési és az ellenállási oldal független egymástól. Bár tartósan magas vízállás esetén a töltés és az altalaj vízzel telítődik, így a



nyírószilárdsági értékek módosulásával változik az ellenállási oldal, azonban a laboratóriumi kísérletek során telített mintákat vizsgálnak, így a számításban ez nem jelent különbséget (Nagy, 2005).

Az árvízvédelmi gát tönkremeneteli valószínűségének meghatározásához ismernünk kell a gát egyes részeinek tönkremeneteli valószínűségét. A gát tönkremenetelének valószínűsége ezen értékek függvényeként írható fel (Nagy, 2005):

$$p_{gát} = f(p_{töltés}, p_{altalaj}, p_{mt}) \quad (2.1.2-3)$$

ahol:

- $p_{gát}$  : az árvízvédelmi gát tönkremeneteli valószínűsége,
- $p_{töltés}$  : a töltés (magában foglalva a magaspártot is) tönkremeneteli valószínűsége
- $p_{altalaj}$  : az altalaj tönkremeneteli valószínűsége,
- $p_{mt}$  : a műtárgy és közvetlen környezetének tönkremeneteli valószínűsége.

A tönkremeneteli valószínűség számításának alapegységei az árvízvédelmi gát azonos viselkedésű szakaszai, az ún. tönkremeneteli elemek (Nagy, 2005). Ezek keresztmetszete, szerkezete, talajadottságai valamint árvíz alatti viselkedése a teljes hosszuk mentén azonosnak tekinthető. Az egyes tönkremeneteli elemek a mértékadó keresztmetszelvénnyel jellemezhetők.

A mértékadó keresztmetszelvény tönkremeneteli valószínűségét az egyes tönkremeneteli mechanizmusokra vonatkozóan határozhatjuk meg. A hazai árvízvédelmi gátaknál Nagy (2005) 17 számottevő tönkremeneteli mechanizmust különböztet meg, melyeket az alábbi csoportokba sorol: meghágás, gátszakadás árvízvédelmi jelenséggel, vízdali elmosás, elhabolás, egyéb tönkremenetel. A FLOODsite projekt keretében a hidraulikai terhelésből adódó tönkremeneteli mechanizmusok alábbi csoportjait definiálták (HR Wallingford, 2007):

- a vízszintkülönbségből adódó tönkremeneteli módok (pl., rézsűcsúszás, felületi erózió, átbukás)
- a hullámterhelésből adódó tönkremeneteli módok (pl. rézsű erózió, lokális felületi tönkremenetel, meghágás)
- az oldalirányú sebességből adódó tönkremeneteli módok (pl. a rézsűvédelem alsó részének eróziója).

A hidraulikai terhelés hatása mellett a FLOODsite tanulmány egyéb tényezők figyelembe vételét is javasolja, mint pl. a hajók által keltett áramlás és hullámzás, a föld alatti állatok

töltéstartásra káros hatása, az emberi tényező (lopás, vandalizmus), valamint a jég, illetve törmelék okozta hatások.

A tönkremeneteli valószínűség meghatározásának számos módszerét ismerjük, Nagy (2005) ezeket az alábbiakban foglalja össze:

- műszaki becslés,
- megtörtént események statisztikájának alkalmazása,
- döntési fa alkalmazása,
- Monte-Carlo szimuláció,
- számítás
  - a hagyományos biztonsági tényező statisztikai értékelésével,
  - talajfizikai adatok alapján, a teljes számítás valószínűségelméleti alapokra való helyezésével.

Utóbbi számítási eljárás menete a következő:

- a szükséges talajmechanikai jellemzők számítása,
- az extrém értékek kiszűrése matematikai statisztikai módszerekkel,
- az eloszlás típusának meghatározása,
- a szükséges talajmechanikai jellemzők várható értékének, szórásának és variációs tényezőjének számítása,
- a biztonsági tartalék meghatározása,
- a tönkremeneteli valószínűség számítása.

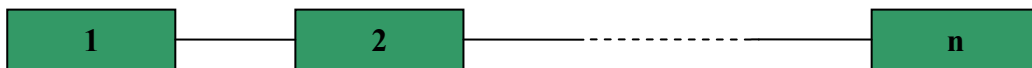
Nagy (2005) részletesen kidolgozta a hazai árvízvédelmi gátak jellemző tönkremeneteli mechanizmusaihoz tartozó tönkremeneteli valószínűségek egy keresztmetszvényben való meghatározásának módszerét. Figyelembe véve a rendelkezésre álló adatok körét:

- az *altalajtörésből* és a *meghágásból* származó tönkremeneteli valószínűséget a fent ismertetett számítási eljárással határozza meg,
- a *töltésrészű* tönkremeneteli valószínűségét - megfelelő mennyiségű és minőségű adat hiányában – matematikai modellezéssel, Monte-Carlo szimuláció alkalmazásával becsüli,
- a *földmű elhabolása*, illetve a *koronán történő átcsapás* következtében bekövetkező tönkremenetel valószínűségének becslésére a döntési fa, illetve a történelmi események statisztikájának alkalmazását javasolja,

- a töltés átázásával, a vízdali elmosással, a humán tevékenységgel összefüggő tönkremenetel valószínűségét, valamint a műtárgyak tönkremenetelének valószínűségét történelmi események statisztikai alapján javasolja meghatározni.

A mértékadó keresztshelvényt, s így a tönkremeneteli elemet jellemző tönkremeneteli valószínűség az egyes tönkremeneteli mechanizmusokra vonatkozóan számított tönkremeneteli valószínűségek eredőjeként határozható meg. Nagy (2005) itt elhanyagolja az egyes tönkremeneteli mechanizmusok egyidejűségét, illetve egymást erősítő hatását.

Az elágazásmentes, sorosan kapcsolt árvízvédelmi elemek együtteseként definiált árvízvédelmi vonal (2.1.2-1 ábra) tönkremeneteli valószínűsége az egyes tönkremeneteli elemeket jellemző mértékadó keresztshelvények tönkremeneteli valószínűségei alapján becsülhető.



2.1.2-1 ábra: Sorosan kapcsolt árvízvédelmi elemek rendszere

A leggyengébb láncszem elve alapján a rendszer tönkremenetelének valószínűsége az egyes elemek tönkremeneteli valószínűségei közül a legnagyobbal egyenlő (Nagy, 2005):

$$P_{rendszer} = \max_i p_i \quad (2.1.2-4)$$

A sorbakapcsolt elemek rendszerének megbízhatósága Bogárdi (2004) megfogalmazásában:

$$R_S = P(E_1 \cap E_2 \cap \dots \cap E_n) \quad (2.1.2-5)$$

ahol:

$R_S$  : a rendszer megbízhatósága,

$E_1, E_2, \dots, E_n$  : biztonság események.

Amennyiben az egyes elemeket függetleneknek tekintjük:

$$R_S = P(E_1) \cdot P(E_2) \cdot \dots \cdot P(E_n) = \prod_{i=1}^n R_i \quad (2.1.2-6)$$

ahol:

$R_i$  : az egyes elemek megbízhatósága.

Belátható, hogy a rendszer megbízhatósága az elemek számának növekedésével gyorsan csökken, és a leggyengébb elem megbízhatóságánál mindig kisebb, vagy legfeljebb azzal egyenlő lesz:

$$R_S \leq \min_i \{R_i\} \quad (2.1.2-7)$$

Ezek a megközelítések a tönkremeneteli valószínűség felülbecsléséhez, ezáltal túlméretezéshez vezetnek. Valójában ugyanis a töltés megbízhatóságát befolyásoló talajfizikai paraméterek (pl. vízáteresztő képesség) térbeli korrelációt mutatnak, azaz statisztikailag nem függetlenek.

Ditlevsen (1979) a sorbakapcsolt elemek rendszerének tönkremeneteli valószínűségét alsó és felső korláttal közelíti:

$$\sum_{j<i} (p_i - \max p_{ij}) \geq p_{rendszer} \geq \sum_{j<i} (p_i - \sum p_{ij}) \quad (2.1.2-8)$$

ahol:

$$p_{ij} = p (SM_i < 0 \text{ vagy } SM_j < 0) \quad (2.1.2-9)$$

Nagy (2005) árvízvédelmi vonal tönkremeneteli valószínűségének meghatározására a tönkremeneteli elemek Ditlevsen formulával való összefűzését, vagy az egyes tönkremeneteli mechanizmusok hagyományos biztonsági tényezőjének, mint valószínűségi változónak hossz-szelvény szerinti értékelését javasolja.

A teljes árvízvédelmi rendszer soros és párhuzamos elemek együttese (árvízvédelmi gátak, lokalizációs töltések, körgátak). Az árvízvédelmi rendszer párhuzamos elemei nem kapcsoltak. Tönkremeneteli valószínűségük meghatározásánál a helyi viszonyok mérlegelésével két módszer közül választhatunk (Nagy, 2005):

- ha az első gát átszakadása esetén a második gátra ugyanakkora valószínűségű terhelés jut, mint az elsőre (a két gát közötti terület gyorsan feltöltődik): a párhuzamos elemek közül a nagyobb ellenállású árvízvédelmi vonal megbízhatósága a mérvadó,
- ha a második gátra kisebb valószínűségű terhelés jut (a két gát közötti terület csak részben töltődik fel): a második gátra meg kell határozni a várható vízállás valószínűségeket, ennek ismeretében értékelhető a megbízhatóság.

Az árvízvédelmi rendszer tönkremeneteli valószínűsége alapján a vízállás valószínűségének ismeretében számítható egy adott öblözet elöntési valószínűsége, a megfelelő kárfüggvények alkalmazásával pedig az árvízi kockázat értéke is becsülhető.

### **2.1.3 Árvízkarok meghatározása**

A tönkremenetek bekövetkezésének valószínűsége mellett az árvízi kockázat másik komponense, így a kockázatszámítás kiindulási paramétere a várható árvízkar, amit a károsodás elszennvedőjénél jelentkező – számszerűsíthető és nem számszerűsíthető - veszteségek összességéként definiálhatunk (Nagy, 2005). Jelen fejezet az árvízkarok lehetséges típusait, és azok meghatározásának módszertani alapjait mutatja be a vonatkozó hazai és nemzetközi szakirodalom alapján.

#### **2.1.3.1 Árvízkarok típusai**

Az árvizek gazdasági hatásainak egy napjainkban elterjedt felosztását Tóth (1993) az alábbiakban foglalja össze:

- *közvetlen gazdasági hatások:*
  - *vagyontárgyak károsodása* a vízzel való érintkezés, illetve a védekezési tevékenység következtében,
  - a védekezéssel és az elöntéssel közvetlenül összefüggő *termelés-csökkenésből adódó károk,*
  - *az árvízvédekezés költségei,*
  - *a mentés és kiürítés költségei,*
- *közvetett gazdasági hatások:* az elöntés által közvetlenül nem, de az egymás közötti forgalom csökkenése miatt érintett gazdasági szereplőknél jelentkező károk,
- *fel nem mérhető, monetáris értékkel nem leírható hatások* (pl. az emberi egészséget és biztonságot érintő hatások: árvíz okozta haláleset, személyi sérülés, érzelmi trauma, ellátási zavarok az egészségügyi intézményekben okozott károk miatt... stb).

A *Halcrow Water* által vezetett, a magyarországi árvízvédelem fejlesztési lehetőségeit vizsgáló kutatási projektben a számszerűsíthető károk két nagy csoportját a *települési* és a *mezőgazdasági károkban* határozták meg, előbbieik közé sorolva a *lakásokban* és az azokban található *ingóságokban keletkezett károk* mellett a *nem lakáscélú létesítmények* (pl. szálláshelyek, vendéglátóhelyek) *veszteségeit*, valamint az *ipari és kereskedelmi eszközökben és készletekben keletkezett károkat* (Halcrow Water, 1999). A tanulmány a számszerűsíthető

értékek közé sorolja továbbá a *közvetett termelési károkat*, a *szállítási vonalakban esett közvetlen károkat* és a *védekezés*, illetve a *kiürítés költségeit*. A pénzbeli értékkel nehezen vagy egyáltalán nem jellemezhető tényezők közül pedig az alábbiakat emeli ki:

- *életbiztonság*,
- *nemzetközi, nemzeti és regionális jelentőségű természeti és történelmi értékek*,
- *stratégiai / kulcsfontosságú ipari létesítmények* (pl. elektromos, gáz és távfűtő szolgáltatók, nagyobb víz- és csatornaművek, vegyipari üzemek),
- *szállítási vonalak* (autópályák, főutak, vasútvonalak),
- *potenciálisan érintett szennyező-források* (pl. szennyvíztisztítók, nagyobb hulladéklerakók).

Pesel (2001) az 1998. novemberi felső-tiszai árvíz elemzése keretében a számszerűsíthető árvízkárok csoportjait az alábbiakban határozza meg:

- *közművekben és épületekben keletkezett károk*,
- *közutakban keletkező károk*,
- *mezőgazdasági károk*,
- *vízügyi létesítmények* (árvízvédelmi és folyószabályozási művek) *kárai*.

A vízügyi létesítményekben esett károk külön csoportként való definiálását indokolja, hogy a gátszakadással nem járó árvíz által okozott anyagi kár jelentős részét, a mintegy 4 milliárd forintnyi kár több mint egynegyedét ezek helyreállítási költségei tették ki. A nem számszerűsíthető árvízkárok köre Pesel (2001) szerint:

- *az emberi élet veszélyeztetettsége*,
- *a veszélyeztetettség érzése*, mely a pszichés teher mellett a migráció felerősödéséhez, valamint az érintett ingatlanok forgalmi értékének csökkenéséhez vezethet,
- *emberi egészségkárosodás*,
- *ökológiai értékekben keletkező károk*.

Az angol *Flood Hazard Research Center (FHRC)* 2005-ben közreadott döntéstámogató rendszerében az alábbi kársoportokkal számol (FHRC, 2005):

- *lakossági károk*, beleértve az épületszerkezetekben és berendezésekben esett károk mellett a lakosságot érő nem anyagi hatásokat is (fizikai, illetve pszichikai jellegű egészségügyi hatások),
- *nem-lakossági károk*,

- *ipari és infrastrukturális károk*
- *mezőgazdasági károk,*
- *környezeti károk.*

Az Európai Unió árvíz kockázatok kezelésére vonatkozó dokumentumai (EC, 2004; EC, 2007) a gazdasági és szociális értelemben elszenvedett károk mellett kiemelik az árvizek lehetséges negatív környezeti hatásait, mint például a szennyvíztelepek, toxikus anyagot tároló létesítmények elöntésének következményeit, a vizes élőhelyek potenciális károsodását, a biológiai sokféleség csökkenésének veszélyét.

#### *2.1.3.2 Árvíz károk meghatározásának módszertani alapjai*

Az árvízi elöntésből keletkező károk ténylegesen bekövetkezett kiöntés esetén felmérhetők, feltételezett események várható kárainak meghatározásánál azonban becslési módszerekre kell támaszkodnunk. Az árvíz károk kellő pontosságú, megalapozott becslése igen nehéz feladat. Az elsődleges problémát az információhiány jelenti, melynek mértéke országonként, sőt akár azon belül is eltérő lehet. Az árvíz károk becslésére vonatkozóan - részben épp a rendelkezésre álló információk területileg eltérő jellege miatt - jelenleg nincs egységesen elfogadott módszer. Korábbi gátszakadások, illetve árvízi elöntések statisztikai segítséget jelenthetnek a várható károk becslésénél (Nagy, 2005).

A számszerűsíthető árvíz károk becslése a védett gazdasági értékeken alapul. A károk származtatása a védett gazdasági értékekből történhet egyszerűen egy bizonyos kárhányad figyelembe vételével, vagy kárfüggvények segítségével. Előbbi esetben a kár nemzetközi szakirodalmi adatok alapján a védett gazdasági érték 30-40%-ára becsülhető, de az arány természetesen erősen függ a védett érték jellegétől és az elöntési folyamattól (Nagy, 2005). Pesel (2001) az 1998. novemberi felső-tiszai árvíz során a védekezéssel megakadályozott károk elemzésénél az érintett vagyon 20-30%-os károsodásával számol. A kárfüggvények a kárhányadot az elöntés jellemzőinek függvényében (pl. elöntési mélység, elöntés tartóssága, vízsebesség) adják meg (Nagy, 2005). Az egyes elöntési paraméterek hatása kártípusonként eltérő: az ingatlankárok mértékét például döntően az elöntési mélység befolyásolja, míg a mezőgazdasági károk esetében az elöntés tartóssága és bekövetkezésének időpontja a meghatározó.

A nemzetközi gyakorlatban az *ingatlanokban és ingóságokban esett károk* becslésére többnyire arányos, illetve standardizált elöntési mélység-kár görbéket alkalmaznak. Arányos mélység-kár görbék akkor állíthatók elő, ha a veszélyeztetett ingatlanok jellegéről és értékéről elegendő információ áll rendelkezésre, ellenkező esetben standardizált görbék alkalmazhatók. Előbbiek a veszteséget az ingatlan értékének arányában, utóbbiak ingatlanonként, vagy az ingatlan négyzetméterére vetítve adják meg. Az FHRC (2005) által kidolgozott eljárás például a lakossági célú ingatlanokban és ingóságokban esett károkat, valamint a közösségi létesítmények kárait is vízborítási mélység - fajlagos kár görbék alapján becsli. A módszer az elöntési mélységen, a veszélyeztetett ingatlan, illetve ingóság értékén és kárérzékenységén túl figyelembe veszi az elöntés időtartamát, valamint az árvízi riasztás kármérséklő hatását is.

A *mezőgazdasági kár* mértéke az elöntés időpontján és tartósságán kívül nagyban függ az elöntött termény fajtájától is. A mezőgazdasági károk becslése történhet a növénykultúránként meghatározható ráfordított költség, illetve kieső haszon alapján. A terményveszteség aránya az elöntés időpontjának és tartósságának függvényében növénykultúránként ún. veszteségfüggvényekkel adható meg.

Az *ipari javakban keletkező károk* megfelelő térbeli szinten rendelkezésre álló ipari vagyonérték adatok alapján becsülhetők mélység-kár görbék alkalmazásával. Ilyen adatbázis hiányában a becslés történhet például az iparban foglalkoztatottak száma, vagy az ipari teljesítmény alapján.

Magyarországon a *2.1.1 pontban* említett, 1983-1995 között lezajlott műszaki-gazdasági felmérés során minden öblözetre meghatározták a veszélyeztetett nemzeti vagyont és a bruttó termelési értéket, majd ezek alapján becsülték az egyszeri 1%-os elöntés következtében várható árvíz-kár mértékét. Az árvíz-kár meghatározásánál figyelembe vették a vagyontárgyak károsodását, a termelés-csökkenés mértékét, valamint a védekezési, mentési és kiürítési költségeket (Szlávik, 2003).

A Halcrow Water (1999) a magyarországi adottságok figyelembe vételével kidolgozott települési kárfüggvényeinek alapjául a külföldi országokban használatos (épületszerkezeti, illetve a háztartási ingóságai károkra vonatkozó) arányos mélység-kár görbék közül a japán görbét választotta. (Az amerikai görbék alkalmazását az ott jellemző könnyű favázás építési



mód miatt, az Egyesült Királyságra vonatkozó görbéket pedig a Magyarországon várhatóanál nagyobb kárértékek miatt kellett elvetni.) A japán arányos mélység-kár összefüggések alapján 5 mélység-osztályközre (0,0-0,5 m; 0,5-1,0m; 1,0-2,0m; 2,0-3,0m és >3,0m) vonatkozóan adták meg a különböző vagyon típusokra az arányos veszteséget. A városi területekre, különböző épületosztályokra és épületbeli vagyontárgyakra vonatkozó statisztikai adatok, a területhasználati információk (CORINE) és a mélység-kár összefüggések ismeretében meghatározhatóak a különböző elöntési mélységekhez tartozó települési károk. Az eljárás lépései a következők:

- települési területhasználatok azonosítása (CORINE),
- a kockázatnak kitett érték meghatározása (statisztikai adatbázis),
- az elöntési vízszintek és a kockázatotott érték ismeretében a települési területhasználatú terület egységekre az árvíz kár meghatározása (mélység-kár görbék alapján),
- a terület egységekre számított károk összegzése.

Településszintű ipari vagyonérték adatok hiányában az ipari javakban keletkező károk meghatározását a Halcrow Water (1999) az iparban foglalkoztatottak számára alapozta, egy adott településen fellépő ipari károk mértékét az egy foglalkoztatottra eső átlagos vagyonértéknek és az adott településen az iparban foglalkoztatottak számának szorzataként definiálva. Az ipar és a kereskedelem közvetett kárainak becsült értéke az elöntési tartósság és a napi teljes hozzáadott érték szorzataként került számításra.

A mezőgazdasági károk mértéke az elöntött termény fajtájától függ, a rendelkezésre álló területhasználati információk azonban művelhető területek különböző terményei között nem tesznek különbséget. A Halcrow Water (1999) a mezőgazdasági károk számításához ezért első lépésben az ország 35 agroökológiai régiójára jellemző növény szerkezetet és terméshozamot határozta meg az adott területre jellemző talajviszonyok, termőhely alkalmasság és termelési hagyományok alapján. A vizsgált 21 növénykultúra termelési költségei (állandó és változó költségek) és értékesítési árai, valamint a vetésforgó és a terméshozam alapján, a szubvenciók és egyéb mezőgazdasági támogatások levonásával meghatározhatóak a nettó bevételek. A vizsgált kategóriák (az egyes kultúrák kisebb termény osztályokba sorolásával, az egyes osztályokon belül a meghatározott bevételek átlagolásával) a következők: extenzív gyepek, intenzív gyepek, takarmánynövények, gabonafélék, olajos növények, gumós növények, zöldségfélék.

A kultúránkénti kár az elöntés tartósságától és bekövetkezésének időpontjától függ. E tényezők figyelembe vétele ún. veszteségfüggvényekkel történik, melyek adott elöntési időtartamra, a bekövetkezés hónapjának függvényében megadják egy adott növényi kultúra hozamvesztésének %-os értékét. Ennek segítségével számíthatók az egy hektárra vonatkozó növénykultúránkénti árvízkarok, a gazdálkodás módjának (extenzív vagy intenzív) függvényében. (Az intenzív és extenzív gyepművelés esetén más módszerrel történik a veszteségek meghatározása: mivel ezek az állattenyésztés alapanyagai, a bennük esett kár a takarmány kiváltásának költségeként veendő figyelembe.)

Az *ÁRVÍZKOCKÁZAT* projekt keretében az árvíz-kockázati térképezéshez kidolgozott kárszámítási modul a Halcrow - tanulmány (Halcrow Water, 1999) ismertetett módszertanán alapul, továbbfejlesztve annak egyes elemeit (Szlávik, 2005). A modell a lakóterületeken bekövetkező károk becslésénél például a japán arányos mélység-kár görbéket az urbanizáció mértékét (nagyvárosias, kisvárosias, kertvárosias, falusias, vegyes, üdülő és különleges területek) és az épületszerkezetek állagát (pl. épület kora, építőanyag típusa, építés módja, vízállóság...stb) jellemző tényezőkkel súlyozva finomítja.

A *BME VKKT 2002-2006 között A Tisza árvízi szabályozása a Kárpát-medencében* című NKFP projekt keretében dolgozott ki Magyarországra vonatkozóan elöntési kárfüggvényeket, melyeket az árvízi veszély- és kockázati térképezésre és kockázatkezelési tervezésre vonatkozó uniós irányelv (EC, 2007) célkitűzéseit megvalósítani hivatott *Metodikai projekt Kockázati alprojektjének* keretében fejlesztett tovább (BME VKKT, 2006; KSZI - BME Konzorcium, 2010). A módszertan a lakossági, ipari és mezőgazdasági kárfüggvények kidolgozása mellett a vonalas infrastruktúrában, a közösségi és nem lakás célú létesítményekben esett károk, valamint a kitelepítési költség meghatározására ad eljárást. A károk becslésének alapja az elöntési modellezéshez szükséges finomabb területi felbontás összekapcsolása a térségről rendelkezésre álló társadalmi-gazdasági információk települési, vagy település csoportokra összesített formában rendelkezésre álló adataival. Ennek megvalósítása különböző mértékű arányosítások, információhiány esetén szükségszerűen aggregáció alkalmazásával történik. A kidolgozott kárszámítási algoritmusokban felhasznált statisztikai adatok nyilvánosan hozzáférhető adatbázisokból származnak (pl. KSH statisztikai évkönyvei, illetve népszámlálási adatai).

A *lakossági ingatlankárok* meghatározása a települési, illetve kistérségi bontásban rendelkezésre álló statisztikai adatbázisok épületszámra, falazattípusra (tégla vagy vályog), valamint épületmagasságokra (épületek emeletszám szerinti megoszlására) vonatkozó információin alapul (BME VKKT, 2006; KSZI - BME Konzorcium, 2010). A megközelítés feltételezi, hogy a különböző épülettípusok megoszlása egy-egy településen belül nem koncentrálódik, hanem egyenletes eloszlást mutat. Az elöntés által érintett lakossági ingatlankör nagyságát a település nagysága és a településből az elöntéssel érintett terület nagyságának aránya alapján állapítja meg a kárszámítási algoritmus. A kárhatás nagyságát a falazattípus, az emeletszám, az elborítási mélység és időtartam, valamint az áramlási sebességtér befolyásolja. A kárbecslés alapját – a korábbi gyakorlattól eltérő újszerű felfogás szerint – a helyreállítási költség képezi. Vályogházak esetében a lábazati magasság feletti elöntés következményeként a modell teljes újjáépítési költséggel számol, aminek számítása megyei és településtípus besorolás alapján meghatározott átlagos lakásnagyság és négyzetméterár alapján történik. A téglából épült házak részleges károkat szenvednek el az elborítás magasságának, az áramlási sebességnek és elöntési tartósságnak a függvényében. A károk meghatározása az elborítás függvényében feltételezett helyreállítási munkák költségeként történik. Az egyes szerkezeti elemek cseréjének, illetve javításának költségei szakértői becslésen alapulnak, a fajlagos helyreállítási költségeket az árváltozások miatt rendszeresen aktualizálni szükséges.

Az *ingóságokban esett lakossági károk* meghatározása a háztartások felszereltségére (bútorzat, tartós fogyasztási cikkek) vonatkozó statisztikai adatokon alapul (BME VKKT, 2006). Az elöntési károk becslésének alapja az ingóságok pótlási költsége. A becslés alsó és felső határaként a számítási modell az egyes fogyasztási cikkekre jellemző árkategóriákból egy alacsony és egy magas pótlási szintet alkalmaz. A figyelembe vett tartós fogyasztási cikkek körének lehatárolása az előfordulási gyakoriság és a vagyoni érték alapján történt. Az elöntési károk az elborítási magasság függvényeként számíthatóak, figyelembe véve adott típusú ingóság jellemző magassági elhelyezkedését.

Az *ipari károk* becslése az ipari eszközpark területi elhelyezkedését leíró információk hiányában az ipari teljesítmény és az ipari övezetnek besorolt területek egy hektárjára eső érték közötti kapcsolat megteremtésén alapul (BME VKKT, 2006). A termelőeszközökben bekövetkező károk becslése abból indul ki, hogy közgazdaságtani szempontból egy eszköz értéke a jövőben várható jövedelemtermelő képességével azonos. A becslés folyamata ezért

első lépésben az ipari jövedelemtermelő képességre irányul. Az országos évi ipari jövedelemtermelés az ipar összegzett árbevétele és a bevételarányos, éves adózás előtti eredmény tapasztalati értékei alapján becsülhető. Az egyes területek közötti értékkülönbségek az ipari termeléssel kapcsolatban megyei szinten, illetve településtípusokra vonatkozóan rendelkezésre álló statisztikai információkkal arányosíthatóak. A becsült országos évi ipari jövedelemtermelés értékének földrajzi megosztása az alábbi három lépésben történik:

- az ipari termelés értékének megyék közötti felosztása,
- megyénként az ipari érték településkategóriák szerinti megoszlásának becslése a helyben foglalkoztatott ipari lakosság településkategóriák szerinti összegzett létszámának aránya alapján,
- a megyénkénti településkategóriákra vonatkoztatott érték vetítése az adott alcsoportban található iparterület nagyságra.

Az arányosítás segítségével megjeleníthetőek az ipar koncentrációjában jelentkező átlagos területi különbségek. A módszerben a községek külterületén található, nagy egyedi értékű ipari létesítmények esetében van jelen a hiba lehetősége, mivel ezek a létesítmények – környezetükhöz képest - inkább kivételként, véletlenszerűen vannak jelen.

A *mezőgazdasági károk* becslésének alapja az előntött terület nagysága, az előntés éven belüli időpontja (tenyészidőhöz viszonyított helyzete), valamint az adott növénykultúrát jellemző termelési költség és vízborítási, illetve talajtelítettségi tūrési idő (BME VKKT, 2006). A figyelembe vett 8 növénykultúra: búza, kukorica, napraforgó, silókukorica, lucerna, gyepl, energiatű, vizes élőhely (füves, sásos vegetáció). A kárbecslés koncepciójának alapja, hogy a mezőgazdasági kár nagysága az adott időpontig megvalósult termelési ráfordításokkal egyezik meg. Az algoritmus támaszkodik az *FVM* és a *Debreceni Egyetem Agrártudományi Centruma* által elvégzett agrotechnikai és költségelemzési modellvizsgálatokra. A számítás során minden termesztett növény esetében egy átlagos intenzitású technológia kerül figyelembe vételre, a termésátlagok és az értékesítési árak vonatkozásában az *Agrárgazdasági Kutató és Informatikai Intézet* tesztüzemi rendszeréből származtatott adatok kerültek beépítésre. Az egyes növénykultúrák várható kárai a költségviszonyok ismeretében az előntés időpontjának függvényében határozhatóak meg. Mivel a rendelkezésre álló területhasználati információs rendszerek nem tartalmazznak a szántóföldi kategórián belül részletesebb felosztást, a számítási cellák szintjén az algoritmus országos megoszlási arányokkal kalkulál.

A *közösségi létesítményekben esett károk* becslése a lakossági ingatlanok kárértékének becsléséhez hasonló elven (arányosítás a település egészéhez, helyreállítási költségek az előntési mélység függvényében) alapul (BME VKKT, 2006). Opcionálisan az *FHRC* által kifejlesztett kárbecslési módszer is alkalmazható, mely a vízborítási mélység - fajlagos kár összefüggések alkalmazásán alapul (FHRC, 2005; KSzI - BME Konzorcium, 2010).

A *vonalas infrastruktúrában esett károkat* a modell két komponensre bontja, figyelembe véve a közlekedési hálózatban jelentkező közvetett károkat is (KSzI - BME Konzorcium, 2010):

- előntésből származó állagromlás, sérülés,
- forgalomelterelés, forgalomkiesés hatása.

Az előntésből származó állagromlás esetén a kárbecslés alapja a helyreállítási költség meghatározása. Amennyiben a koronaszintek rendelkezésre állnak, a károk részleges (nem teljes vízborításból keletkező) és teljes (az útkoronát meghaladó szintű előntésből származó) károsodásból adódó komponensekre bonthatók. Ellenkező esetben átlagos vízborítási aránnyal kell számolni. A forgalomkiesés okozta kárt a modell a kieső útszakaszon közlekedő járművek megnövekedett úthosszából (kerülőút) számítja oly módon, hogy a megnövekedett úthossz és az eredeti úthossz hányadosának arányában az elárasztás alatt lévő cellák között egyenletesen elosztva jelenik meg a plusz költség, illetve kár.

A *kitelepítési költség* számításának alapja az érintett lakosság és a fajlagos kitelepítési költségek meghatározása (KSzI-BME Konzorcium, 2010). A települések lakosságára vonatkozó statisztikai adatokból kiindulva, egy adott településen a lakosság egyenletes területi eloszlását feltételezve a cellánkénti lakosság becsülhető. Az így kapott, lakosságra vonatkozó térképet az előntési térképpel összemetszve előállítható a kitelepítendő lakosság területi eloszlása. Opcionálisan választható az a lehetőség is, hogy - rendészeti, vagyoni védelmi okok miatt - az előntéssel érintett település teljes lakosságát kitelepítik, függetlenül attól, hogy csak a település egy részét érinti az előntés.

A szakértői becslés alapján meghatározott fajlagos kitelepítési költség két komponensből tevődik össze:

- fajlagos szállítási költség (Ft/lakos)
- fajlagos ellátási költség (Ft/lakos/nap).

A kitelepítés várható időtartamának megadásával, a lakosságra vonatkozó információk ismeretében a fajlagos költségek alapján számítható a cellánkénti kitelepítési költség. A

település előtött részére eső cellák (vagy opcionálisan a települést lefedő összes cella) kitelepítési költségeinek összegzésével adódik egy adott település teljes kitelepítési költsége.

## **2.2 Az árvizek szükségtározása**

### **2.2.1 Az árvízi szükségtározás fogalma**

A víztározás igénye a kezdetektől jelen van az emberiség történetében. Az első tározó, melyről történelmi forrás tanúskodik, több mint 5000 éves (Batuca-Jordaan, 2000). A nagy ókori kultúrákban az öntözés és vízellátás mellett már az árvízvédelem is megjelent a tározók építésének céljaként. Az idők során a funkciók köre és a tározók száma folyamatosan bővült, a 19. század elején már mintegy 500 tározó létezett a világon, bár ezek kapacitása – mai szemmel – igen csekély volt (Batuca-Jordaan, 2000). A 20. század a többfunkciós, egyre nagyobb kapacitású tározók térhódításának jegyében telt, napjainkra a jelentősebb folyókon komplex működésű tározók rendszere épült ki. A mai tározók az árvízvédelem, vízellátás, öntözés, vízszintszabályozás, energiatermelés mellett halászati, rekreációs, esetleg belvízi hajózási célokat is szolgálhatnak (Szlávik, 1980).

Az árvízvédelem szerkezeti megoldásai közé sorolható tározás, mint az aktív ármentesítés egyik leghatékonyabb módja a vízgyűjtő természetes tározóképességének helyreállítását szolgálja, sőt egyes esetekben akár növelheti is e kapacitást (Szlávik, 1983; Yevjevich, 1994). Célja az árhullám alakjának kedvező irányú átalakítása, megfelelő késleltető hatás kifejtésével az árhullámcsúcs csökkentése. A természetes tározóhatástól eltérően koncentrált feltöltődést jelent, és csak az árhullámcsúcsot tározza (Szlávik, 1980). A többi intenzív szerkezeti megoldáshoz hasonlóan inkább az árvíz csökkentésére, mint megelőzésére szolgál (Harmancioglu, 1994).

A tározókat – rendeltetésük szerinti felosztásuk mellett - több más szempont alapján is csoportosíthatjuk, mint például (Szlávik, 1983):

a) a tározót határoló művek szerint:

- *völgyzárógátas hegy- és dombvidéki tározó*: a vízfolyás völgyében kialakított gát mögötti tározótér
- *körtöltéses tározó*: minden oldalról műszaki létesítmények által határolt tározótér

b) a vízfolyáshoz viszonyított helyzet szerint:

- *átfolyásos tározó*: a vízfolyás medrének tározóvá szélesítésével kialakított tározó
  - *megcsapoló jellegű tározó*: hegy-és dombvidéki mellékvölgyi, illetve síkvidéki körtöltéses tározó
- c) az igénybevétel gyakorisága szerint:
- *üzemi tározó*: árvizek rendszeres befogadására kialakított tározó
  - *szükség-tározó*: árvizek rendkívüli helyzetekben történő befogadására kiépített tározó

Más irodalmi források mederbeni (völgyzárógátas) és oldal-(szükség-) tározást (Galbáts et al, 2004), illetve mederbéli és vízgyűjtőn történő tározást (Batuca és Jordaan, 2000) különböztetnek meg.

A szükség-tározó a mentesített ártéren kiépített vagy kijelölt, műszaki létesítményekkel időszakos tározásra alkalmassá tett terület, melyet jogi úton jelölnek ki esetleges árvízi előntés céljára, használati korlátozások érvényesítésével (Szlávik, 2004). Elsőrendű árvízvédelmi műként (KHVM, 1995) feladata a töltésrendszer kiépítésére mértékadó árhullámot meghaladó árvízszint, illetve a fővédvonal töltésszakadással fenyegető kritikus állapota esetén a védelmi rendszer tartalék megoldásaként a szállított vízmennyiség egy részének átmeneti visszatartásával a tetőzési szint csökkentése (VITUKI, 2002; Szlávik, 2004). A szükség-tározók árvízvédelmi célú igénybevételére csak rendkívüli árvízi helyzetben (jogi értelemben szükség-helyzetben), jelentős károk, illetve katasztrófa elkerülése érdekében kerülhet sor, a kijelölt területen normál körülmények között egyéb hasznosítás (mező- vagy erdőgazdálkodás) folyik (Szlávik, 2002). A gyakorlatban szintén használatos vésztározó fogalmának jelentése némileg eltérő: a vésztározásra alkalmas területeket műszakilag feltárják ugyan, de jogi úton való kijelölésükre nem kerül sor (Szlávik, 2004).

Világszerte számos folyón alkalmaznak megfelelően tervezett, szabályozható oldalkifolyással kialakított szükség-tározókat, illetve kevésbé értékes, főként mezőgazdasági területeken eseti elárasztásokat. Szükség-tározásra került sor például 1997-ben Lengyelországban, illetve Németországban az Oderán, 1998-ban pedig Szlovákiában az Ung folyón (Szlávik, 2004). Síkvidéki tározókkal oldották meg Franciaországban a Loire mente és Párizs árvízvédelmét, valamint számos szükség-tározót alakítottak ki Romániában is. Európán kívüli példaként elsősorban Kína említhető, ahol a Jangce völgyében létesítettek számos síkvidéki árvíz-tározót.

2010 júliusában a Jangce folyó mentén árvízi gátakat nyitottak meg, hogy megakadályozzák a 9,1 millió lakosú tartományi főváros, Wuhan elárasztását (Gov.cn, 2010).

### ***2.2.2 Szükségtározás a magyarországi árvízvédelemben***

A magyar árvízvédelem történetében már a 19. században találunk példát az árvízi szükséghelyzetben történő töltésátvágással tudatosan előidézett vésztározásra (pl. 1855: Solymoshát, 1888: Szatmár (Szlávik, 1998)). A szükségtározás céljára előzetesen kijelölt, kiépített területek biztosításának igénye azonban csak az 1970-es évek elején fogalmazódott meg. Ekkorra vált nyilvánvalóvá, hogy egyes folyóinkon a sikeres árvízvédekezés érdekében szükséges lehet a meglévő rendszer újszerű, addig nem alkalmazott eszközökkel történő kiegészítése.

Egy 1970-ben készült, a Tisza felső vízgyűjtőjén létesítendő tározók szerepével foglalkozó szakvélemény (Bogárdi et al, 1970) már kitér a síkvidéki vésztározás lehetőségére, kiemelve, hogy a Tisza és a Körösök mentén rendelkezésre állnak a célnak megfelelő, rendkívüli esetben elárasztható területek, melyeken jelentősebb település nem található. Az 1970-es, addig példa nélküli tiszai árvíz nyomán újragondolt Tisza-völgyi árvízvédelmi rendszer fejlesztési tervében (Bencsik, 1971) is felvetődik a vésztározás lehetősége, a "vonalmonti ármentesítést" felváltó "területi ármentesítési rendszer" elemeként. A tervek között azonban ekkor még csak a vésztározás lehetőségeinek feltárása és más műszaki megoldásokkal való összevetése szerepel, konkrétan megvalósítandó szükségtározóról nem esik szó. A jogi szabályozásban első ízben 1973-ban, az Országos Vízgazdálkodási Szabályzatban találkozhatunk a vésztározás fogalmával (Szlávik, 1998). Az Országos Vízügyi Hivatal 1975-ben kiadott, a vízgazdálkodás hosszú távú feladataival foglalkozó dokumentuma (OVH, 1975) az árvízvédelmi fejlesztések egyik fő irányaként jelöli ki a vonalas töltésrendszerek egyéb műszaki megoldásokkal, például vésztározókkal történő kiegészítését.

Megfelelő elméleti háttér és jelentősebb nemzetközi tapasztalatok hiányában ebben az időszakban a gyakorlati alkalmazás jórészt a tudományos megalapozás előtt járt. Az első tapasztalatok egy-egy töltésszakadás után előálló "spontán vésztározás" során születtek, ezek több esetben a leendő szükségtározók helyét is kijelölték. Jól példázta ezt a Körösök tározórendszere: az 1966 februárjában a Berettyón levonuló jeges árhullám átszakította a töltést, s a sikeres lokalizáció határolta le végül a majdani Kutas szükségtározó helyét. Az 1970 nyarán a Sebes-Körösön levonuló és veszélyes töltéscsúszásokat okozó árhullám



kivédése az addigra elkészült Kutas árvízi szükségtározó töltésátvágással történő megnyitása révén sikerülhetett. Az 1974-es nyári árvíz a Körösökön újabb előzetes terv nélküli véstározást tett szükségessé, ekkor a Fehér- és Fekete-Körös közötti deltát árasztották el. Az újabb sikeres szükségtározás után született döntés a mályvádi és a mérgesi tározó kialakításáról. A 70-es években a Körös-völgyhöz hasonlóan véstározásokra, majd szükségtározók kijelölésére került sor a Rábán és a Lajtán is (Szlávik, 1998)

1980-ban új, hosszú távú árvízvédelmi fejlesztési terv került elfogadásra (Zorkóczy-Tóth, 1985). A terv keretében összehasonlító vizsgálat készült valamennyi lehetséges árvédelmi módszerről, beleértve a tározást is. A feladatok konkrét időbeni ütemezése azonban ekkor csak a töltésépítésre, illetve -megerősítésre terjedt ki. Az 1980-ban elkészült terv továbbfejlesztésére 1995-ben került sor, a koncepció alapelveiben ekkor sem változott (Szlávik, 1998). Az 1995-ös Körös-völgyi árvíz - melynek során másfél évtized után először került megnyitásra a mérgesi, illetve a mályvádi szükségtározó (Szlávik et al, 1996) - tovább erősítette azt a nézetet, miszerint Magyarországon a töltésrendszer további fejlesztése mellett más műszaki megoldások alkalmazása is szükséges a hatékony árvízvédelem megvalósításához. Megfogalmazódott az igény a 90-es évek közepére elkészült, illetve építésre kijelölt 11 szükségtározó mellett további síkvidéki tározási lehetőségek keresésére, azonban mindez csak a kisebb mellékfolyókra vonatkozott.

A szükségtározás hazai szerepével kapcsolatban jelentős szemléletváltás csak az ezredforduló környékén jelentkező, az addigi árvízi rekordokat átíró tiszai árhullámok nyomán következett be. Az árvízvédelem új kihívásaira válaszul megszületett *Vásárhelyi-terv továbbfejlesztése (VTT)* elnevezésű koncepció (lásd *1.3 fejezet*) központi eleme a hazai ártéren megvalósítandó síkvidéki tározásos árapasztó-rendszer (VITUKI, 2002). Az előirányzott árapasztó tározók kiterjedése, a teljes ártérhez viszonyított aránya Európában egyedülálló: a rendszeresen elönthető terület a Tisza-völgy magyarországi szakaszán mintegy másfélszeresére nő (Váradi et al, 2003). 2003-ban kormányhatározatban (Magyar Köztársaság Kormánya, 2003a) rögzítették a *VTT* koncepciótervének alapelveit és célkitűzéseit. E célok között szerepelt a védképességet meghaladó, gátszakadással és kiöntéssel veszélyeztető árhullámoknak hazai területen megvalósított árapasztással történő csökkentése a meder vízszállításának mértékéig. Az árapasztás eszközeként mesterségesen kialakított, töltéssel körbevett, töltő-ürítő műtárggyal ellátott tározók megépítését irányozták elő, a meglévő gátrendszer lehetőség szerinti kihasználásával. Sor került a lehetséges

tározási helyek kijelölésére, majd részletes vizsgálatok nyomán a megépítendő tározók kiválasztására. Az első fázisban 30 lehetséges tározóhelyet jelöltek ki, majd a kört 11 tározóra szűkítették. 2003-ban kormányhatározat (Magyar Köztársaság Kormánya, 2003b) született a *VTT* I. ütemének keretében két felső-tiszai (Szamos-Kraszna közti és Cigánd-Tiszakarádi), valamint négy közép-tiszai (Hanyi-Tizadasülyi, Nagykunsági, Tiszaroffi és Nagykörüi) tározó megépítéséről. 2004-ben törvényi szintű szabályozás (Magyar Köztársaság Kormánya, 2004) született a *VTT* keretében elérendő célokról és azok megvalósításának körülményeiről (pl. az érintett földrészek igénybevételéről, a kapcsolódó hatósági eljárásokról). Szintén jogszabály rögzíti az egyes tározók árvízi szabályozási célú igénybevételének bizonyos feltételeit, valamint az ez esetben felmerülő kártalanítási igényekkel kapcsolatos előírásokat (KvVM és FVM, 2005). A tervezett tározók közül a Cigánd-Tiszakarádi 2008-ban, a Tiszaroffi pedig 2009-ben átadásra került. A Hanyi-Tizadasülyi, a Nagykunsági, valamint a Szamos-Kraszna közti tározó építése jelenleg folyamatban van, az időközben kijelölt Beregi tározó megvalósítása pedig előkészítés alatt áll.

### **2.2.3 Az árvízi szükségtározás módszertani kérdései**

#### **2.2.3.1 Az árvízi szükségtározás céljai**

A hazai szakirodalom az árvízi szükségtározás alkalmazásának hidrológiai értelemben az alábbi négy lehetséges célját jelöli meg (Szlávik, 1998):

- *tetőzések csökkentése* annak érdekében, hogy egy adott szintnél magasabb árvízszint ne alakulhasson ki (pl.: Mályvád 1981 és 1995),
- *jeges árvíz elleni védelem* a lehető leggyorsabb apadás biztosításával (pl.: Berettyó 1966),
- *veszélyes töltésállapotból eredő katasztrófa megelőzése* érdekében a lehető leggyorsabb apadás biztosítása (pl.: Berettyó 1970),
- *bekövetkezett árvíz-katasztrófa következményeinek mérséklése* (pl.: Mályvád 1980).

A magyarországi gyakorlati tapasztalatok azt mutatják, hogy egy szükségtározó kialakításánál ezen célok közül az első, tehát az árvízvédelmi töltések kiépítettségét, védőképességét meghaladó vízszintek tetőzésének csökkentése tekintendő mértékadónak. A másik három ok önmagában nem indokolja szükségtározó létesítését. Egy meglévő tározó e problémákra is megoldást jelenthet, így szükséges e tényezőket is figyelembe venni a helykiválasztásnál és a működési mód kialakításánál.

### 2.2.3.2 A helykiválasztás szempontjai

A szükségtározás hatása nemcsak a kivezetés közvetlen környezetében, hanem a vízrendszer más szakaszain is érvényesül. E hatás három elkülöníthető jelenségből tevődik össze (Szlávik, 1980; 1998):

- *vízlevonás* a megnyitási hely alatt: a koncentrált vízkivétel eredményeképpen a kivezetés alatti természetes árhullámkép módosul (vízhozam csökken), a tetőzés a tározás nélküli állapothoz képest alacsonyabb szinten következik be;
- *intenzív leszívás* a megnyitási hely felett, melynek mértéke a kivezetési helytől távolodva gyorsan gyakorlatilag nulla értékre csökken;
- mérsékelt *esésnövekedés* a vízlevonás által érintett ágba betorkolló mellékfolyókon a befogadó vízszint-csökkenésének közvetett hatásaként.

A tározó helyének kiválasztásánál, valamint a feltöltési hely meghatározásánál e hármas hatásmechanizmus értelemszerűen figyelembe veendő (Szlávik, 2004). A helykiválasztást a hidrológiai szempontokon túl topográfiai, geológiai körülmények, valamint környezetvédelmi, gazdasági és politikai megfontolások is befolyásolhatják (Mosonyi, 2005). A mellékfolyók összefolyásának környéke több szempontból előnyös terület: az itt kialakított tározó mindkét folyóból tölthető, illetve határoló töltésként a meglévő árvédelmi töltések nagyobb arányban felhasználhatók, csökkentve ezáltal a kiépítés költségeit (Szlávik, 2004).

### 2.2.3.3 Árvízi szükségtározó hidrológiai méretezése

Az árvízi szükségtározók kialakításának a tározás hatékonyságát alapvetően meghatározó kulcsfeladata a tározó és a vízkivételi műtárgy hidrológiai méretezése, azaz a *szükséges tározótérfogat*, valamint a *vízkivételi műtárgy szükséges vízzállítási kapacitásának* meghatározása.

Szlávik (1998) a méretezés kiindulási paraméterének a tározó ún. méretezési vízszintjét tekinti. A szállított vízmennyiség e szint feletti részét szükséges tározni. Meghatározása minden esetben egyedi döntést igényel, az adott vízfolyás hidrológiai jellemzőinek, az érintett szakasz meglévő árvédelmi töltéseinek figyelembe vételével. A méretezési vízszint ismeretében számítható a tározandó vízmennyiség, ami az árapasztás érdekében kivezetésre kerülő vízmennyiségen kívül az ún. megnyitási korrekciót (Szlávik, 1980) és egy esetlegesen levonuló újabb árhullám tározási igényét is magában foglalja.

Szigyártó (2008a) kiemeli, hogy a tározás hatékonyságának érdekében a tározó térfogatát és a töltő-ürítő műtárgy vízszállító képességét egymással összhangban szükséges meghatározni. A kiépítendő tározótérfogat meghatározását az elérni kívánt árapasztó hatás függvényében, a helyszíni adottságok (pl. a meder vízszállító képessége, a feljebb lévő tározók hatása) figyelembe vételével, a matematikai statisztika módszereinek alkalmazásával javasolja. A töltő-ürítő műtárgy szükséges vízszállító képessége szintén matematikai statisztikai eljárással határozandó meg oly módon, hogy a bevezetendő maximális vízhozam és a tározó teljes feltöltődésének valószínűsége megegyezzen.

#### *2.2.3.4 A feltöltési stratégia megválasztása*

Az alkalmazható vízkivételi műtárgyak kiválasztásának, a velük szemben támasztott követelmények meghatározásának kiindulópontja a kívánt feltöltési stratégia megválasztása. A tározó feltöltődési folyamatának modellezése - amennyiben a feltöltés az árvízvédelmi töltés megnyitásával történik - alapvetően kétféle stratégia feltételezésével történhet: az ún. statikus tározómodell esetében állandónak tekintett nyílásmérettel dolgozunk, míg dinamikus tározómodellnél fokozatosan változtatjuk azt, az aktuális hidraulikai helyzetnek megfelelően. Utóbbi eset lényegesen hatékonyabb tározást eredményez, viszont jóval bonyolultabb, ún. lépcsőzetes megnyitási technika alkalmazását igényli (Szlávik, 1983).

Szigyártó (2005) ilyen értelemben szintén egy statikus („hagyományos üzemeltetés”) és egy dinamikus („vízszinttartó üzemeltetés”) üzemelési módot különböztet meg. A hagyományos üzemeltetés esetében a tározó vízkivételét hirtelen, teljes mértékben megnyitják, míg a vízszinttartó üzemeltetés során a vízkivételt különböző mértékű nyitással úgy szabályozzák, hogy a vízkivétel felvízszintje, és így ott a folyó vízállása egy még megengedett maximum szinten állandósuljon. Utóbbi megoldás előnye, hogy a tározóba mindig csak annyi víz kerül, amennyi a védendő szakaszon az árvédelmi biztonság fenntartásához szükséges. A módszer további erőssége, hogy a vízkivétel szabályozásához nincs szükség hidrológiai előrejelzésekre támaszkodó hidraulikai számításokra az árhullámok levonulása alatt.

#### *2.2.3.5 A feltöltés műszaki megoldása*

A szükségtározó *feltöltésének műszaki megoldásával, a vízkivételi műtárggyal szemben támasztott követelményeket* a Magyarországon végrehajtott szükségtározások elemzése alapján Szlávik (1998) az alábbiakban határozza meg:

- a legmegfelelőbb időpontban való szabályozható megnyitás lehetővé tétele a szükséges vízmennyiség kivezetésének biztosítása érdekében,
- egyszerű túlfolyás helyett koncentrált kivezetés biztosítása a hullámtérben tározódott víz leszívásával elérhető hatás kihasználása, s ezáltal a rövid idő alatt megvalósuló hirtelen árapasztás megvalósulása érdekében,
- "önszabályozó" tulajdonság biztosítása
  - megnyitás után a kivezetett vízhozam növelése újabb beavatkozás nélkül,
  - az árhullám apadó ágán a kifolyás megszűnése külső beavatkozás nélkül,
  - a kívánt árapasztás elérése abban az esetben is, ha a teljes megnyitás nem valósítható meg,
- az esetleg előforduló jeges árhullámok kivezetésének lehetővé tétele,
- gyors feltölthetőség egy esetlegesen már bekövetkezett töltésszakadás következményeinek mérséklése, illetve töltésszakadás közvetlen veszélyének elhárítása érdekében.

Mosonyi (2005) a vízkivételi mű tervezési szempontjait az alábbiakban foglalja össze:

- a tározó szabályozott töltésének és ürítésének biztosítása a rendkívüli árvizek csúcsvízhozamainak jó hatásfokú csökkentése érdekében,
- küszöbmentes kialakítás, azaz a műtárgy fenéklemeze nem emelkedhet az ártér szintje fölé (biztosítani kell ugyanis, hogy bizonyos esetekben a tározó töltése megkezdődhessen az árhullám hullámtérre való kilépésekor)
- a műtárgy helyének a nagyvízi áramképhez igazításával párhuzamos, örvénymentes beömlés biztosítása a minimális belépési veszteség és a gazdaságos kialakítás (kisebb nyílásszélesség) érdekében,
- a kétirányú áramlás hidromechanikai és szerkezeti követelményeinek kielégítése (energiatörő és kimosás-gátló szerkezetek mindkét oldalon),
- a beömlő víz egyenletes elterítése eróziós gödrök és árkok kialakulásának elkerülésére.

Szigyártó (2006, 2008b) a vízkivételi műtárgyakra vonatkozó követelményeket a következőkben határozza meg:

- vízszinttartó üzemeltetés esetén az átbocsátott vízhozam egyszerűen és minél kisebb erő felhasználásával szabályozható legyen,

- a műtárgy egységnyi szélességére eső vízzállítása teljes nyitás esetén minél nagyobb legyen, a műtárgy szélességének, ezáltal a kivitelezés költségének minimalizálása érdekében,
- amennyiben a tározó közvetlenül az árvédelmi töltés mellett épül ki, az árvízveszély elmúltával a műtárgyon keresztül minél több vizet lehessen a folyóba visszavezetni, s így minél kisebb méretű és költségű lecsapoló műtárgy létesítésére legyen szükség,
- a műtárgy vízzárása minél jobb legyen, ezáltal magas vízállás esetén az üres tározóból minél kevesebb csurgalékvizet kelljen szivattyúzással eltávolítani
- a műtárgy alapozási mélysége minél kisebb és a műtárgy kialakításakor a földmunka minél kevesebb legyen az építési költség minimalizálása érdekében,
- a kezelőszerkezet szükséges magassága minél kisebb legyen (gazdaságossági és esztétikai megfontolásból)
- a víz a műtárgyra annak hossz tengelyével párhuzamos áramlással, s az áramlási tér tengelyére szimmetrikus áramképpel érkezzon,
- a hullámtéren keresztül a műtárgyhoz érkező víz kimosódásokat ne okozzon.

Az alkalmazható műszaki megoldások közül ezen összetett és egymásnak részben ellentmondó követelmények és szempontok alapján határozandó meg a *víz kivételi műtárgy kialakítása*.

Szlávik (2004) a lehetséges műszaki megoldások (zsilip, túlfolyásos vagy szabályozható surrantó, földmunkagéppel vagy robbantással történő töltésmegnyitás) közül a néhány 10 m<sup>3</sup>/s-ot meghaladó kivezetendő csúcsvízhozam esetében a robbantásos töltésmegnyitás és a túlfolyásos surrantó kombinációját javasolja. Ekkor az ún. gátsapka lerobbantásával lép működésbe a túlfolyásos surrantó. Ez a megoldás valósult meg pl. a mályvádi tározó 1995-ös igénybevételénél (Szlávik, 1998).

Mosonyi (2005) a műszaki és gazdaságossági szempontok mérlegelése alapján teljes magasságú szegmens zsilipkapuk alkalmazását javasolja.

Szigyártó (2005) a hagyományos üzemeltetés esetén költséghatékony megoldásként a töltés robbantással, illetve munkagépekkel történő megnyitását javasolja. A robbantásos megnyitás

előnye a jó időzíthetőség, hátránya viszont, hogy nem mindig sikerül a teljes nyitási szelvényt szabaddá tenni, s így a kívánt árapasztó hatást elérni. A gépekkel történő megnyitás történhet a töltés előzetes meggyengítésével (ekkor a töltést később a víz nyomása szakítja át), vagy az átfolyási szelvény teljes megnyitásával, még mielőtt az árhullám annak alsó szintjét elérné. Előbbi esetben az eredmény (a nyitás pontos ideje, valamint a kialakuló átfolyási szelvény) meglehetősen kiszámíthatatlan, utóbbi megoldásnál pedig a nyitás nagy időszükséglete, illetve a vízállás előrejelzés bizonytalanságai okozhatnak problémát. Vízsztinttartó üzemeltetés esetén az elzáró szerkezet – melynek biztosítania kell az átbocsátott vízhozam szabályozását – síktáblás, szegmens táblás vagy billenőtáblás kialakítású lehet, az aktuális hidraulikai és gazdasági követelmények függvényében. A mozgó-berendezések tervezésénél figyelembe kell venni a zsiliptáblák szükséges mozgatási sebességét, ami a műtárgyhoz érkező vízhozamok időbeli alakulásától és a műtárgy kialakításától függ (Szigyártó-Rátky, 2006).

Egyes külföldi országokban a hazai gyakorlattól eltérő megoldások honosodtak meg, az említett román és francia szükségtározók esetében például az egyszerű túlfolyásos surrantó alkalmazása a jellemző.

A tározó feltöltésének műszaki megoldásával szemben támasztott követelmények kielégítéséhez a vízkivételi műtárgy megfelelő kialakításán túl kiegészítő létesítményekre is szükség lehet a műtárgy felvízi és alvízi oldalán. Jelentős ( $100\text{m}^3/\text{s}$  nagyságrendű) vízhozam kivezetésénél az árvízi mederben előállt nagy sebesség miatt a víztömeg befordulása a folyó sodorvonalára csaknem merőleges irányba csak vezetőmű alkalmazásával oldható meg. Ennek legcélszerűbb kialakítása Szigyártó (2008b) szerint a hullámtéren megfelelő vonalvezetéssel kiépített, kellő vízszállító képességű, kis felszín-esést biztosító tápcsatorna. A vezetőművet célszerű a műtárgy előtt megfelelően kialakított terelőművekkel kiegészíteni (Váradi, 2005; Szigyártó, 2008b). A műtárgy felvízi és alvízi oldalán egyaránt szükséges lehet továbbá a kimosódás elleni védelem biztosítására megfelelő művek beépítése (Szigyártó, 2008b).

#### *2.2.3.6 Árvízi szükségtározó hatásának számszerűsítése és optimális üzemrendjének meghatározása*

Szükségtározók működtetésének sarkalatos kérdése, hogy milyen üzemrend (nyitási időpont és feltöltési ütemezés) mellett érhető el az optimális hatás. E kérdés megválaszolásához kiindulási pontként a „hatás” fogalmát kell definiálnunk. Ennek ismeretében meghatározandó

a tározó tetszőleges üzemrend szerinti működtetésével elérhető hatások mértéke, a maximális hatást eredményező üzemrend kiválasztása érdekében. A korábbi gyakorlatban a tározás hatását kizárólag a lefolyásra gyakorolt hatásként definiálták, főként a tározással elért vízszintcsökkentés meghatározásával. A „hatás” fogalmában így közvetlenül nem jelenik meg az elkerülhető kár, a kockázat csökkenésének mértéke, holott a tározással történő beavatkozás célja az árvízkárok lehetőség szerinti elkerülése, illetve csökkentése. A hatás azon értelmezése pedig, amely kizárólag a vízszintcsökkenés mértékén alapul, az árvízi terhelés tartósságára gyakorolt hatást sem tükrözi (BME VKKT, 2004).

A numerikus módszerek és a számítógépi kapacitás fejlődésével megnyílt a lehetőség a tározás vízszintcsökkentő hatásának a nempermanens vízmozgás szimulációjával történő meghatározására (lásd pl. BME VKKT, 2003; HEC, 2007). Alapvető kérdés ez esetben, hogy a nempermanens vízmozgást leíró egydimenziós modellben miként vesszük figyelembe a megcsapoló jellegű tározást. A szakirodalom két eltérő megoldást kínál az elfolyás, illetve a hozzáfolyás kezelésére (Cunge et al, 1980; Kozák, 1977):

- *folyamatos csatlakozás*: az érkező, illetve távozó vízhozamnak a csatlakozási szélességgel megegyezően felvett számítási szakasz hosszúságával való elosztásával kapott megoszló vízhozam-terhelést ( $q$ ) vesszük figyelembe a modell folytonossági és a dinamikai egyenletében;
- *koncentrált csatlakozás*: a betorkollást pontszerűnek tekintjük, így a folytonossági és a dinamikai egyenletben  $q=0$ , szükséges viszont egy kiegészítő folytonossági egyenlet bevezetése, mely a két ág közötti folytonossági kapcsolatot fejezi ki.

A műszaki gyakorlatban általában elegendő az utóbbi, közelítő megoldás alkalmazása (Kozák, 1977), kivétel ez alól az oldalsó bukógát esete, mely precízebb számítást igényel (Cunge et al, 1980).

Az optimális hatás elérésének szempontjából alapvető kérdés, hogy a feltöltés megkezdésére mikor kerül sor. Szlávik (1983, 1998) a feltöltés legcélszerűbb kezdeti időpontját az aktuális vízszint méretezési vízszinthez való viszonya alapján jelöli ki. Tapasztalatok alapján az optimális időpont az, amikor a folyó vízszintje 0,1-0,3 m-rel megközelíti a méretezési vízszintet. E tartományon belül az áradás hevessége, valamint a töltésnyitás és vízkivezetés technikája alapján célszerű dönteni a nyitás időpontjáról. (Amennyiben a tározó megnyitására nem a tetőzési vízszint csökkentése érdekében, hanem jeges árvíz, veszélyes töltésállapot vagy egy már bekövetkezett gátszakadás miatt kerül sor, fenti szempontok mérlegelése helyett



általában az azonnali megnyitás jelenti az optimális megoldást.) Napjainkban a maximális hatást eredményező nyitási időpont a nempermanens vízmozgás numerikus hidrodinamikai modelljébe ágyazott optimalizációs eljárással is meghatározható (lásd pl. BME VKKT, 2004)

Árvízi szükségeltározó-csoport üzemrendjének kialakításánál a fő cél annak elérése, hogy a rendszer egyes elemeinek működése összességében az árvízvédelmi szempontból legkedvezőbb helyzet megvalósítását eredményezze. Ez optimalizálási feladatra vezet, melynek keretében egy célfüggvény minimumát keressük korlátozó feltétel(ek) teljesülése mellett. A többcélú, átfolyásos tározókból álló rendszerek optimalizációjával kapcsolatosan nemzetközi szinten igen széles körű irodalom áll rendelkezésre. A hazai szakirodalomban is találunk példát átfolyásos tározórendszer működésének egyetlen szelvényre vonatkozó optimalizációjára (pl. Szalay-Bakonyi, 1976). Az árvízi szükségeltározók alkotta tározórendszerek optimalizációs problémájának azonban nincs jelentős szakirodalmi háttere. Ez esetben megcsapolásos tározórendszerrel kell dolgoznunk, és az előírt biztonságnak a tározók közötti szakaszokon, tehát a rendszer belsejében is teljesülnie kell, azaz nem egy, hanem  $n$  számú célfüggvényt kell felvennünk. Amennyiben optimális helyzetnek azt tekintjük, amikor a folyó vízállása egy előírt szintet alulról minél jobban megközelít, de azt nem haladja meg, a célfüggvény egyetlen, illetve  $n$  számú szelvényre vonatkozóan a következőképpen írható fel (Szlávik, 1983):

$$h_m \geq h(t)$$

$$c(f) = \min\{h_m - h(t)\}$$

$$c(f) = \min\left\{\sum_{i=1}^n [h_m - h_i(t)]\right\} \quad h_m \geq h_i(t) \quad i = 1..n$$

ahol:  $h_m$ : előírt vízszint,  $h_i(t)$ : a folyó vízszintje az  $i$ -edik szelvényben,  $n$ : a vizsgált szelvények száma.

Utóbbi esetben tározónként és üzemelési módoként eltérő minimumok adódnak, az abszolút minimum konvergens megkeresésére a szakirodalom nem ad eljárást. További nehézséget jelent, hogy a tározók által befolyásolt árhullám  $h(t)$  függvényének meghatározásához a nempermanens vízmozgás modelljének alkalmazása szükséges. Az irodalom korábban ezen

problémák kiküszöbölése céljából a tározórendszer működési optimumának közelítésére az egyedi tározók optimalizálási eredményeit ajánlotta (Szlávik, 1983). A numerikus számítási kapacitás növekedésével tározócsoportok működésének a nempermanens vízmozgás hidrodinamikai modelljével történő szimulációja is lehetővé vált. Numerikus eszközök alkalmazásával így több tározó nyitási időpontjának egyidejű optimalizációja (a nyitási időpontok együttes maximális hatást eredményező kombinációjának meghatározása) is végrehajtható (lásd pl. BME VKKT, 2003).

A szakirodalom áttekintése nyomán megállapítható, hogy a szükségtározók működésének alaposabb megismerése, kialakításuk és üzemeltetésük tudományos szintű megalapozása érdekében elengedhetetlen a nempermanens vízmozgást leíró hidrodinamikai modellezésen alapuló vizsgálatok továbbfejlesztése.

### **3. Az értekezés célkitűzései**

Az értekezés célja töltésezett folyó mentén elhelyezkedő árvízi szükségtározókba történő vízkieresztés nagyság- és időbeli ütemezésének optimalizációja. Töltésezett folyószakaszon a megcsapoló jellegű szükségtározókba történő vízkieresztés ütemezésének hatékonyságát az alábbi tényezők befolyásolják:

- a szükségtározók elhelyezkedése és kapacitása,
- az árhullám alakulása (amit észlelt, illetve előrejelzett vízhozamgörbével írhatunk le),
- az érintett gátszakaszok bizonytalan védőképessége,
- az esetleges gátszakadás(ok) következtében bekövetkező veszteségek mértéke,
- az esetleges gátszakadás(ok) hatása a felvízi és alvízi árvízszintekre és ezen keresztül a kockázatra.

Célom egy olyan módszertan kidolgozása, mely mindezen tényezőket figyelembe véve egy adott árvízi szituációban alkalmazható vízkieresztési stratégiát szolgáltat. Az elemzés célja elméleti összefüggések feltárása, egy elméletileg megvalósítható ütemezés és az elérhető hatások mértékének meghatározása, a konkrét műszaki megoldás vizsgálata nélkül.

A kockázat fogalmának a tározóhatás definíciójába való beépítésével a tározóba történő vízkivezetés legnagyobb kockázatcsökkenést eredményező nagyság- és időbeli ütemezését

határozom meg. Az árvízi kockázatok alapjául szolgáló elöntési károk és tönkremeneteli valószínűségek meghatározásánál cél a közelmúltban megszületett hazai kárfüggvények és védőképesség eloszlásfüggvények felhasználása, a feladathoz való adaptálása.

Célul tűztem ki továbbá a kidolgozott kockázatalapú eljárás bemutatását egy közép-tiszai mintaterületen, ahol a *VTT* keretében több szükségeltározó valósul meg. A mintaterületi eredményeket az eddigi magyarországi gyakorlatban elterjedtebben alkalmazott vízszintalapú optimalizáció eredményeivel hasonlítom össze, melynek során a tározóba történő vízkivezetés legnagyobb vízszintcsökkenést eredményező ütemezését határozom meg. További cél a tározók hatékonyságának összehasonlítása az optimálisnak adódó ütemezés szerinti működtetéssel és attól eltérő stratégiájú feltöltés esetén.

#### **4. Módszertan**

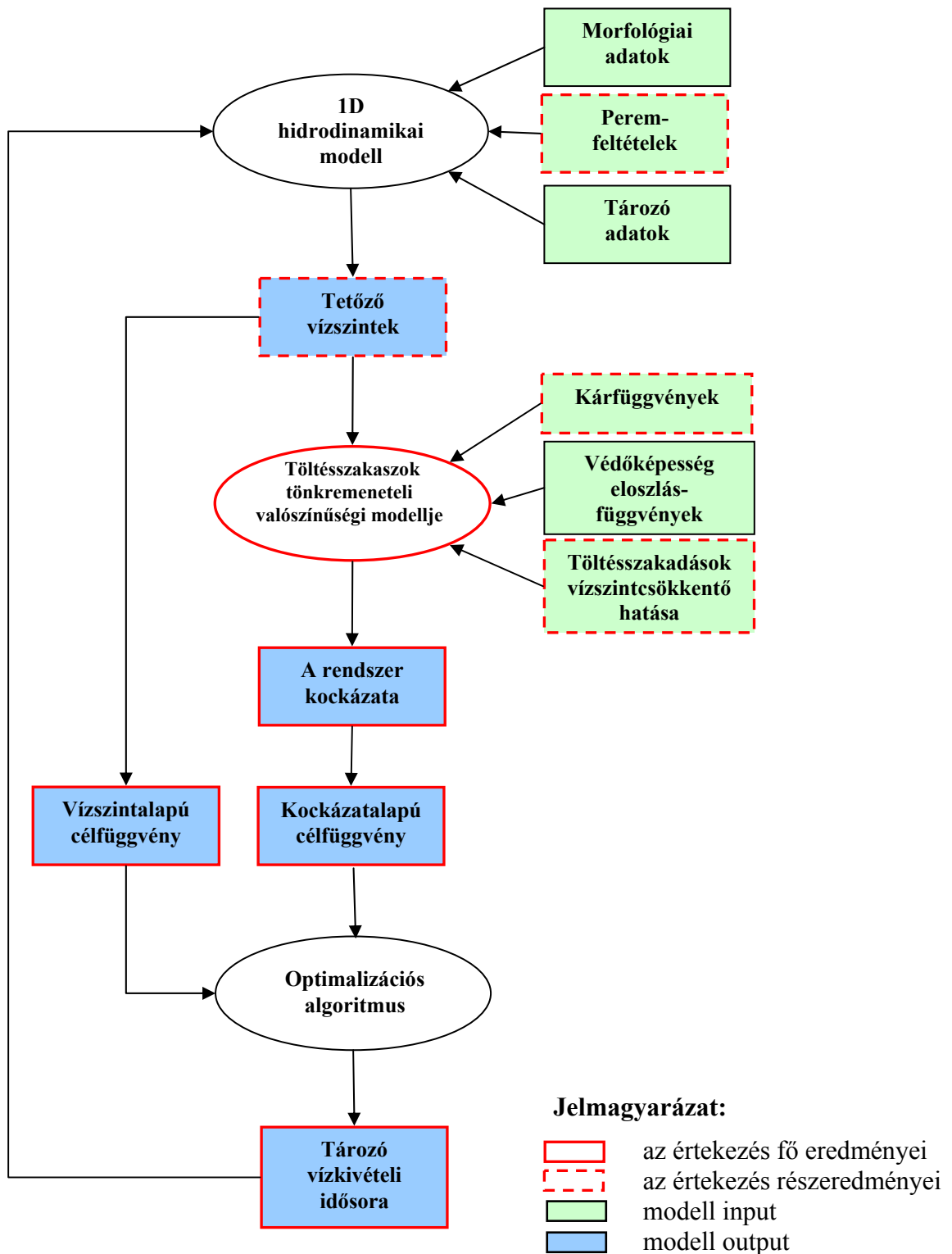
A célul kitűzött feladat megvalósítása összetett módszertan kidolgozását igényelte, a meglévő hidrológiai-hidraulikai eszköztár felhasználása mellett saját módszertani fejlesztések alkalmazásával. A kidolgozott módszertan fő elemeit a *4.1 ábra* foglalja össze, melyen piros körvonal jelzi a saját eredményeket. Az értekezés fő eredményeit, melyek a tézisek alapjául szolgáltak, folytonos vonallal emeltem ki. Szaggatott körvonal jelöli a részeredményeket, melyek kidolgozása, illetve meghatározása az elemzés során szükséges volt, de tézisértékű megállapításra nem vezettek.

A módszertan középpontjában a szükségeltározókba történő vízkieresztés maximális hatást eredményező ütemezésének meghatározását jelentő optimalizációs probléma áll, keretét pedig a mederbeli vízmozgás egydimenziós hidrodinamikai modellje biztosítja. Az optimalizációs feladatot a tározóhatás két eltérő megfogalmazásának megfelelően kétféle (kockázatalapú és vízszintalapú) célfüggvény alkalmazásával végzem el.

A kockázatalapú célfüggvény a töltésszakaszokból és tározókból álló rendszer teljes árvízi kockázatát írja le. A kockázat meghatározásának alapja az elöntési károk és a tönkremeneteli valószínűségek ismerete. Ezek számításához töltésszakaszonként védőképesség eloszlásfüggvényeket, illetve kárfüggvényeket alkalmazunk, melyek a mederbeli tetőzési vízszint függvényében megadják a tönkremeneteli valószínűség, illetve az elöntési kár értékét.

A tetőzési vízszinteket töltésszakaszonként az egydimenziós hidrodinamikai modell szolgáltatja. (Az egyes szakaszok mértékadó szelvényeként azt a helyet definiáltam, ahol a tetőző vízszint és gátkorona különbsége a legkisebbnek bizonyult az adott szakaszon.) Így tehát egy adott árhullám szimulációjánál szakaszonként ismerjük a mértékadó szelvény tetőzési vízszintjét, és ebből számíthatjuk a szakaszt jellemző tönkremeneteli valószínűséget. Ekkor azonban a következő probléma áll elő: az, hogy egy adott szakaszon bekövetkezik-e tönkremenetel vagy sem, befolyásolja a többi vizsgált szakasz tönkremeneteli valószínűségét (mivel az függvénye a vízszint alakulásának, amit nyilvánvalóan befolyásol egy töltésszakadás bekövetkezése). Ebben a kockázatalapú rendszerben azonban a szimuláció során arról nem döntünk, hogy történik-e tönkremenetel, annak csak a valószínűségét határozzuk meg és az alapján számítjuk a kockázatot. Így a többi szakasz tetőzési vízszintjére, és az annak függvényeként számítandó tönkremeneteli valószínűségére való hatást nem tudjuk közvetlenül meghatározni. E probléma feloldására szolgál az ún. tönkremeneteli valószínűségi modell, mely lehetővé teszi fenti hatások kezelését a kockázatalapú rendszerben. Ebben az egyes szakaszokon bekövetkező töltésszakadások vízszintekre gyakorolt hatásait előzetes szimulációkkal határozzuk meg, azok a rendszerben bemenő adatként jelennek meg. A kidolgozott modellben a lehetséges töltésszakadások vízszintcsökkentő hatása a tönkremeneteli valószínűségeket – a folyamat időbeliségét követve – az alvízi szakaszokon módosítja. A fentebbi szakaszokon bekövetkező vízszintcsökkenés hatása az elöntési kárértékek módosulásában jelenik meg.

A fenti módon meghatározott kockázatalapú, illetve az adott szakaszon összegzett vízszintcsökkenést mérő vízszintalapú célfüggvény megfogalmazásával megvalósulhat az optimalizáció, mely a tározó(k) feltöltésének maximális hatást eredményező idősort szolgáltatja. A vázolt módszertan egyes elemeit (különös tekintettel a jelen értekezés keretében kidolgozott részekre) a *4.1-4.8 fejezetekben* ismertetem.



4.1 ábra: A módszertan fő elemei

#### 4.1 1D hidrodinamikai modell

Az elemzés kiindulási paraméteréül szolgáló tetőzési vízszintértékek meghatározására szolgáló egydimenziós hidrodinamikai modell a nempermanens vízmozgás Saint-Venant-féle folytonossági és dinamikai egyenleteit (lásd pl. Abbott, 1979) a véges differenciák implicit módszerei közé tartozó Preissmann séma alapján, az ún. double-sweep módszer alkalmazásával oldja meg (Liggett - Cunge, 1975). A modell vonalmenti hozzáfolyásként, illetve kifolyásként lehetővé teszi mellékvízfolyások, illetve töltésszakadás vagy szükségtározás kezelését.

#### 4.2 Elöntési kárfüggvények meghatározása

A vizsgálataim során alkalmazott kockázatalapú célfüggvény definiálása a várható károk értékének meghatározását igényelte. Az esetleges elöntések által a mentett ártéren okozott kár mértéke függ a folyó mederbeli vízszintjétől, így szükség volt a várható károk és a mederbeli vízszintek kapcsolatát leíró kárfüggvények kidolgozására. E célból adott pontban töltésszakadásokat feltételezve vizsgáltam az elöntési paramétereket és ezek függvényében a várható kárértékeket.

Az elöntött terület lehatárolását és az elöntési magasságok meghatározását – a dinamikus szimuláció jelentős időigénye miatt – egyszerű terepalapú eljárással (Krámer et al, 2009) végeztem. A morfológiai modell felbontása 50 x 50 m-es volt, a terepen található vonalas objektumok helyszínrajzi elhelyezkedéséről pontos adatok álltak rendelkezésre, magassági adataikat finomabb (5 x 5 m-es) morfológiai modell felhasználásával határoztam meg. A terepalapú (statikus) elárasztás algoritmus a következő: a kijelölt cellában tetszőleges vízmélységet felvéve, és ennek megfelelő vízszintes felülettel a terepet elmetszve a modell az elárasztási cellából kiindulva lehatárolja a vízborítás által érintett cellák körét, majd ezekben meghatározza a vízszint terepszint feletti átlagos magasságát ( $h_{cella}$ ). A cellaterületek ( $A_{cella}$ ) és a cellánkénti átlagos vízborítási magasság ismeretében számítható a kiömlött vízmennyiség teljes térfogata ( $V$ ):

$$V = \sum_{cella} h_{cella} \cdot A_{cella} \quad (4.2-1)$$

A kiömlött térfogat ismeretében számítható az a mederbeli vízszint, amely mellett egy - a feltételezett helyen bekövetkező - gátszakadásnál a statikus elárasztási modellel meghatározottal közel egyező mértékű elöntés következne be. Első lépésben a kiömlési

folyamat feltételezett időtartamaként a gyakorlati tapasztalatokat megfontolva  $t=5$  napot felvéve, számítható a kiömlési vízhozam ( $Q$ ):

$$Q = \frac{V}{t} \quad (4.2-2)$$

Ebből a Poleni-féle bukóképlet (lásd pl. Haszpra, 1990) alkalmazásával:

$$dh = \left( \frac{Q}{\sigma \cdot m_0 \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (4.2-3)$$

ahol:

- $dh$  : a mederbeli vízszint a bukó koronaszintje felett,
- $m_0$  : vízhozamtényező ( $\approx 0,41$ ),
- $b$  : a bukó szélessége,
- $\sigma$  : visszahatási tényező.

A gyakorlati tapasztalatokból kiindulva a gátszakadásnál 50 m-es nyílással, azaz bukószélességgel számoltam. Feltételeztem továbbá ezen a szakaszon a töltés terepszintig való tönkremenetelét, azaz a bukó koronaszintjét a terepszinttel egyenlőnek tekintettem. Az alulról való befolyásoltságot – mivel annak folyamatos változása a statikus elárasztások során nem követhető – elhanyagoltam. (Ez az egyszerűsítés a kárfüggvények jellegét, egymáshoz való viszonyát alapvetően nem befolyásolja, így a tározó-üzemrend optimalizációs vizsgálata során sincs jelentős hatással az eredményekre.) A mederbeli vízszint ( $Z$ ) a feltételezett gátszakadási pont terepszintjének ( $Z_{terep}$ ) ismeretében számítható:

$$Z = Z_{terep} + dh \quad (4.2-4)$$

Ezzel rendelkezésre állt egy adott helyen különböző mederbeli vízszintek mellett bekövetkező töltésszakadások esetére az elöntött cellák vízborításának magassága. Az elöntési magasságok ismeretében a BME VKKT által kifejlesztett kárszámítási algoritmussal (lásd 2.1.3 fejezet), a számszerűsíthető kártípusokat figyelembe véve komponensenként (lakossági ingatlanokban és ingóságokban, közösségi létesítményekben, vonalas infrastruktúrában esett károk, ipari és mezőgazdasági károk, kitelepítési költség) számítottam a várható elöntési kárt. A mezőgazdasági károk mértéke az elöntés időpontjának (tenyészidőszakhoz való viszonyának) függvénye. Mivel jelen vizsgálatban ez nem meghatározott, az egyes hónapokra számított mezőgazdasági kárkomponensek átlagértékét vettem figyelembe. Az egyes kártípusokhoz tartozó eredmények összegeként adódott az adott mederbeli vízszinthez tartozó teljes várható

kár. A terepszinthez 0 kárértéket rendelve, és a rendelkezésre álló mederbeli vízszint - várható kár értékpárok között lineárisan interpolálva definiáltam az adott ponthoz tartozó kárfüggvényt.

#### 4.3 Árvízvédelmi töltésszakaszok tönkremeneteli valószínűségi modellje

Az alkalmazott kockázatalapú célfüggvény meghatározása a várható előntési károk becslése mellett a tönkremeneteli valószínűségek ismeretét is igényeli. Kiindulásként a vizsgált árvízvédelmi töltésszakaszokra vonatkozóan rendelkezéseimre álltak a Nagy (2005) 2.1.2 fejezetben ismertetett módszertana alapján meghatározott védőképesség valószínűségi eloszlásfüggvények (a továbbiakban: védőképesség eloszlás), melyek a mederbeli vízszint függvényében adják meg a töltésszakaszra jellemző tönkremeneteli valószínűség értékét. A védőképesség eloszlás annak valószínűségét mutatja meg, hogy a védőképesség kisebb egy adott  $h$  vízszintnél:

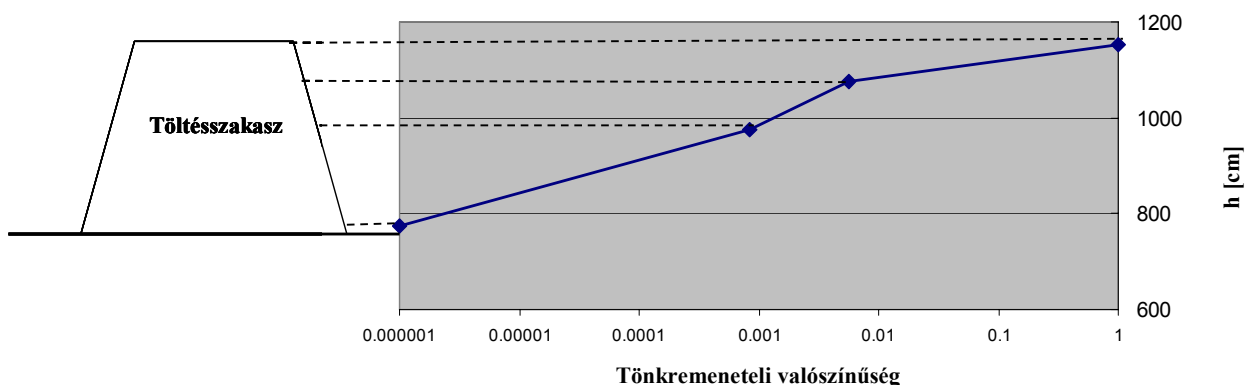
$$P(h) = P(\text{védőképesség} < h) \quad (4.3-1)$$

ahol:

$P(h)$  : a védőképesség valószínűségi eloszlásfüggvénye.

A Nagy (2005) módszerével előállított függvényeket módosítva a koronaszint felett – árvízvédekezés nélküli esetet feltételezve – a védőképesség kimerülésével számoltam (a tönkremeneteli valószínűség értéke: 1), a legkisebb megadott valószínűségérték alatti vízszintek esetén pedig teljes biztonságot (tönkremeneteli valószínűség értéke: 0) feltételeztem (lásd 4.3-1 ábra).

A rendszerben esetlegesen bekövetkező gátszakadások azonban befolyásolják a vízszinteket, s ezen keresztül a kockázatokat. Tekintsünk egy 2 töltésszakaszból (1,2 jelű) álló rendszert, melyekhez tartozó védőképesség eloszlások ( $P_1(h)$ ,  $P_2(h)$ ) és kárfüggvények ( $L_1(h)$ ,  $L_2(h)$ )



4.3-1 ábra: Védőképesség valószínűségi eloszlásfüggvény



ismertek. Az árvízi kockázat 2.1.1 fejezetben bevezetett értelmezése szerint:

$$R = P_1(h_1) \cdot L_1(h_1) + P_2(h_2) \cdot L_2(h_2) \quad (4.3-2)$$

ahol:

$R$  : az árvízi rendszer kockázata

$P_i(h_i)$  : az  $i$ . szakasz tönkremeneteli valószínűségének értéke  $h_i$  vízszint mellett,

$L_i(h_i)$  : az  $i$ . szakasz tönkremeneteléhez tartozó kárérték  $h_i$  vízszint mellett.

Ez az érték azonban felülbecsüli a kockázatot, mivel nem veszi figyelembe egy esetleges gátszakadás vízszintcsökkentő hatását, és így a vízszinttől függő tönkremeneteli valószínűség és kárérték aktuális értékének csökkenését a másik szakaszra vonatkozóan. E hiba kiküszöbölésére olyan tönkremeneteli valószínűségi modellt dolgoztam ki, ami az esetleges gátszakadások vízszintcsökkentő hatását is képes figyelembe venni. Ezt az alábbiakban 2, majd  $n$  számú töltésszakasz esetére mutatom be. (A vízszintcsökkentő hatás becsülésére szolgáló módszer leírása a 4.4 fejezetben található.)

A 4.3-1 táblázat 2 töltésszakasz lehetséges tönkremeneteli kombinációit mutatja be. A rendszerben az egyes szakaszok tönkremeneteli valószínűségei közötti összefüggés az esetlegesen módosított vízszintekben jelenik meg. A szakaszok ennek függvényében számított tönkremeneteli valószínűségei (pl. az 1. tönkremeneteli esetben  $P_1(h_1)$  és  $1-P_2(h_2-m_2^j)$ ) már függetleneknek tekinthetők. Az egyes tönkremeneteli esetek valószínűségét mutatja a 4.3-2 táblázat.

Lehetséges tönkremeneteli esetek	Tönkremeneteli valószínűség*	
	1. szakasz	2.szakasz
1. szakaszon tönkremenetel, 2. szakaszon nincs	$P_1(h_1)$	$1-P_2(h_2-m_2^j)$
2. szakaszon tönkremenetel, 1. szakaszon nincs	$1-P_1(h_1)$	$P_2(h_2)$
mindkét szakaszon tönkremenetel	$P_1(h_1)$	$P_2(h_2-m_2^j)$
egyik szakaszon sincs tönkremenetel	$1-P_1(h_1)$	$1-P_2(h_2)$

\*  $m_2^j$ : az  $i$ . szakasz mértékadó szelvényében a  $j$ . szakaszon bekövetkezett gátszakadás vízszintcsökkentő hatása

4.3-1 táblázat: *Lehetséges tönkremeneteli esetek és az egyes szakaszok tönkremeneteli valószínűségei 2 töltésszakasz esetén (az 1. szakasz a 2. szakasz felett helyezkedik el)*

Tönkremeneteli eset	
leírása	valószínűsége*
1. szakaszon tönkremenetel, 2. szakaszon nincs	$P_1(h_1) \cdot (1 - P_2(h_2 - m_2^1))$
2. szakaszon tönkremenetel, 1. szakaszon nincs	$(1 - P_1(h_1)) \cdot P_2(h_2)$
mindkét szakaszon tönkremenetel	$P_1(h_1) \cdot P_2(h_2 - m_2^1)$
egyik szakaszon sincs tönkremenetel	$(1 - P_1(h_1)) \cdot (1 - P_2(h_2))$

\*  $m_i^j$ : az i. szakasz mértékadó szelvényében a j. szakaszon bekövetkezett gátszakadás vízszintcsökkentő hatása

4.3-2 táblázat: Az egyes tönkremeneteli esetek valószínűsége 2 töltésszakasz esetén

A lehetséges tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó valószínűségeket összegezve:

$$\begin{aligned}
 & P_1(h_1) \cdot (1 - P_2(h_2 - m_2^1)) + (1 - P_1(h_1)) \cdot P_2(h_2) + P_1(h_1) \cdot P_2(h_2 - m_2^1) + (1 - P_1(h_1)) \cdot (1 - P_2(h_2)) = \\
 & P_1(h_1) - P_1(h_1) \cdot P_2(h_2 - m_2^1) + P_2(h_2) - P_1(h_1) \cdot P_2(h_2) + P_1(h_1) \cdot P_2(h_2 - m_2^1) + 1 - P_1(h_1) - \\
 & P_2(h_2) + P_1(h_1) \cdot P_2(h_2) = 1
 \end{aligned} \tag{4.3-3}$$

A 4 tönkremeneteli eset valamelyike tehát biztosan előfordul, páronként pedig értelemszerűen kizárják egymást, így teljes eseményrendszert alkotnak.

Tekintsünk most egy tetszőleges  $n$  számú töltésszakaszból álló rendszert. Kombinatorikai alapon belátható, hogy azon esetek száma, amikor  $k$  db szakaszon következik be tönkremenetel (ismétlés nélküli kombináció):

$$C_{n,k} = \binom{n}{k} \tag{4.3-4}$$

Az összes lehetséges tönkremeneteli eset száma pedig:

$$\binom{n}{0} + \binom{n}{1} + \dots + \binom{n}{n-1} + \binom{n}{n} = \sum_{k=0}^n \binom{n}{k} = 2^n \tag{4.3-5}$$

Tekintsük a tönkremeneteli esetek azon csoportjait, melyeknél azonos számú töltésszakasz tönkremenetele következik be:

➤  $k=0$ : egyik szakaszon sem következik be tönkremenetel,  $\binom{n}{0} = 1$  eset

$$P_0 = [1 - P_1(h_1)] \cdot [1 - P_2(h_2)] \dots [1 - P_i(h_i)] \dots [1 - P_{n-1}(h_{n-1})] \cdot [1 - P_n(h_n)] = \prod_{i=1}^n [1 - P_i(h_i)] \tag{4.3-6}$$

➤  $k=1$  : 1 szakaszon következik be tönkremenetel,  $\binom{n}{1} = n$  eset

Az  $i$ -edik szakasz tönkremenetelét feltételező eset valószínűsége:

$$P_1^i = [1 - P_1(h_1)] \cdot [1 - P_2(h_2)] \dots P_i(h_i) \dots [1 - P_{n-1}(h_{n-1} - m_{n-1}^i)] \cdot [1 - P_n(h_n - m_n^i)] \quad (4.3-7)$$

Az összes eset valószínűsége:

$$P_1 = \sum_{i=1}^n \left\{ P_i(h_i) \cdot \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n [1 - P_j(h_j - m_j^i)] \right\} \quad (4.3-8)$$

ahol  $m_j^i = 0$ , ha  $j < i$

➤  $k=2$  : 2 szakaszon következik be tönkremenetel,  $\binom{n}{2}$  eset

Az  $i$ -edik és  $j$ -edik szakasz tönkremenetelét feltételező eset valószínűsége:

$$P_2^{i,j} = [1 - P_1(h_1)] \cdot [1 - P_2(h_2)] \dots P_i(h_i) \dots P_j(h_j - m_j^i) \dots [1 - P_n(h_n - m_n^i - m_n^j)] \quad (4.3-9)$$

Az összes eset valószínűsége:

$$P_2 = \sum_{\substack{j=i+1 \\ i=1}}^n \left\{ P_i(h_i) \cdot P_j(h_j - m_j^i) \cdot \prod_{\substack{k=1 \\ k \neq i, k \neq j}}^n [1 - P_k(h_k - m_k^i - m_k^j)] \right\} \quad (4.3-10)$$

ahol  $m_k^i = 0$  ha  $k < i$  és  $m_k^j = 0$  ha  $k < j$

...

➤  $k=m$  :  $m$  szakaszon következik be tönkremenetel,  $\binom{n}{m}$  eset

A  $j_1, j_2, \dots, j_m$  szakaszok tönkremenetelét feltételező eset valószínűsége:

$$P_m^{j_1, j_2, \dots, j_m} = P_{j_1}(h_{j_1}) \cdot P_{j_2}(h_{j_2} - m_{j_2}^{j_1}) \cdot \dots \cdot P_{j_m}(h_{j_m} - m_{j_m}^{j_1} - m_{j_m}^{j_2} - \dots - m_{j_m}^{j_{m-1}}) \cdot \prod_{\substack{i=1 \\ i \neq j_1, j_2, \dots, j_m}}^n [1 - P_i(h_i - m_i^{j_1} - m_i^{j_2} - \dots - m_i^{j_m})] \quad (4.3-11)$$

ahol  $m_i^{j_m} = 0$  ha  $i < j_m$

Az összes eset valószínűsége:

$$P_m = \sum_{\substack{j_1=1 \\ \dots \\ j_2=j_1+1 \\ \dots \\ j_m=j_{(m-1)+1}}^{n-m+1}} \left\{ \prod_{h=1}^m P_{jh} \left( h_{jh} - \sum_{\substack{t=1 \\ t \neq h}}^m m_{jh}^{jt} \right) \cdot \prod_{i=1}^n \left[ 1 - P_i \left( h_i - \sum_{t=1}^m m_i^{jt} \right) \right] \right\} \quad (4.3-12)$$

ahol  $m_{jh}^{jt} = 0$  ha  $jh < jt$  és

$m_i^{jt} = 0$  ha  $i < jt$

Az  $n$  szakaszból álló töltésrendszerre az összes lehetséges ( $2^n$  számú) eset valószínűségét összegezve:

$$P = \sum_{m=1}^n P_m \quad (4.3-13)$$

#### 4.4 Töltésszakadások vízszintcsökkentő hatásának meghatározása

A tönkremeneteli valószínűségi modellben (lásd 4.3 fejezet) szereplő vízszintcsökkentő hatások értékét az egyes szakaszokon feltételezett töltésszakadások szimulációjával becsültem. A 4.1 fejezetben bemutatott egydimenziós hidrodinamikai modell alkalmazásával az összes lehetséges tönkremeneteli kombináció vízszintcsökkentő hatásának közelítő értékét meghatároztam. A töltésszakadások helyén kiömlő vízhozamot a Poleni-féle bukóképlettel (lásd pl. Haszpra, 1990) számítottam:

$$Q = \sigma \cdot m_0 \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot dh^{\frac{3}{2}} \quad (4.4-1)$$

ahol:

$dh$  : a mederbeli vízszint a bukó koronaszintje felett,

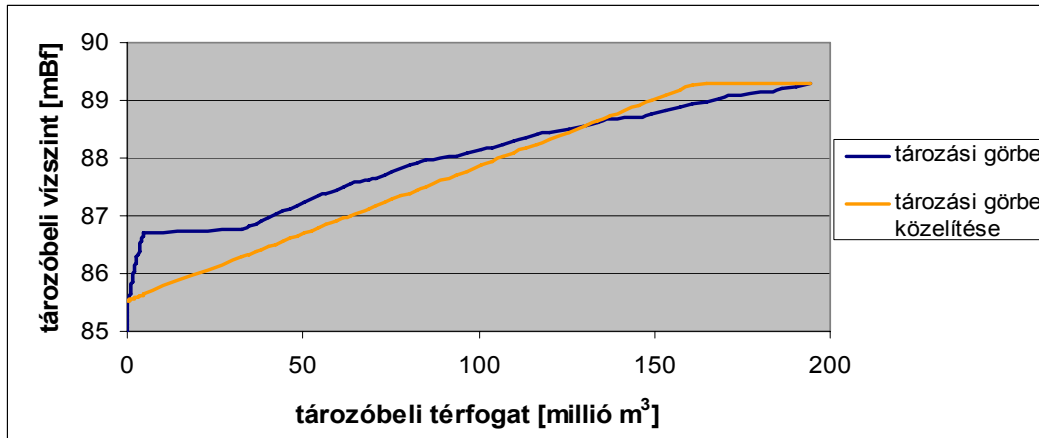
$m_0$  : vízhozamtényező ( $\approx 0,41$ ),

$b$  : a bukó szélessége,

$\sigma$  : az alulról befolyásolás tényezője.

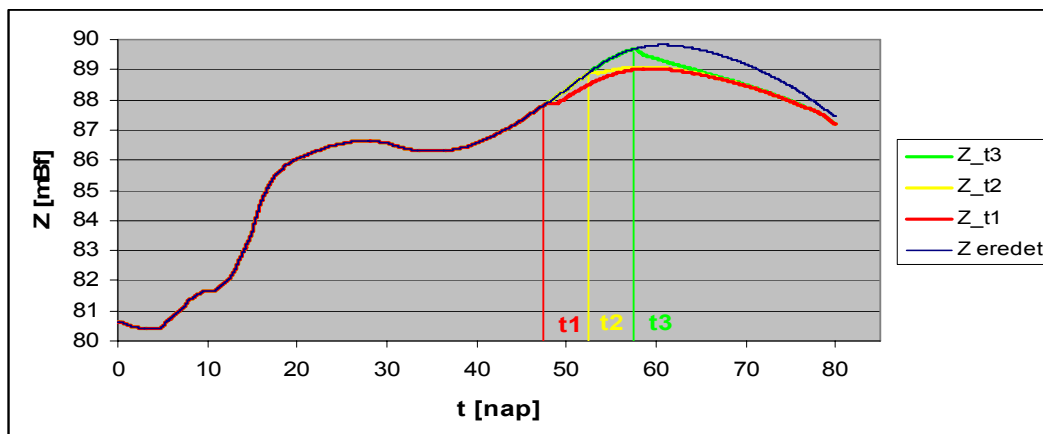
A bukószélesség értékét és a koronaszintet a (4.2-3) képletnek megfelelően vettem fel. A  $\sigma$  tényező értékét az alábbi módon becsültem: a koronaszint feletti alvízszint és felvízszint 2:3-os arányáig a visszahatást elhanyagoltam ( $\sigma=1$ ), e felett pedig lineárisan közelítettem 1 és 0 közötti tartományban. A  $\sigma$  tényező lineáris becslésénél a terepre kiömlött víz szintjének meghatározása tározási görbe előállítását igényelte. A statikus elárasztási

sorozattal nyert tapasztalati  $V$ - $z$  függvényt lineáris (legkisebb négyzetek módszere) és konstans szakasszal közelítve definiáltam a számításokban alkalmazott közelítő tározási görbét. Példaként a 4.4-1 ábrán a tiszai 10.07 védelmi szakaszra vonatkozó tározási függvény közelítése látható.



4.4-1 ábra: A tározási görbe közelítő meghatározása

A gátszakadás vízszintcsökkentő hatása természetesen függ bekövetkezésének időpontjától, annak az árhullámesúcshoz való viszonyától is. 5 napos eltolásokkal különböző időpontokban bekövetkező szakadások hatását vizsgáltam, példaként a 4.4-2 ábra 3 eltérő időpontban történő töltésszakadás hatását mutatja a 4.8 fejezetben definiált „minta árhullámra”. A számításokban az eltérő szakadási időpontokhoz tartozó tetőzési vízszint különbségek közül a legnagyobbat ( $\Delta Z_{max}$ ) alkalmaztam. Több szakasz tönkremenetelét feltételező kombinációk esetében a gátszakadások együttes hatását modelleztem.



4.4-2 ábra: Különböző időpontban bekövetkező gátszakadások vízszintcsökkentő hatása a minta árhullámra

#### 4.5 Kockázatalapú célfüggvény definiálása

A kárfüggvények és a tönkremeneteli valószínűségi modell ismeretében előállítható a kockázatalapú célfüggvény. Ehhez meg kell határozni az egyes tönkremeneteli esetekhez tartozó kárértékeket.

A 4.5-1 táblázat 2 töltésszakasz lehetséges tönkremeneteli kombinációihoz tartozó kárértékeket mutatja szakaszonként. Az egyes tönkremeneteli esetekhez tartozó teljes kárérték az egyes szakaszok kárértékeinek összegzésével állítható elő (4.5-2 táblázat).

Lehetséges tönkremeneteli esetek	Elöntési kár*	
	1. szakasz	2.szakasz
1. szakaszon tönkremenetel, 2. szakaszon nincs	$L_1(h_1)$	0
2. szakaszon tönkremenetel, 1. szakaszon nincs	0	$L_2(h_2)$
mindkét szakaszon tönkremenetel	$L_1(h_1 - m_1^2)$	$L_2(h_2 - m_2^1)$
egyik szakaszon sincs tönkremenetel	0	0

\*  $m_i^j$ : az i. szakasz mértékadó szelvényében a j. szakaszon bekövetkezett gátszakadás vízszintcsökkentő hatása

4.5-1 táblázat: *Lehetséges tönkremeneteli esetek és az egyes szakaszok tönkremeneteléhez tartozó elöntési kár értéke 2 töltésszakasz esetén*

Tönkremeneteli eset	
leírása	kárértéke*
1. szakaszon tönkremenetel, 2. szakaszon nincs	$L_1(h_1)$
2. szakaszon tönkremenetel, 1. szakaszon nincs	$L_2(h_2)$
mindkét szakaszon tönkremenetel	$L_1(h_1 - m_1^2) + L_2(h_2 - m_2^1)$
egyik szakaszon sincs tönkremenetel	0

\*  $m_i^j$ : az i. szakasz mértékadó szelvényében a j. szakaszon bekövetkezett gátszakadás vízszintcsökkentő hatása

4.5-2 táblázat: *Az egyes tönkremeneteli esetekhez tartozó kárérték 2 töltésszakasz esetén*

Tekintsük most a 4.3 fejezetben már vizsgált tetszőleges  $n$  számú töltésszakaszból álló rendszert. A tönkremeneteli esetek csoportjai, melyeknél azonos számú töltésszakasz tönkremenetele következik be:

➤  $k=0$  : egyik szakaszon sem következik be tönkremenetel,  $\binom{n}{0} = 1$  eset

$$L_0 = 0 \quad (4.5-1)$$

➤  $k=1$  : 1 szakaszon következik be tönkremenetel,  $\binom{n}{1} = n$  eset

Az  $i$ -edik szakasz tönkremenetelét feltételező esethez tartozó kárérték:

$$L_1^i = L_i(h_i) \quad (4.5-2)$$

➤  $k=2$  : 2 szakaszon következik be tönkremenetel,  $\binom{n}{2}$  eset

Az  $i$ -edik és  $j$ -edik szakasz tönkremenetelét feltételező esethez tartozó kárérték:

$$L_2^{i,j} = L_i(h_i - m_j^j) + L_j(h_j - m_i^i) \quad (4.5-3)$$

➤  $k=m$  :  $m$  szakaszon következik be tönkremenetel,  $\binom{n}{m}$  eset

A  $j_1, j_2, \dots, j_m$  szakaszok tönkremenetelét feltételező esethez tartozó kárérték:

$$L_m^{j_1, j_2, \dots, j_m} = \sum_{l=1}^m L_{j_l} \left( h_{j_l} - \sum_{\substack{k=1 \\ k \neq l}}^m m_{j_l}^{j_k} \right) \quad (4.5-4)$$

Az egyes tönkremeneteli esetekhez tartozó kockázat értéke a tönkremeneteli esethez tartozó valószínűség és kárérték szorzataként állítható elő. 2 szakaszból álló töltésrendszer esetén az egyes tönkremeneteli esetekhez tartozó kockázatokat mutatja a 4.5-3 táblázat.

Tönkremeneteli eset	
leírása	kockázata*
1. szakaszon tönkremenetel, 2. szakaszon nincs	$P_1(h_1) \cdot (1 - P_2(h_2 - m_2^1)) \cdot L_1(h_1)$
2. szakaszon tönkremenetel, 1. szakaszon nincs	$(1 - P_1(h_1)) \cdot P_2(h_2) \cdot L_2(h_2)$
mindkét szakaszon tönkremenetel	$P_1(h_1) \cdot P_2(h_2 - m_2^1) \cdot (L_1(h_1 - m_1^2) + L_2(h_2 - m_2^1))$
egyik szakaszon sincs tönkremenetel	0

\*  $m_i^j$ : az  $i$ . szakasz mértékadó szelvényében a  $j$ . szakaszon bekövetkezett gátszakadás vízszintcsökkentő hatása

4.5-3 táblázat: A lehetséges tönkremeneteli esetekhez tartozó kockázatok

A teljes rendszerre vonatkozóan a kockázat értéke:

$$R = P_1(h_1) \cdot (1 - P_2(h_2 - m_2^1)) \cdot L_1(h_1) + (1 - P_1(h_1)) \cdot P_2(h_2) \cdot L_2(h_2) + P_1(h_1) \cdot P_2(h_2 - m_2^1) \cdot (L_1(h_1 - m_1^2) + L_2(h_2 - m_2^1)) \quad (4.5-5)$$

Tetszőleges  $n$  szakaszból álló töltésrendszer esetén,  $m$  szakasz tönkremenetelét feltételező esetekhez tartozó összegzett kockázat:

$$R_m = \sum_{\substack{j_1=1 \\ \dots \\ j_2=j_1+1 \\ \dots \\ j_m=j_{(m-1)+1}}^{n-m+1}} \left\{ \prod_{h=1}^m P_{jh} \left( h_{jh} - \sum_{\substack{t=1 \\ t \neq h}}^m m_{jh}^{jt} \right) \cdot \prod_{\substack{i=1 \\ i \neq j_1, \dots, j_m}}^n \left[ 1 - P_i \left( h_i - \sum_{t=1}^m m_i^{jt} \right) \right] \cdot \sum_{l=1}^m L_{jl} \left( h_{jl} - \sum_{\substack{k=1 \\ k \neq l}}^m m_{jl}^{jk} \right) \right\} \quad (4.5-6)$$

ahol  $m_{jh}^{jt} = 0$  ha  $jh < jt$  és

$m_i^{jt} = 0$  ha  $i < jt$

A teljes rendszerre vonatkozóan a kockázat értéke:

$$R = \sum_{m=0}^n R_m \quad (4.5-7)$$

melynek minimumát keressük az optimalizáció során.

#### 4.6 Vízsztencsökkenést mérő célfüggvény definiálása

A tetőzési vízszintekre gyakorolt hatást mérő függvény a vizsgált szakasz teljes hosszán összegzi az egyes szelvények tetőzési vízszintjében a tározó(k) működtetésének hatására bekövetkező csökkenést, súlyozva azt a szomszédos szelvényektől való távolsággal:

$$W = \sum_{i=0}^n \left[ (Z_{\max,i}^0 - Z_{\max,i}^T) \cdot DX_i \right] \quad (4.6-1)$$

ahol:

$W$  : vízszintalapú tározóhatás, melynek maximumát (illetve technikailag a (-1)-szeresének minimumát) keressük az optimalizáció során,

$Z_{\max,i}^0$  : a tetőzési vízszint a tározó(k) működtetése nélkül az  $i$ -edik szelvényben,

$Z_{\max,i}^T$  : a tetőzési vízszint a tározó(k) működtetése mellett az  $i$ -edik szelvényben,

$DX_i$  : az  $i$ -edik és  $i-1$ -edik szelvény távolságának fele + az  $i$ -edik és  $i+1$ -edik szelvény távolságának fele.

A fenti indikátor előnye, hogy a töltésmeghágás szempontjából jellemző tetőzési szintek függvénye. Hátránya viszont, hogy nem tükrözi az árvízi terhelés tartósságának hatását.



#### 4.7 Az optimalizációs probléma megfogalmazása és megoldása

Az elemzés során 2 eltérő jellegű (kockázat- és vízszintalapú) optimalizációs célfüggvénnyel számoltam. A várható előntési károk és a tönkremeneteli valószínűségek ismeretében meghatározható *kockázatalapú célfüggvényt* a 4.5 fejezetben, a *vízszintalapú célfüggvényt* pedig a 4.6 fejezetben definiáltam. Az optimalizáció célja ezen függvények minimumát (azaz a rendszer minimális kockázatát, illetve a maximális összegzett vízszintcsökkenést) eredményező paraméterkombináció megtalálása.

Az *optimalizálandó paraméterek* az adott tározóba  $\Delta t$  nagyságú időintervallumokban kivezetendő  $q_i$  vízhozamok. A *folytonos változók* értékét 0 és a vízkivételi kapacitás közötti tartományban keresi az algoritmus. A paraméterek ilyen módon történő definiálását indokolja, hogy az optimalizációs vizsgálatok az értekezés célkitűzésének megfelelően olyan elméleti vízkieresztési stratégia meghatározására irányulnak, mely nem kötődik konkrétan megválasztott műtárgytípushoz, hanem bármely, a kivezetett vízhozam megfelelő mértékű szabályozására alkalmas műtárgy alkalmazásával biztosítható. A tározóba kivezetett vízmennyiségből a tározási görbe alapján minden időlépésben számítottam az aktuális tározóbeli vízszintet (lásd 4.7-2), és vízkivétel csak abban az esetben történt, amikor a vízfolyás tározó-szelvénybeli vízszintje meghaladta a tározó vízszintjét.

$$z_{level} = z_{min} + \sqrt{\frac{V_{out}}{10^6 \cdot t_{exp}}} \quad (4.7-2)$$

ahol:

- $z_{level}$  : tározóbeli vízszint,
- $z_{min}$  : fenékszint,
- $V_{out}$  : tározott vízmennyiség,
- $t_{exp}$  : tározási tényező.

Az elemzés során alkalmazott időintervallum  $\Delta t=24$  óra, azaz a vízkieresztés vízhozama naponként változtatható. (A választást az indokolta, hogy rövidebb időintervallum alkalmazás esetén a paraméterek számának növekedése miatt az optimalizáció időigénye a rendelkezésre álló eszközökkel kezelhetetlen lenne.)

Az optimumszámítás során *korlátozó feltétel*ként jelenik meg az adott tározó  $V_{max}$  térfogata, melyet a teljes kivezetett vízmennyiség nem haladhat meg (lásd 4.7-1). A  $V_{max}$  értékét

meghaladó vízmennyiséget eredményező eseteket büntetőfüggvény alkalmazásával (a célfüggvény aktuális értékének a kivett vízmennyiséggel való megnövelésével) szűrtem ki.

$$\sum_{i=1}^n q_i \cdot \Delta t \leq V_{\max} \quad (4.7-1)$$

ahol:

$q_i$  : az  $i$ . időintervallumban kivezetendő vízhozam,

$n$  : a vizsgált időintervallumok, azaz az optimalizálandó paraméterek száma.

A vázolt nemlineáris optimumszámítási feladat megoldását egy adaptív Monte Carlo típusú optimalizációs eljárással (Koncsos et al., 1995) végeztem. Az alkalmazott optimalizációs algoritmus részletes bemutatása a *Függelékben* található.

Az egydimenziós hidrodinamikai modellbe ágyazott optimalizációs algoritmus alkalmazásával a kockázatalapú optimalizáció lépései:

- a. Az egydimenziós modellel az érkező árhullám vízhozam időszora, mint felső peremfeltétel függvényében az egyes töltésszakaszok mértékadó szelvényében a tetőzési vízszint meghatározása a tározó(k) figyelembe vétele nélkül;
- b. A tetőzési vízszintekből kiindulva az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó módosított tetőzési vízszintek meghatározása töltésszakaszonként (a tönkremenetek vízszintcsökkentő hatásainak figyelembe vételével);
- c. A módosított tetőzési vízszintek függvényében a védőképesség-eloszlás, illetve a kárfüggvény alapján az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó tönkremeneteli valószínűségek és kárértékek meghatározása töltésszakaszonként;
- d. A rendszer tározás nélküli kockázatának ( $R^0$ ) számítása az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó kockázatok összegeként;
- e. A célfüggvény kezdeti értéke:  $H^{opt} = R^0$  ;
- f. A tetőzési vízszintek meghatározása a tározás kifolyásként való figyelembe vételével, az optimalizálandó paraméterek aktuális értékeivel (ez az első lépésben a kezdeti értékeket, a továbbiakban az algoritmus által felújított értékeket jelenti) számolva, a korlátozó feltételt figyelembe véve;
- g. A tetőzési vízszintekből kiindulva az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó módosított tetőzési vízszintek meghatározása töltésszakaszonként (a tönkremenetek vízszintcsökkentő hatásainak figyelembe vételével);

- h. A módosított tetőzési vízszintek függvényében a védőképesség-eloszlás, illetve a kárfüggvény alapján az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó tönkremeneteli valószínűségek és kárértékek meghatározása töltésszakaszonként;
- i. A rendszer tározással módosított kockázatának ( $R^T$ ) számítása az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó kockázatok összegeként;
- j. A célfüggvény aktuális értéke:  $H^a = R^T$  ;
- k. A célfüggvény aktuális értékének vizsgálata:  
 $H^a < H^{opt}$  esetén  $H^{opt} = H^a$  és az optimális paraméterek tárolása;
- l. A leállási feltétel vizsgálata:
  - ha nem teljesül, vissza az f. pontra
  - ha teljesül, vége az optimalizációnak;

A paraméterek optimális értékei megadják a tározó(k) kockázatcsökkentő hatásának maximumát eredményező vízkivételi ütemezés idősorát,  $H^{opt}$  pedig a tározó(k) optimális üzemelése mellett a rendszer kockázatát.

A vízszintalapú optimalizáció esetében a célfüggvény kezdeti értéke a tározás nélkül számított tetőző vízszintek szelvényenkénti, távolságokkal súlyozott összege. A célfüggvény aktuális értéke a szelvényenként a tározás figyelembe vételével, illetve a nélkül számított tetőzési vízszintek különbségeinek a szelvények közti távolságokkal súlyozott összege. A paraméterek optimális értékei a tározó(k) vízszintcsökkentő hatásának maximumát eredményező vízkivételi ütemezés idősorát szolgáltatják.

#### 4.8 Minta árhullám definiálása

Az optimális tározófeltöltés elemzése során egy hipotetikus, de realiztikus árhullám levonulását vizsgáltam. Az ún. „minta árhullám” alapjául történelmi (2000. évi tiszai) árhullám szolgált, melynek jellegét megtartva, a matematikai statisztika módszereivel egy kisebb előfordulási valószínűségű, nagyobb tetőzési vízszinteket eredményező árhullámot definiáltam. A Kisköre-alsó vízmérce szelvényében előállított minta árhullám vízhozam idősora szolgált a vizsgálatok során alkalmazott 1D hidrodinamikai modell felső peremfeltételeként.

Az alkalmazott matematikai statisztikai eljárás alapja az ún. metszék (Peak Over Threshold) – módszer alkalmazása volt, ami biztosítja egyrészt a jellemző mutatók függetlenségét (lehetővé

téve ezáltal a valószínűségelméleti elemzést), másrészt a vízjárási folyamat szerkezetét is jól jellemzi (Zsuffa, 1997). A módszer lényege, hogy a vízállás idősorok egy alkalmasan választott referenciaszintet (pl. az elsőfokú készütségi szintet) túllépő szakaszait vizsgáljuk. E túllépési szakaszokon a vízállás tetőzési értéke és a referenciaszint különbsége a folytonos változóként kezelhető  $X$  túllépés (Vágás et al, 2000).

A minta árhullám meghatározásához kiindulásként rendelkezésre állt a Kisköre-alsó vízmércén mért 34 éves vízállás adatsor. Ezen időszak folyamán a referenciaszintként választott elsőfokú készütségi szintet ( $H = 600$  cm) 70 esetben haladta meg a vízállás, ezek alapján 70 db  $X_i$  túllépés értéket definiáltam. A túllépéseket mértékük szerint 5 kategóriába sorolva meghatároztam a tapasztalati gyakoriság ( $f_i$ ), valamint a relatív gyakoriság ( $r_i$ ) értékeket (4.8-1 táblázat). A relatív gyakoriságok hisztogramjának (4.8-1 ábra) erősen monoton csökkenő jellege - a Dunára, illetve a Tiszára vonatkozó korábbi tapasztalatoknak megfelelően (Vágás et al, 2000) - a túllépések exponenciális eloszlására enged következtetni.

Osztály	Túllépés [cm]	$f_i$	$r_i$	$p_i$	$np_i$
1	0-99	39	0,557	0,597	41,79
2	100-199	22	0,314	0,241	16,87
3	200-299	5	0,071	0,097	6,79
4	300-399	3	0,043	0,039	2,73
5	>400	1	0,014	0,026	1,82

4.8-1 táblázat: A túllépések eloszlásának jellemző paraméterei

A túllépések eloszlásának az exponenciális eloszláshoz való illeszkedését  $\chi^2$  próbával ellenőriztem. Az eljárás során számítottam a túllépések számtani közepét:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{70} X_i}{70} \approx 1,099m \quad (4.8-1)$$

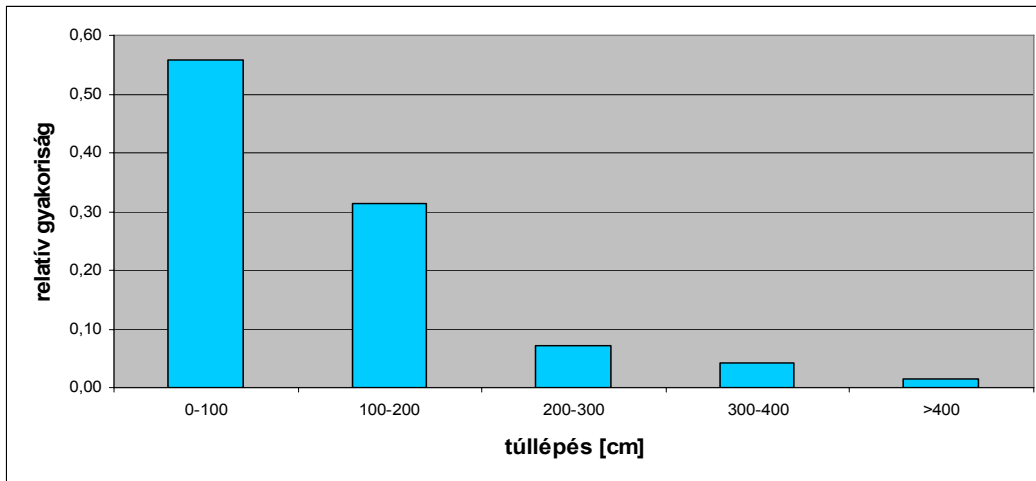
Így a becsült paraméter:

$$\lambda = \frac{1}{\bar{X}} \approx 0,910 \quad (4.8-2)$$

Az exponenciális eloszlás

$$P = (X < x) = 1 - e^{-\lambda \cdot x} \quad (4.8-3)$$

eloszlásfüggvénye alapján számított  $p_i$  valószínűségek és  $np_i$  „elméleti” gyakoriságok a 4.8-1 táblázatban láthatók.



4.8-1 ábra: A 2000. évi túllépések relatív gyakoriságai

$\chi^2$  - statisztikát képezve:

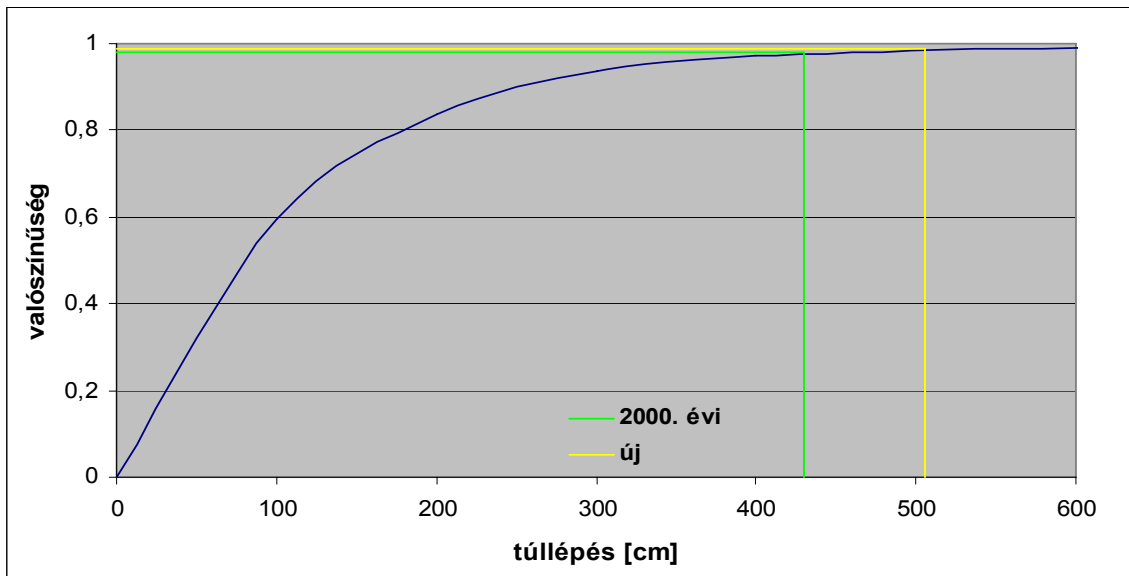
$$\chi^2 = \sum_{i=1}^5 \frac{(f_i - np_i)^2}{np_i} = 2,61 \quad (4.8-4)$$

A 3 szabadságfokú  $\chi^2$  - eloszlás kritikus értéke 90 %-os megbízhatósági szinten:  $\chi^2_{krit} = 6,25$ . Mivel az aktuális érték a kritikus érték alatt van, megállapíthatjuk, hogy a túllépések eloszlása az exponenciális eloszláshoz 90%-os megbízhatósági szinten illeszkedik.

A túllépések exponenciális eloszlásának elfogadása szolgált a minta árhullám definiálásának alapjául. A 2000. évi maximális túllépéshez (a  $H_{max,2000} = 1030$  cm-es vízállásnál fellépő 430 cm) az eloszlásfüggvény (4.8-3) definíciója szerint 98%-os valószínűség tartozik, azaz a túllépések mértéke 98%-os valószínűséggel e szint alatt marad. A minta árhullám kiindulási paramétereként meghatároztam a 99%-os valószínűséghez tartozó túllépés mértékét, ami a (4.8-3) szerint 506 cm-re adódott. A minta árhullám maximális vízállása ennek megfelelően:

$$H_{max,új} = 600 + 506 = 1106\text{cm} \quad (4.8-5)$$

A túllépések eloszlásfüggvénye, valamint a 2000. évi és a definiált új maximális túllépések értéke a 4.8-2 ábrán látható.



4.8-2 ábra: A 2000. évi túllépések eloszlásfüggvénye, a 2000. évi és a definiált új maximális túllépések jelölésével

A 2000. évi árhullám  $H$  értékeit a

$$\frac{H_{\max, új}}{H_{\max, 2000}} = \frac{1106 \text{ cm}}{1030 \text{ cm}} = 1,07 \quad (4.8-6)$$

arányzámnak megfelelően megnöveltem.

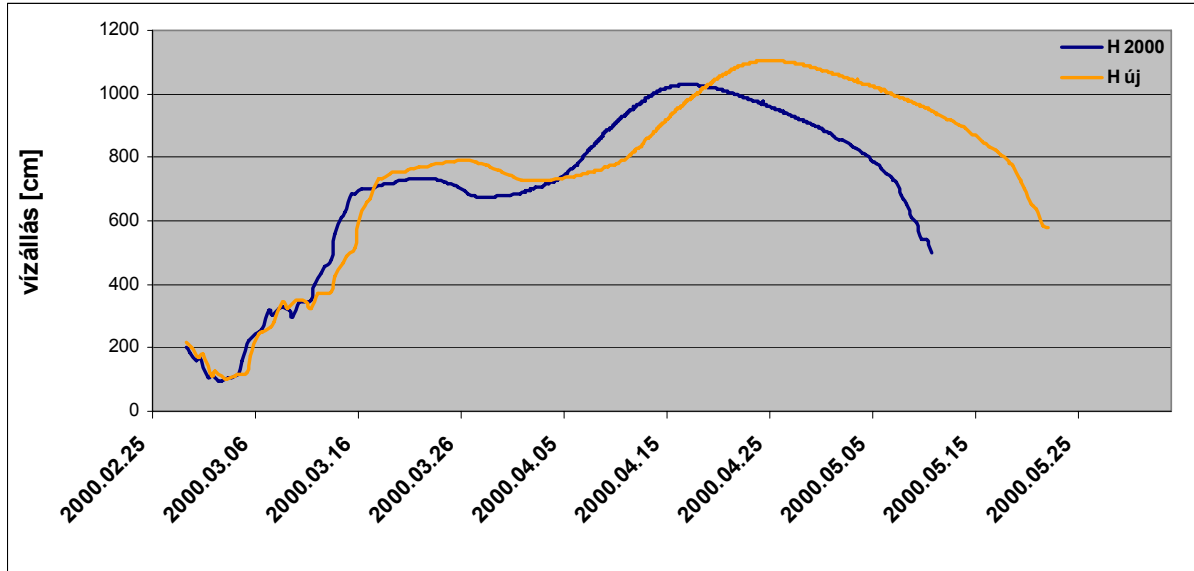
Az árhullám jellegének megőrzése érdekében szükség volt az árhullám időtartamának arányos megnövelésére is. Korábbi, a Tisza magyarországi szakaszára vonatkozó vizsgálatok szerint valamely  $i$  szelvényben a tetőzési vízszint egy referenciaszint feletti magassága (azaz az  $X_i$  túllépés), valamint az árvíz referenciaszint feletti tartózkodási ideje ( $T_i$ ), mint valószínűségi változók között szinte mindenhol igen magas korreláció áll fenn (BME VKKT, 2006; Koncsos-Balogh, 2007). A korreláció a véletlenszerű mennyiségek közötti linearitást is méri, így adott  $i$  jelű szelvényben  $T_i$  az  $X_i$  függvényében lineáris regresszióval becsülhető:

$$T_i = a \cdot X_i + b \quad (4.8-7)$$

ahol  $a$  és  $b$  regressziós paraméterek. Az elvégzett regressziós vizsgálatok Kisköre-alsó vízmérce szelvényében az  $a = 21,697$  és  $b = 28,823$  együtthatókat eredményezték. A kapott regressziós összefüggéssel a 2000. évi és az új árhullám túllépés értékéből ( $X_{2000} = 430$  cm, illetve  $X_{új} = 506$  cm) számítottam  $T_{2000}$  és  $T_{új}$  értékeket, majd ezek arányát:

$$\frac{T_{új}}{T_{2000}} = 1,16 \quad (4.8-8)$$

A 2000. évi árhullám vízállás értékeinek (4.6-6) szerinti megnövelésével kapott vízállás idősort a (4.8-8) arálynak megfelelően időben „széthúzva” állt elő a minta árhullám vízállás idősora (4.8-3 ábra).



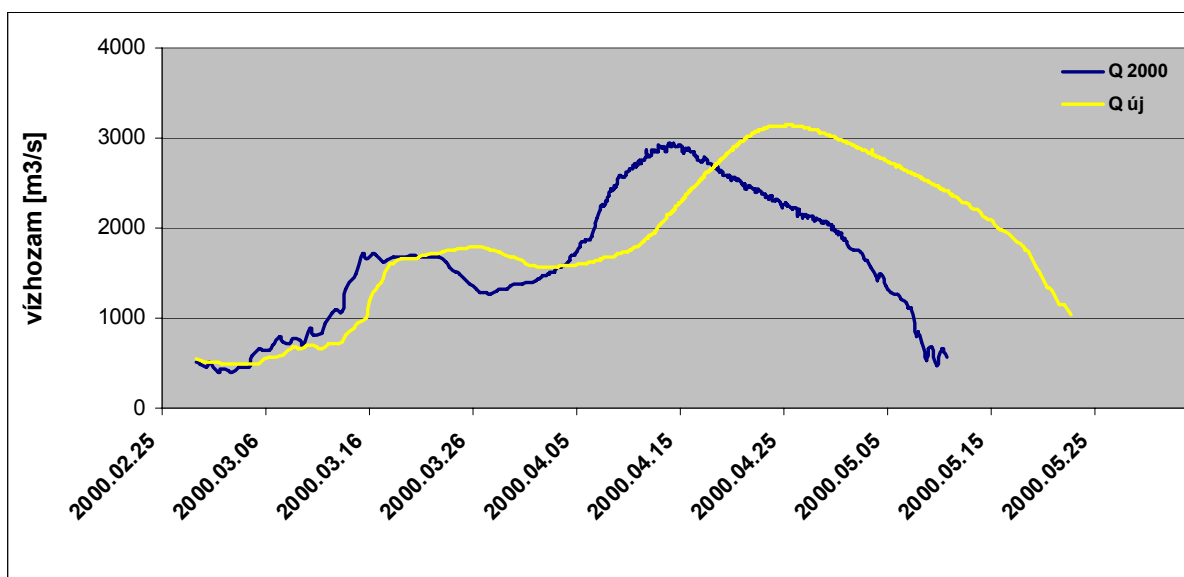
4.8-3 ábra: A 2000. évi és a minta árhullám vízállás idősora

A minta árhullám vízhozam idősorának meghatározásához a 2000. évi  $Q(h)$  görbére 2. fokú regressziós görbét illeszttem:

$$Q = 0,00240446H^2 - 0,246076H + 482,029 \quad (4.8-9)$$

A regressziós összefüggés alapján a minta árhullám vízállás értékeiből határoztam meg a vízhozam idősort. A 2000. évi és a minta árhullám vízhozam idősora látható a 4.8-4 ábrán.

A becsatlakozó mellékvízfolyások esetében a vízhozam értékeket a 2000. évi történelmi árhullám mért adatsorai szolgáltatták, módosítás nélkül.



4.8-4 ábra: A 2000. évi és a minta árhullám vízhozam időszora

## 5. Mintaterületi alkalmazás

### 5.1 A mintaterület bemutatása

A szükségeltározók optimális üzemrendjének meghatározására kidolgozott módszertan (lásd 4. fejezet) alkalmazását egy közép-tiszai mintaterületen mutatom be. A terület 4 árvízvédelmi szakaszt érint, az ezeken lévő tiszai fővédvonalak képezték az elemzés tárgyát. A vizsgált töltésszakaszok továbbiakban alkalmazott jelölését az 5.1-1 táblázat mutatja.

Védelmi szakasz jele	Töltésszakasz jele
10.03	1
10.07	2
10.02	3
10.06	4

5.1-1 táblázat: A vizsgált töltésszakaszok jelölése

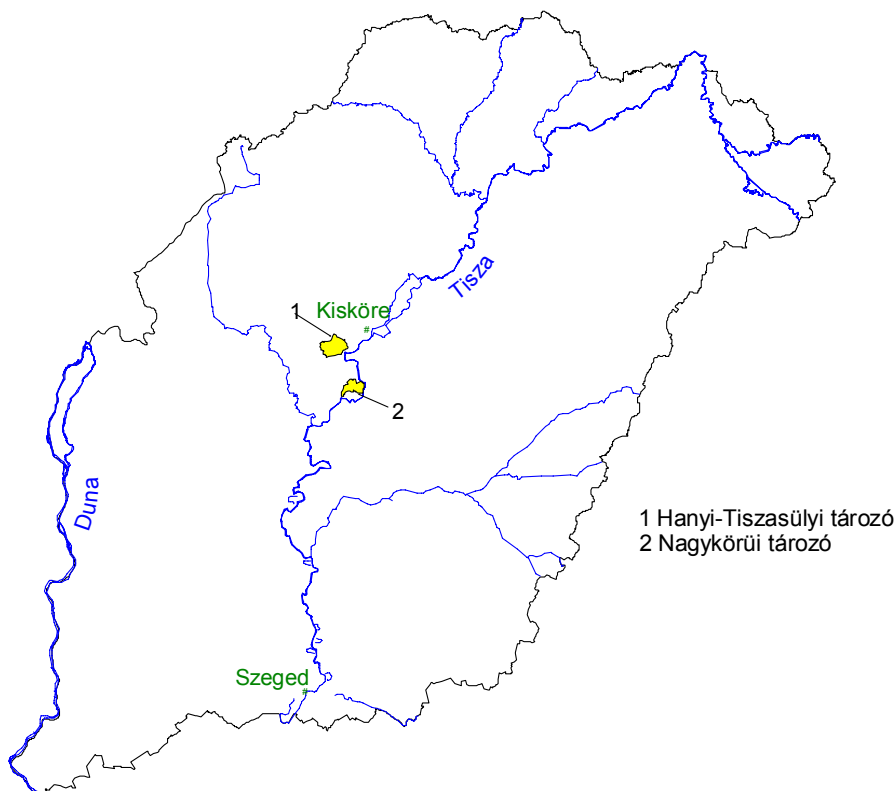
A kijelölt mintaterületen található a VTT keretében megvalósításra kijelölt tározók közül három (Hanyi-Tisasülyi, Tiszaroffi, Nagykörüi). Az elemzésbe bevont két tározó elhelyezkedése az 5.1-1 ábrán látható, az értekezésben alkalmazott jelölésüket és a rendelkezésre álló tervezési paramétereiket pedig az 5.1-2 táblázat foglalja össze. Az optimalizációs vizsgálatok során e paraméterek szolgálták a keresési tartomány maximumaként (zsilipkapacitás), korlátozó feltételként (térfogat), illetve a tározóbeli vízszint számításához (fenékszint, tározási tényező). A tározási görbéket a (4.7-2) összefüggéssel írtam le, az adott tározóhoz tartozó fenékszint és tározási tényező behelyettesítésével. A vizsgálatok során alkalmazott 1D hidrodinamikai modellt (lásd 4.1 fejezet) Kisköre-alsó és



Szeged között működtettem, a két perem elhelyezkedése szintén az 5.1-1 ábrán látható. A felső peremfeltétel a Kisköre-alsó vízmérce szelvényében a 2000. évi tavaszi árhullám módosításával meghatározott minta árhullám vízhozam-idősora (lásd 4.8 fejezet) volt, alvízi peremfeltételként pedig szegedi  $Q(h)$  összefüggés szolgált. (A felső perem megválasztását befolyásolta, hogy a kiskörei vízlépcső kezelése az alkalmazott hidrodinamikai modellben nem volt megoldva. Technikailag így célszerűbb volt az elemzést a Tisza kisköre alatti szakaszára korlátozni, még ha így a vizsgált tározók meglehetősen közel is esnek a felső határhoz.)

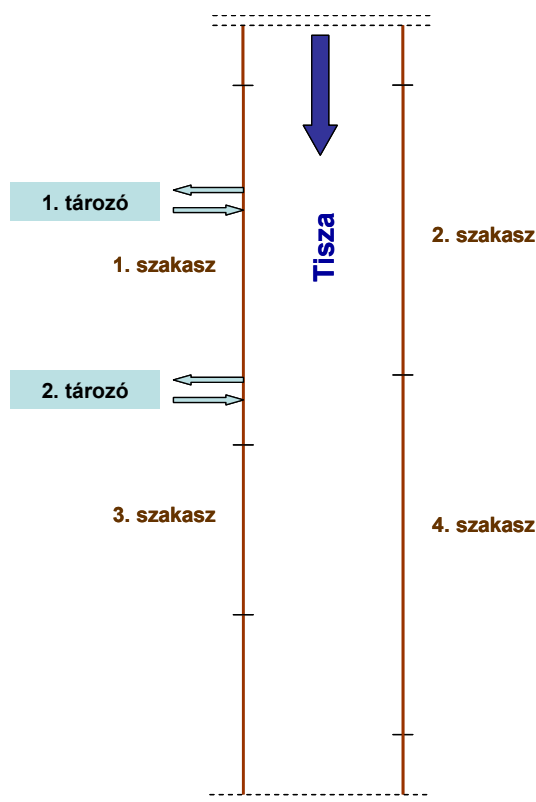
Tározó neve	Tározó jele	Tározó helye [fkm]	Zsilipkapacitás [m <sup>3</sup> /s]	Tározó térfogata [millió m <sup>3</sup> ]	Fenékszint [mBf]	Tározási tényező
Hanyi-Tisasülyi	1	387	250	302	85	17,7
Nagykőrüi	2	355	150	149	83	5,3

5.1-2 táblázat: A vizsgált tározók jelölése és tervezési paramétere



5.1-1 ábra: A vizsgált tározók elhelyezkedése

A mintaterület vázlatos helyszínrajzát, a vizsgált töltésszakaszok és tározók egymáshoz viszonyított helyzetét mutatja az 5.1-2 ábra.



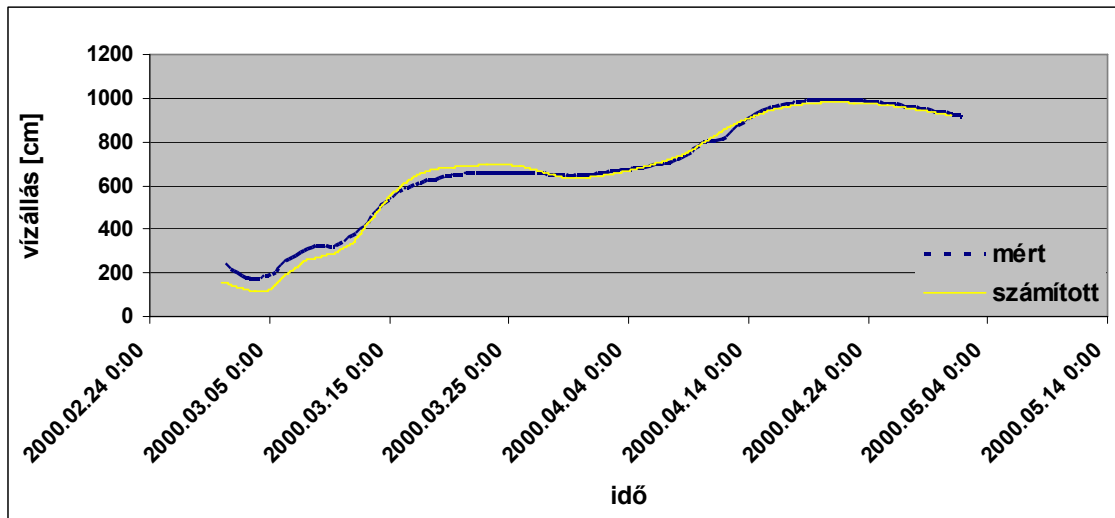
5.1-2 ábra: A mintaterület vázlatos helyszínrajza

## 5.2 Az 1D hidrodinamikai modell kalibrációja és validációja

A tározófeltöltés optimalizációs vizsgálata során alkalmazott 1D hidrodinamikai modellt (lásd 4.1 fejezet) a Kisköre-alsó - Szeged szakaszra kalibráltam, a 2000.03.01-2000.04.30-ig terjedő időszak mért vízállás értékeire támaszkodva. A kalibrációs eljárás során – a teljes szakaszt 10 részre osztva és rész-szakaszonként a hullámtéri és a főmedri Manning-tényezőt megkülönböztetve – 20 modellparaméter bearányosítása volt a feladat, amit a *Függelékben* bemutatott optimalizációs algoritmus segítségével hajtottam végre. A minimalizálandó célfüggvényt az adott szakaszon található hét vízmérce (Tiszaroff, Tiszabó, Szolnok, Martfű, Tiszaug, Csongrád, Algyő) mért és számított vízállásai közötti eltérések összegeként definiáltam. A modell felső peremfeltételeként a Kisköre-alsó vízmércén mért vízhozamok, alsó peremfeltételként pedig a szegedi vízmércén mért vízállás adatok szolgáltak. A kalibrációs időszakra vonatkozóan a csongrádi vízmérce szelvényében a kalibrációs eljárás eredményeként meghatározott optimális paraméterek mellett számított vízállások és a mért vízállás adatsor összehasonlítását mutatja az 5.2-1 ábra.

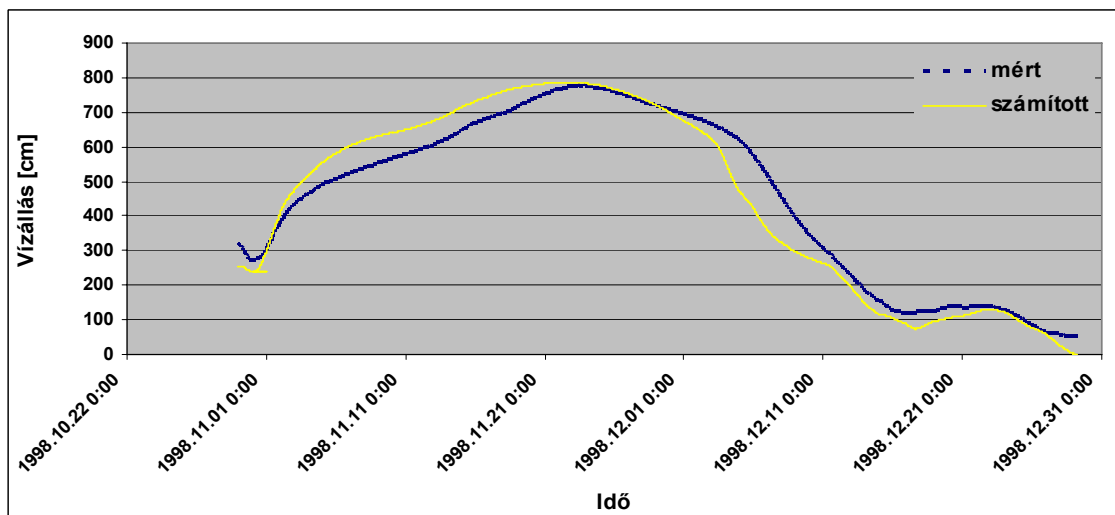
A modell validációját az 1998.10.30-1998.12.29-ig terjedő időszak mért vízállás értékei alapján végeztem. Peremfeltételként itt is Kisköre-alsónál mért vízhozam-, illetve szegedi vízállás adatsort alkalmaztam. Az 5.2-2 ábrán a validációs időszakra vonatkozóan a csongrádi

vízmérce szelvényében a kalibrációs eljárás eredményeként meghatározott optimális paraméterek mellett számított vízállások és a mért vízállás adatsor összehasonlítása látható.



5.2-1 ábra: Mért és számított vízállások a csongrádi vízmércénél a 2000.03.01-04.30 közötti időszakra

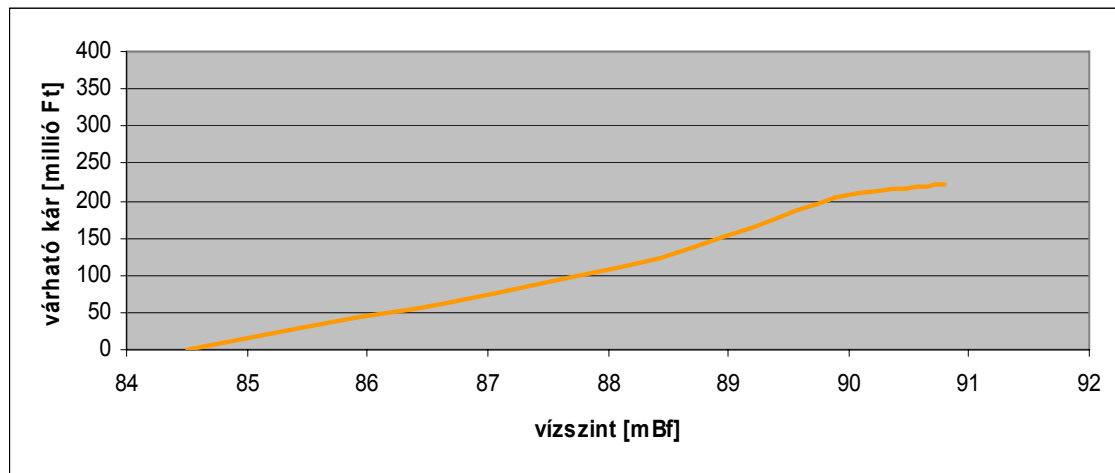
A validációs vizsgálat eredményei azt mutatják, hogy a számított vízállás értékek – különösen a tározófeltöltés optimalizációs vizsgálatánál kiinduló paramétereként szolgáló tetőzési vízszintek környezetében - igen jól közelítik a mért vízállás adatsort. A tetőző vízszintek mért és számított értékei közötti különbség a hét vizsgált vízmérce esetében az 1-9 cm-es tartományban mozog, az átlagos eltérés 4 cm.



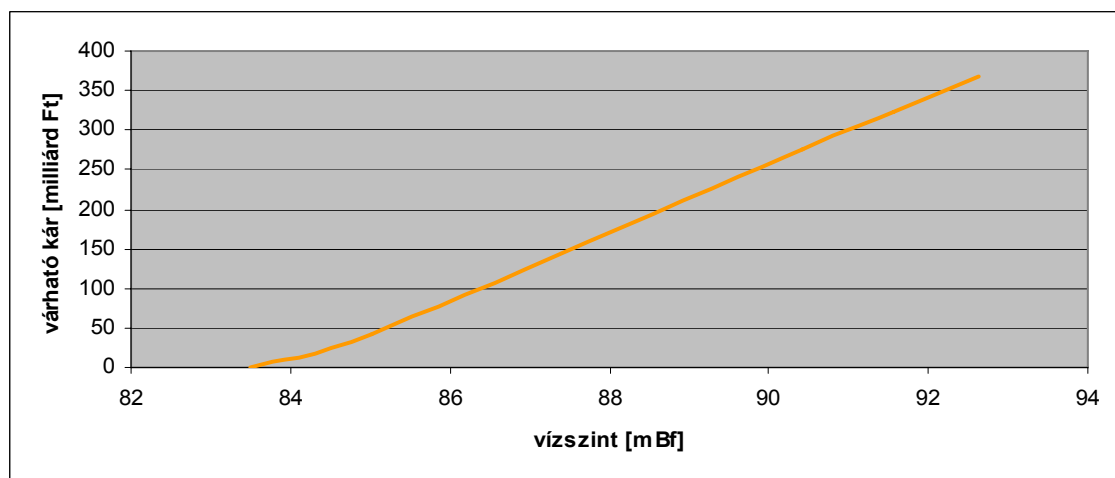
5.2-2 ábra: Mért és számított vízállások a csongrádi vízmércénél az 1998.10.30-12.29 közötti időszakra

### 5.3 Mintaterületi kárfüggvények

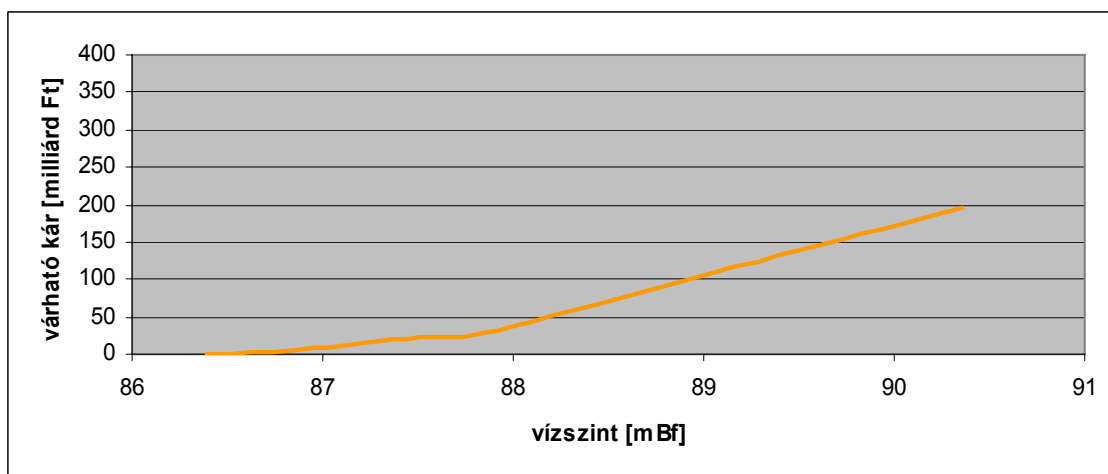
A vizsgált töltésszakaszok tönkremeneteléhez rendelt várható károk alakulását a mederbeli vízszint függvényében a 4.2 fejezetben ismertetett módszerrel határoztam meg. A feltételezett töltésszakadások helye az egyes szakaszok 4. fejezetben definiált mértékadó szelvénye volt. A vízszintek felvételénél szempont volt, hogy a mértékadó árvízszint +/-2 m-es környezete le legyen fedve. Az eredményeket az 5.3-1 – 5.3-4 ábrák mutatják be.



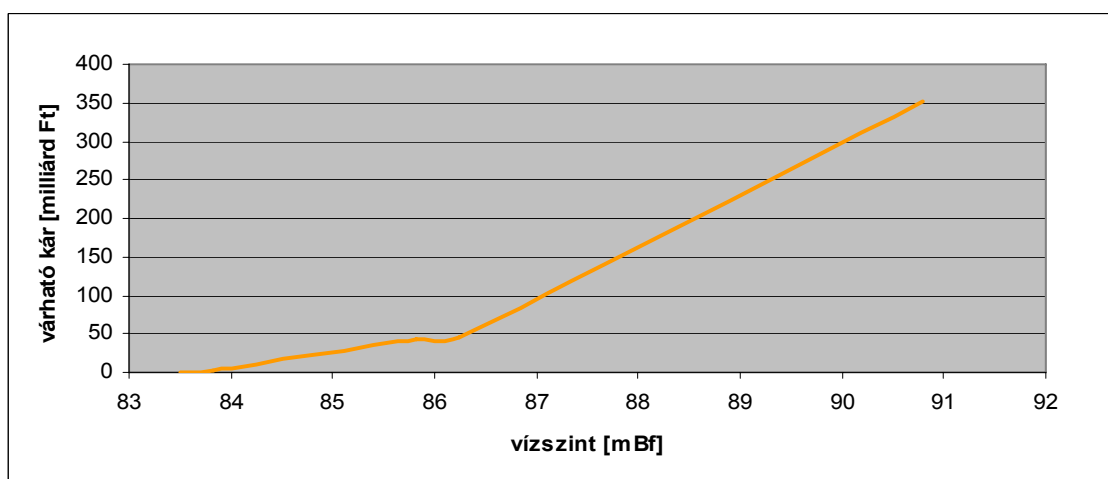
5.3-1. ábra: Várható károk a mederbeli vízszint függvényében az 1. számú töltésszakasz tönkremenetele esetén



5.3-2. ábra: Várható károk a mederbeli vízszint függvényében a 2. számú töltésszakasz tönkremenetele esetén



5.3-3. ábra: Várható károk a mederbeli vízszint függvényében a 3.számú töltésszakasz tönkremenetele esetén



5.3-4. ábra: Várható károk a mederbeli vízszint függvényében a 4. számú töltésszakasz tönkremenetele esetén

#### 5.4 A mintaterületi töltésszakaszok tönkremeneteli valószínűségi modellje

A 4.3 fejezetben definiált védőképesség eloszlások a 4 mintaterületi töltésszakaszra vonatkozóan az 5.4-1 – 5.4-4 ábrákon láthatók.

Az esetleges gátszakadások vízszintcsökkentő hatását is kezelő tönkremeneteli valószínűségi modell (lásd 4.3 fejezet) szerint a lehetséges tönkremeneteli kombinációk száma:

$$2^n = 2^4 = 16 \quad (5.4-1)$$

Az 5.4-1 táblázat a 4 töltésszakasz lehetséges tönkremeneteli kombinációit mutatja be. (A szakaszok sorrendje fentről lefelé a mértékadó szelvények szerint: 1, 2, 3, 4.)

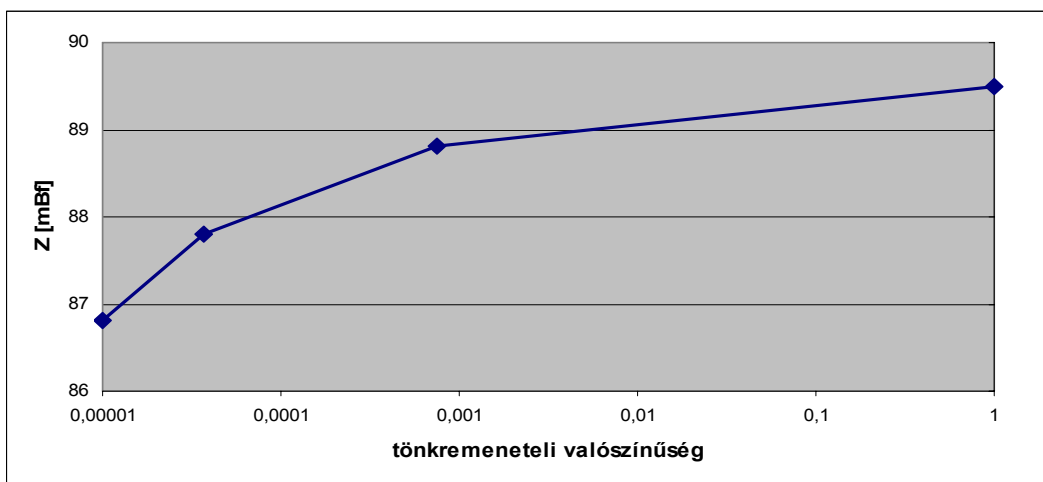
Lehetséges tönkremeneteli esetek*					Tönkremeneteli valószínűség ***				
Sorszám	k**	1. szakasz	2. szakasz	3. szakasz	4. szakasz	1. szakasz	2. szakasz	3. szakasz	4. szakasz
1	0					$1-P_1(h_1)$	$1-P_2(h_2)$	$1-P_3(h_3)$	$1-P_4(h_4)$
2	1	x				$P_1(h_1)$	$1-P_2(h_2-m_2^1)$	$1-P_3(h_3-m_3^1)$	$1-P_4(h_4-m_4^1)$
3			x			$1-P_1(h_1)$	$P_2(h_2)$	$1-P_3(h_3-m_3^2)$	$1-P_4(h_4-m_4^2)$
4				x		$1-P_1(h_1)$	$1-P_2(h_2)$	$P_3(h_3)$	$1-P_4(h_4-m_4^3)$
5					x	$1-P_1(h_1)$	$1-P_2(h_2)$	$1-P_3(h_3)$	$P_4(h_4)$
6	2	x	x			$P_1(h_1)$	$P_2(h_2-m_2^1)$	$1-P_3(h_3-m_3^1-m_3^2)$	$1-P_4(h_4-m_4^1-m_4^2)$
7		x		x		$P_1(h_1)$	$1-P_2(h_2-m_2^1)$	$P_3(h_3-m_3^1)$	$1-P_4(h_4-m_4^1-m_4^3)$
8		x			x	$P_1(h_1)$	$1-P_2(h_2-m_2^1)$	$1-P_3(h_3-m_3^1)$	$P_4(h_4-m_4^1)$
9			x	x		$1-P_1(h_1)$	$P_2(h_2)$	$P_3(h_3-m_3^2)$	$1-P_4(h_4-m_4^2-m_4^3)$
10			x		x	$1-P_1(h_1)$	$P_2(h_2)$	$1-P_3(h_3-m_3^2)$	$P_4(h_4-m_4^2)$
11				x	x	$1-P_1(h_1)$	$1-P_2(h_2)$	$P_3(h_3)$	$P_4(h_4-m_4^3)$
12	3	x	x	x		$P_1(h_1)$	$P_2(h_2-m_2^1)$	$P_3(h_3-m_3^1-m_3^2)$	$1-P_4(h_4-m_4^1-m_4^2-m_4^3)$
13		x	x		x	$P_1(h_1)$	$P_2(h_2-m_2^1)$	$1-P_3(h_3-m_3^1-m_3^2)$	$P_4(h_4-m_4^1-m_4^2)$
14		x		x	x	$P_1(h_1)$	$1-P_2(h_2-m_2^1)$	$P_3(h_3-m_3^1)$	$P_4(h_4-m_4^1-m_4^3)$
15			x	x	x	$1-P_1(h_1)$	$P_2(h_2)$	$P_3(h_3-m_3^2)$	$P_4(h_4-m_4^2-m_4^3)$
16	4	x	x	x	x	$P_1(h_1)$	$P_2(h_2-m_2^1)$	$P_3(h_3-m_3^1-m_3^2)$	$P_4(h_4-m_4^1-m_4^2-m_4^3)$

\* x: az adott szakaszon tönkremenel következik be

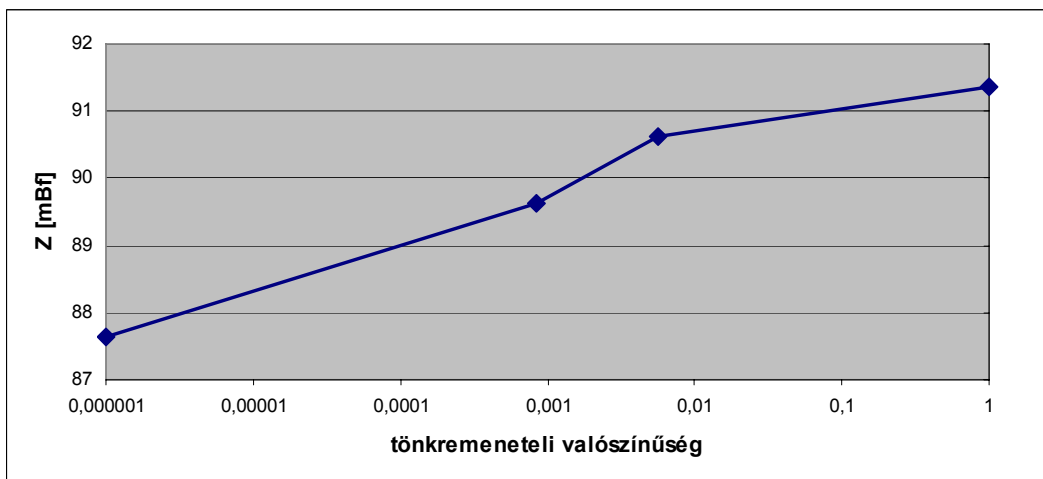
\*\* k: ennyi szakaszon következikbe tönkremenetel

\*\*\*  $m_i^j$ : az  $i$ . szakasz mértékadó szelvényében a  $j$ . szakaszon bekövetkezett gátszakadás hatásával módosított vízszint

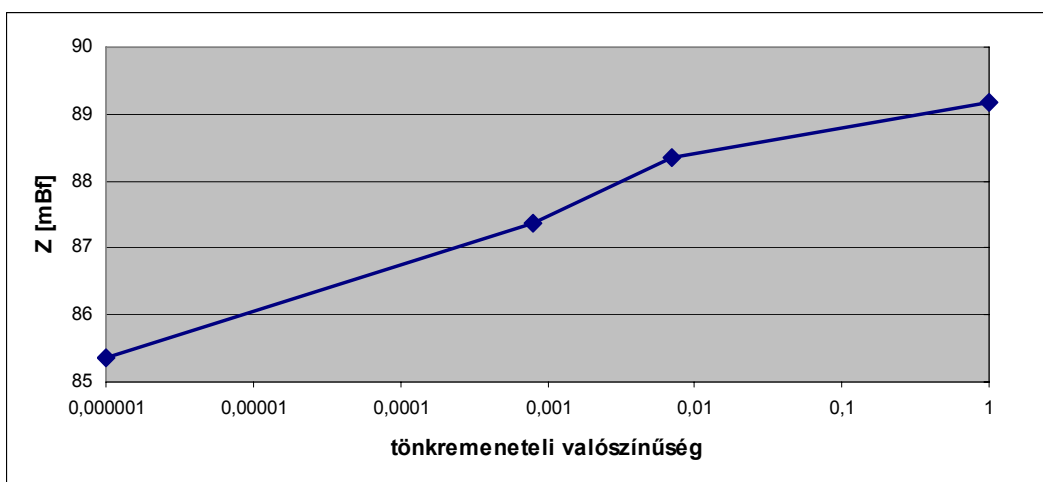
5.4-1 táblázat: Lehetséges tönkremeneteli esetek és az egyes szakaszok tönkremeneteli valószínűségei



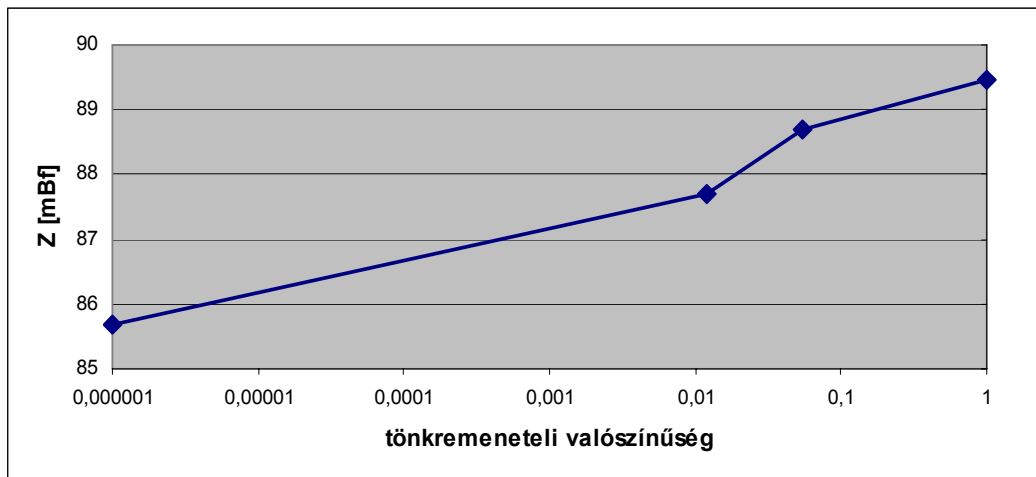
5.4-1 ábra: Az 1. számú töltésszakasz védőképesség valószínűségi eloszlásfüggvénye



5.4-2 ábra: A 2. számú töltésszakasz védőképesség valószínűségi eloszlásfüggvénye



5.4-3 ábra: A 3. számú töltésszakasz védőképesség valószínűségi eloszlásfüggvénye



5.4-4 ábra: A 4. számú töltésszakasz védőképesség valószínűségi eloszlásfüggvénye

### 5.5 Töltésszakadások vízszintcsökkentő hatásai a mintaterületen

A mintaterületi töltésszakaszok tönkremenetele következtében fellépő vízszintcsökkentő hatásokat a 4.4 fejezetben ismertetett módszer szerint határoztam meg az 5.4-1 táblázatban összefoglalt lehetséges kombinációkra vonatkozóan (lásd 5.5-1 táblázat). A vízszintcsökkenések aszimmetrikus alakulásának (pl. a 3. szakaszon tapasztalható vízszintcsökkenés mértéke az ugyanazon folyószakasz jobb, illetve bal partján található 1. és 2. szakaszon bekövetkező töltésszakadás esetében eltérő) részben az az oka, hogy a tönkremenetel esetén a terepre kiömlő víz mennyisége függ a terepszintek alakulásától, ami természetesen eltérő lehet a folyó két partján. Az eltérő mennyiségű kifolyás vízszintcsökkentő hatása értelemszerűen különböző lesz. Másrészt a mértékadó szelvények az egymással szemközti szakaszokon nem feltétlen egy magasságban helyezkednek el (az 1. és 2. szakaszon egymással szemben találhatóak, ellenben a 3. és 4. szakaszon 8,83 km távolságra vannak egymástól), ez okozza egy adott folyószakaszon bekövetkező töltésszakadás eltérő hatását két egymással szemközti szakasz vízszintjeire (pl. a 2. szakasz tönkremenetele különböző mértékben csökkenti a 3. és a 4. szakasz mértékadó szelvényében a tetőző vízszintet).



Töltésszakadás helye	Töltésszakadás hatásának helye			
	1. szakasz	2. szakasz	3. szakasz	4. szakasz
1. szakasz	-	0,846	0,788	0,782
2. szakasz	1,087	-	1,012	0,004
3. szakasz	0,219	0,219	-	0,571
4. szakasz	0,657	0,657	1,73	-
1., 2. szakasz	-	-	1,013	1,004
1., 3. szakasz	-	0,888	-	0,844
1., 4. szakasz	-	1,167	1,952	0
2., 3. szakasz	1,123	-	-	1,06
2., 4. szakasz	1,361	-	2,019	-
3., 4. szakasz	0,663	0,663	-	-
1., 2., 3. szakasz	-	-	-	1,048
1., 2., 4. szakasz	-	-	2,019	-
1., 3., 4. szakasz	-	1,169	-	-
2., 3., 4. szakasz	1,364	-	-	-

5.5-1 táblázat: Töltésszakadások vízszintcsökkentő hatásai

A tönkremeneteli valószínűségi modellben a módosított vízszintek értelmezése:

$\sum_{t=1}^m m_i^{jt}$  :  $j1, j2, \dots, jm$  szakaszokon bekövetkező töltésszakadások együttes vízszintcsökkentő hatása az  $i$ . szakaszra vonatkozóan.

## 5.6 Kockázatalapú célfüggvény és vízszintcsökkenést mérő célfüggvény meghatározása

A mintaterületre vonatkozó kockázatalapú célfüggvényt a 4.5 fejezetben ismertetett módszertan alapján definiáltam. Az 5.6-1 táblázat a 4 töltésszakasz lehetséges tönkremeneteli kombinációihoz tartozó kárértékeket mutatja szakaszonként.

Az egyes szakaszokra vonatkozóan a tönkremeneteli valószínűségek és az előtési károk vízszint függvényében adott értékeinek ismeretében a kockázatok az (5.6-1) - (5.6-5) formulák segítségével számíthatóak. (Itt  $R_i$  azon tönkremeneteli esetek összesített kockázatterteke, melyeknél  $i$  számú szakaszon következik be tönkremenetel).

$$R_0 = 0 \quad (5.6-1)$$

$$R_1 = \sum_{i=1}^4 \left\{ P_i(h_i) \cdot \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^4 [1 - P_j(h_j - m_j^i)] \cdot L_i(h_i) \right\} \quad \text{ahol } m_j^i = 0, \text{ ha } j < i \quad (5.6-2)$$

$$R_2 = \sum_{\substack{j=i+1 \\ i=1}}^3 \left\{ P_i(h_i) \cdot P_j(h_j - m_j^i) \cdot \prod_{\substack{k=1 \\ k \neq i, k \neq j}}^n [1 - P_k(h_k - m_k^i - m_k^j)] \cdot [L_i(h_i - m_i^j) + L_j(h_j - m_j^i)] \right\}$$

$$\text{ahol } m_k^i = 0 \text{ ha } k < i \text{ és } m_k^j = 0 \text{ ha } k < j \quad (5.6-3)$$

$$R_3 = \sum_{\substack{j^3=j^2+1 \\ j^2=j^1+1 \\ j^1=1}}^4 \left\{ \prod_{h=1}^3 P_{jh} \left( h_{jh} - \sum_{\substack{t=1 \\ t \neq h}}^3 m_{jh}^{jt} \right) \cdot \prod_{i=1}^n \left[ 1 - P_i \left( h_i - \sum_{t=1}^3 m_i^{jt} \right) \right] \cdot \sum_{s=1}^3 L_{js} \left( h_{js} - \sum_{\substack{t=1 \\ s \neq t}}^3 m_{js}^{jt} \right) \right\}$$

ahol  $m_{jh}^{jt} = 0$  ha  $jh < jt$  és  $m_i^{jt} = 0$  ha  $i < jt$  (5.6-4)

$$R_4 = \sum_{i=1}^4 \left\{ P_i \left( h_i - \sum_{\substack{k=1 \\ k \neq i}}^n m_i^k \right) \cdot L_i \left( h_i - \sum_{j=1}^4 m_i^j \right) \right\} \quad \text{ahol } m_i^k = 0 \text{ ha } i < k \quad (5.6-5)$$

A rendszer teljes kockázata, azaz a kockázatalapú célfüggvény értéke:

$$R = \sum_{i=0}^4 R_i \quad (5.6-6)$$

A mintaterületre vonatkozó vízszintcsökkenést mérő célfüggvény ( $W$ ) a (4.6-1) formulának megfelelően írható fel.

Lehetséges tönkremeneteli esetek*					Elöntési kár					
Sorszám	k**	1. szakasz	2. szakasz	3. szakasz	4. szakasz	1. szakasz	2. szakasz	3. szakasz	4. szakasz	
1	0					0	0	0	0	
2	1	x				$L_1(h_1)$	0	0	0	
3			x			0	$L_2(h_2)$	0	0	
4				x		0	0	$L_3(h_3)$	0	
5					x	0	0	0	$L_4(h_4)$	
6	2	x	x			$L_1(h_1-m_1^2)$	$L_2(h_2-m_2^1)$	0	0	
7		x		x		$L_1(h_1-m_1^3)$	0	$L_3(h_3-m_3^1)$	0	
8		x			x	$L_1(h_1-m_1^4)$	0	0	$L_4(h_4-m_4^1)$	
9			x	x		0	$L_2(h_2-m_2^3)$	$L_3(h_3-m_3^2)$	0	
10				x		x	0	$L_2(h_2-m_2^4)$	0	$L_4(h_4-m_4^2)$
11					x	x	0	0	$L_3(h_3-m_3^4)$	$L_4(h_4-m_4^3)$
12	3	x	x	x		$L_1(h_1-m_1^2-m_1^3)$	$L_2(h_2-m_2^1-m_2^3)$	$L_3(h_3-m_3^1-m_3^2)$	0	
13		x	x		x	$L_1(h_1-m_1^2-m_1^4)$	$L_2(h_2-m_2^1-m_2^4)$	0	$L_4(h_4-m_4^1-m_4^2)$	
14		x		x	x	$L_1(h_1-m_1^3-m_1^4)$	0	$L_3(h_3-m_3^1-m_3^4)$	$L_4(h_4-m_4^1-m_4^3)$	
15			x	x	x	0	$L_2(h_2-m_2^3-m_2^4)$	$L_3(h_3-m_3^2-m_3^4)$	$L_4(h_4-m_4^2-m_4^3)$	
16	4	x	x	x	x	$L_1(h_1-m_1^2-m_1^3-m_1^4)$	$L_2(h_2-m_2^1-m_2^3-m_2^4)$	$L_3(h_3-m_3^1-m_3^2-m_3^4)$	$L_4(h_4-m_4^1-m_4^2-m_4^3)$	

\* x: az adott szakaszon tönkremenetel következik be

\*\* k: ennyi szakaszon következikbe tönkremenetel

\*\*\*  $m_i^j$ : az i. szakasz mértékadó szelvényében a j. szakaszon bekövetkezett gátszakadás hatásával módosított vízszint

5.6-1 táblázat: Lehetséges tönkremeneteli esetek és az egyes szakaszok tönkremeneteléhez tartozó elöntési kár értéke

## 5.7 A mintaterületi elemzés eredményei

A kockázatalapú célfüggvény (lásd 5.6 fejezet) alkalmazásával kapott vízkieresztési idősor az 1. tározóra vonatkozóan az 5.7-1 ábrán, a 2. tározóra vonatkozóan pedig az 5.7-2 ábrán látható. Az eredmények mindkét tározónál azt mutatják, hogy az árhullám tetőzéséhez képest jelentős, mintegy 10 napos nyitási időelőnyre van szükség az optimális tározóhatás eléréséhez.

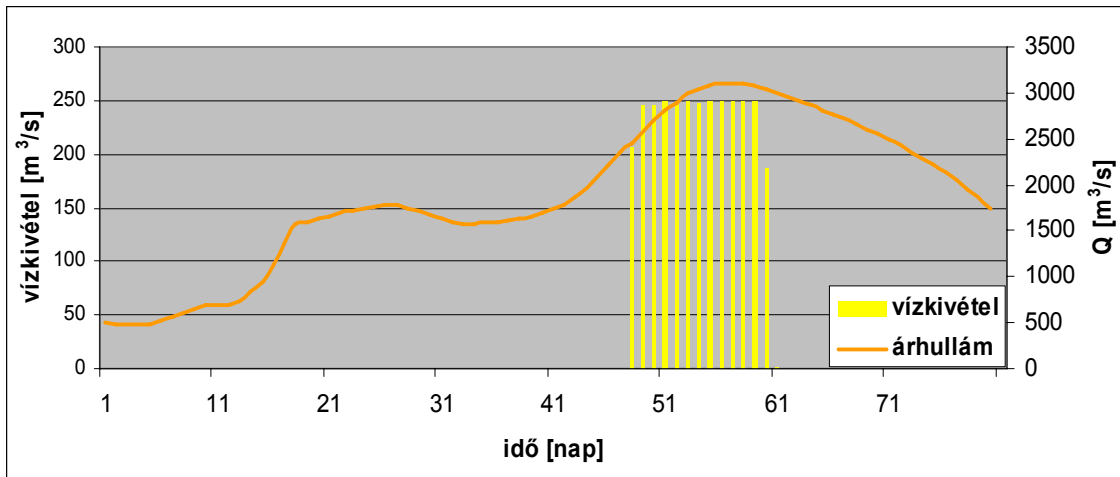
A 2 tározó egyidejű működtetése esetén az optimális vízkivételi ütemezés mindkét tározónál igen hasonlóan alakul az előzőekhez, mindössze a 2. tározónál tolódik el 2 nappal a nyitás időpontja (lásd 5.7-3 és 5.7-4 ábra).

Az optimális stratégiájú tározással elérhető kockázatcsökkenés mértékét az 5.7-1 táblázat mutatja. Az 1. tározó optimális stratégia szerinti működtetésével 12%-os kockázatcsökkenés érhető el, a 2. tározó esetében ez 9%. A két tározót együtt működtetve mintegy 17%-kal csökkenthető a kockázat értéke.

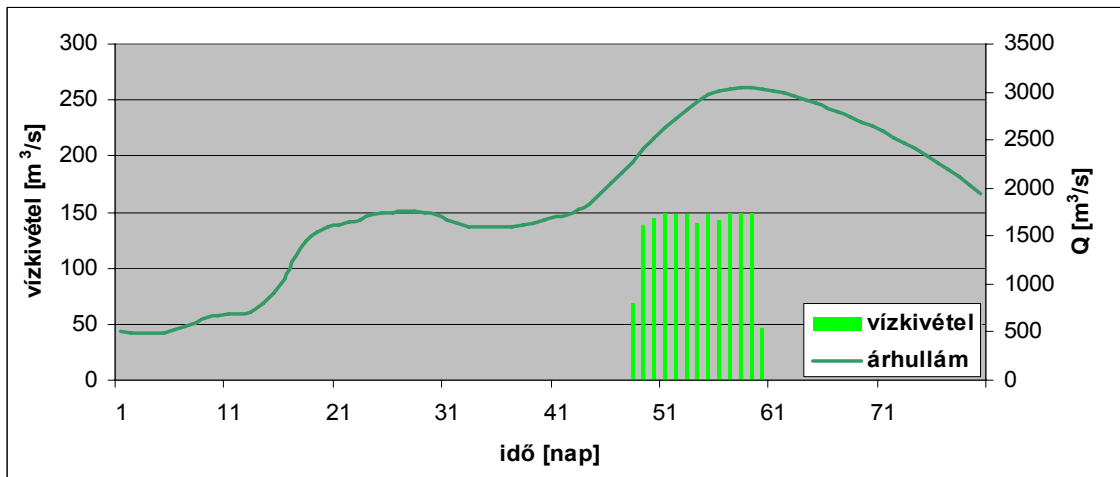
Működtetett tározó(k)	Kockázat tározás nélkül	Kockázat tározással (optimális stratégia)	Tározás hatása	
	[millió Ft]	[millió Ft]	[millió Ft]	%
1	640985	567064	73921	12
2		585290	55695	9
1 és 2		533331	107654	17

5.7-1 táblázat: Optimális stratégiájú tározás hatékonysága

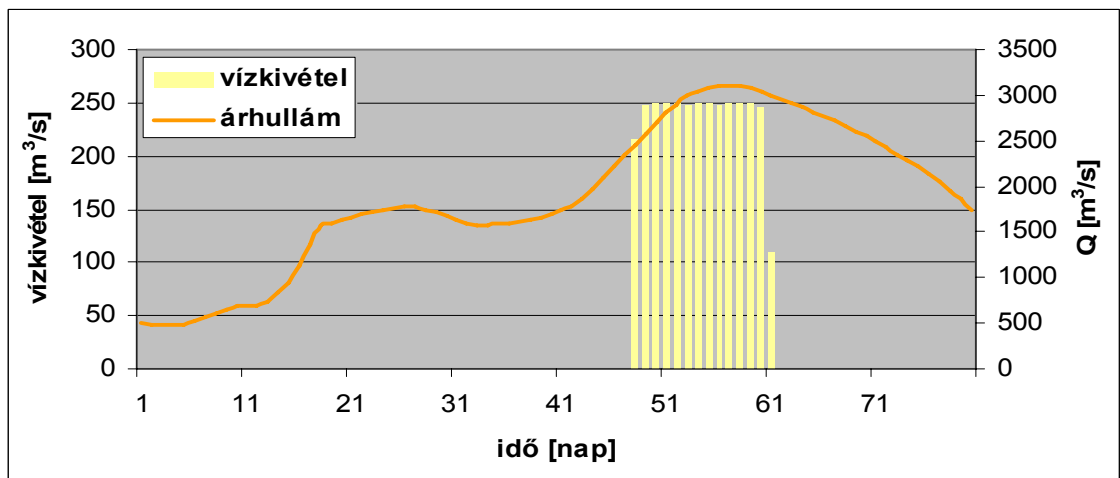
Összehasonlításként az alábbi nem-optimális stratégia hatását vizsgáltam: az árhullám tetőzésének időpontjától kezdődően maximális kapacitással történő vízkieresztés, a tározó teljes feltöltődéséig (5.7-5 ábra). A tározók hatékonysága ezzel a stratégiával jelentősen csökken: az 1. tározó 8%-os, a 2. tározó 6%-os, együttes működtetésük pedig csak 10%-os kockázatcsökkenést eredményezne (5.7-2 táblázat).



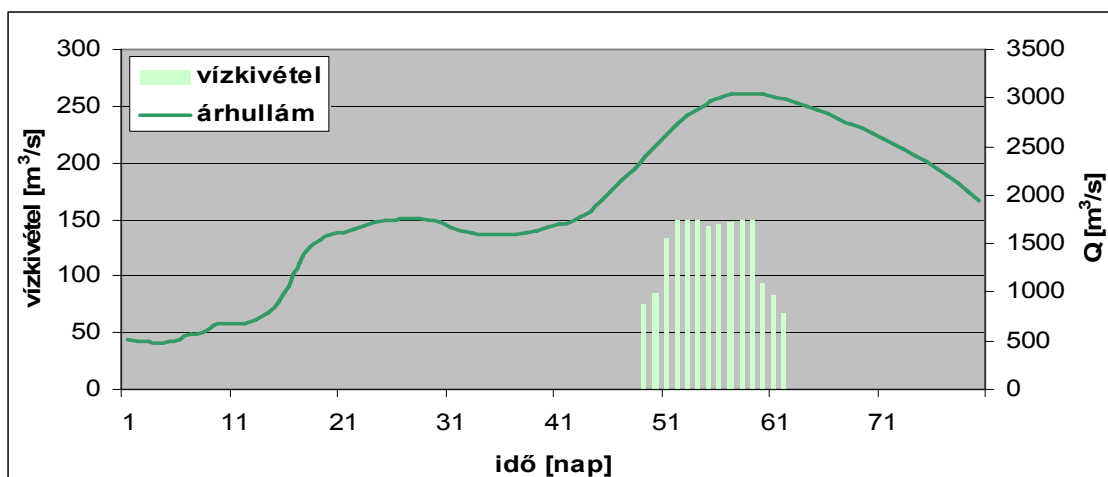
5.7-1 ábra: Optimális vízkieresztési stratégia és a minta árhullám  
(1. tározó, kockázatalapú célfüggvény)



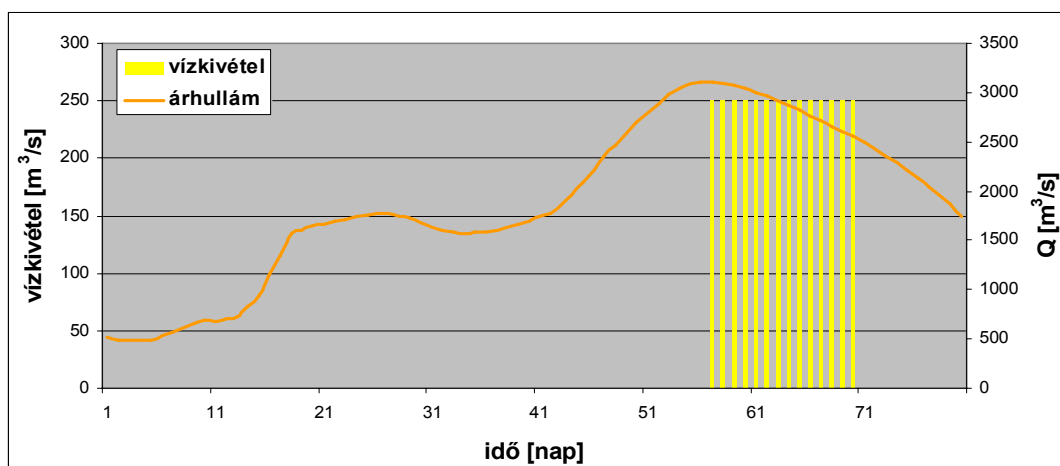
5.7-2 ábra: Optimális vízkieresztési stratégia és a minta árhullám  
(2. tározó, kockázatalapú célfüggvény)



5.7-3 ábra: Optimális vízkieresztési stratégia és a minta árhullám  
(1. tározó, kockázatalapú célfüggvény, 2 tározó együttes működése)



5.7-4 ábra: Optimális vízkieresztési stratégia és a minta árhullám  
(2. tározó, kockázatalapú célfüggvény, 2 tározó együttes működése)



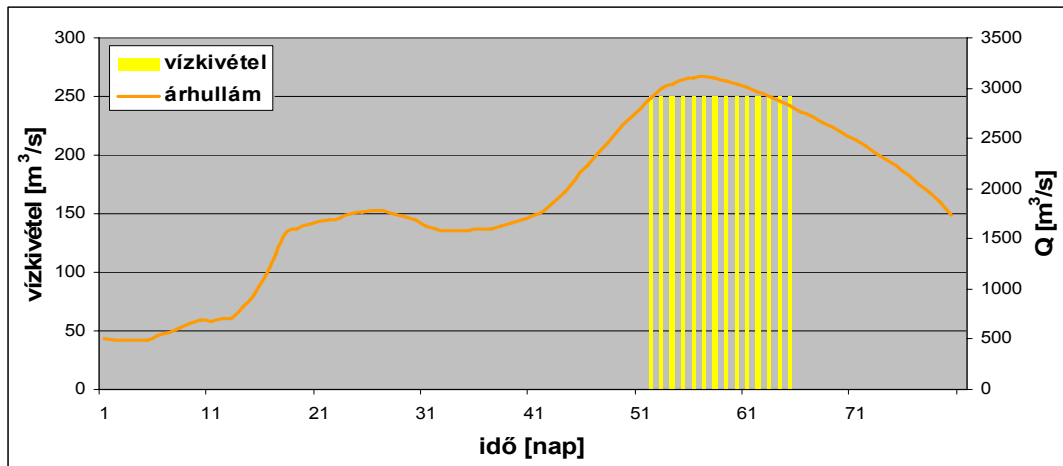
5.7-5 ábra: Nem-optimális stratégia 1 és a minta árhullám (1. tározó)

Működtetett tározó(k)	Kockázat tározás nélkül	Kockázat tározással (nem-opt. stratégia 1)	Tározás hatása	
	[millió Ft]	[millió Ft]	[millió Ft]	%
1	640985	591960	49025	8
2		604303	36682	6
1 és 2		575382	65603	10

5.7-2 táblázat: A tározás hatékonysága a nem-optimális stratégia 1 alkalmazásával

Megvizsgáltam egy az optimálishoz közelítő, 5 napos előnyitást és a tározó teljes feltöltődéséig maximális kapacitású vízkivételt megvalósító stratégiát is (5.7-6 ábra). A tározók hatékonysága ebben az esetben megközelíti az optimális stratégiával elérhető

eredményeket: az 1. tározó 10%-os, a 2. tározó 8%-os, együttes működtetésük pedig 13%-os kockázatcsökkenést eredményez (5.7-3 táblázat)

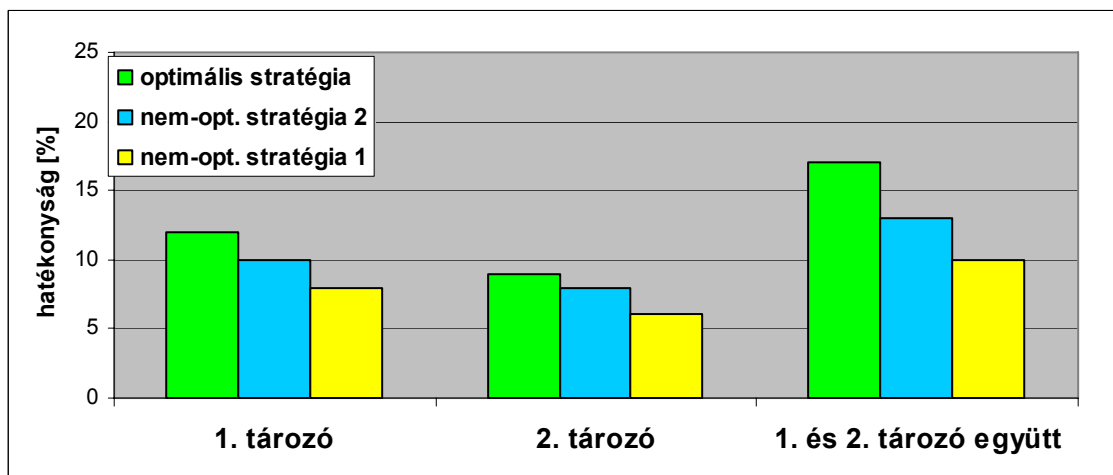


5.7-6 ábra: Nem-optimális stratégia 2 és a minta árhullám (1. tározó)

Működtetett tározó(k)	Kockázat tározás nélkül	Kockázat tározással (nem-opt. stratégia 2)	Tározás hatása	
	[millió Ft]	[millió Ft]	[millió Ft]	%
1	640985	579550	61435	10
2		593315	47670	8
1 és 2		554975	86010	13

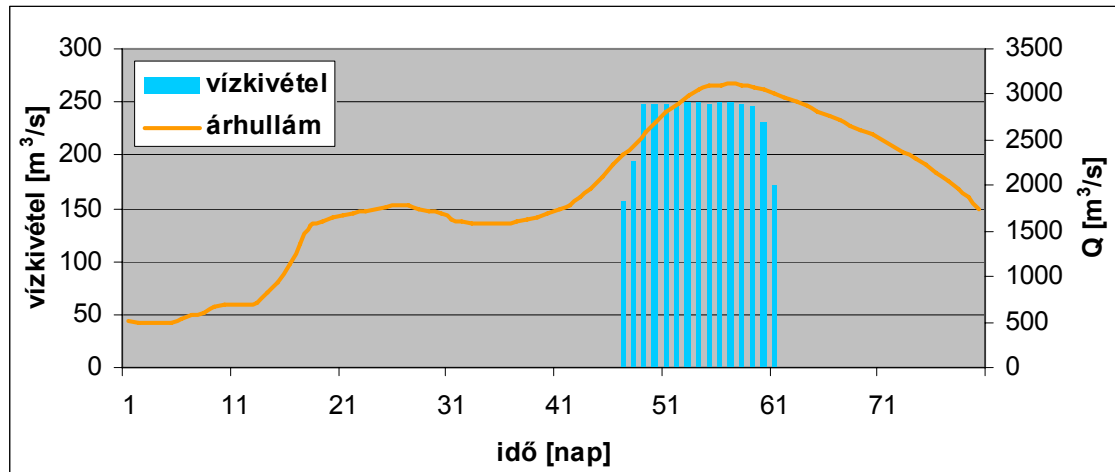
5.7-3 táblázat: A tározás hatékonysága a nem-optimális stratégia 2 alkalmazásával

Az 5.7-7 ábrán a három vizsgált stratégia hatékonyságának összehasonlítása látható az egyes tározók, illetve a két tározó együttes működtetése esetén.

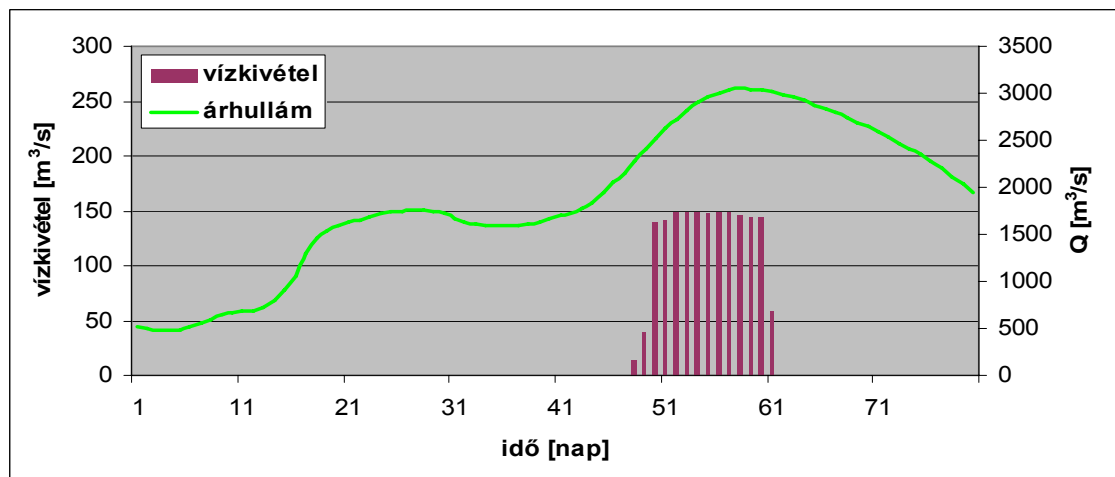


5.7-7 ábra: A vizsgált stratégiák hatékonysága

A vízszintalapú célfüggvény (lásd 5.6 fejezet) alkalmazásával kapott eredmények az 1. és a 2. tározóra vonatkozóan az 5.7-8, illetve az 5.7-9 ábrán láthatóak. A vízkieresztés optimális stratégiája mindkét tározó esetén igen hasonlóan alakul a kockázatalapú optimalizáció során kapott eredményekhez. Az árhullámcsúcshoz képest ez esetben is jelentős, mintegy 10 napos nyitási időelőnyre van szükség.



5.7-8 ábra: Optimalis vízkieresztési stratégia és a minta árhullám  
(1. tározó, vízszintalapú célfüggvény)



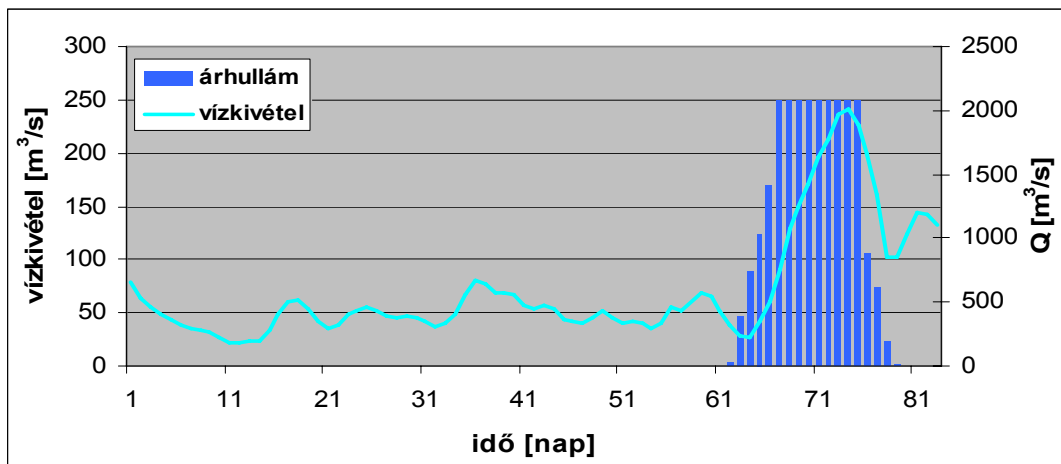
5.7-9 ábra: Optimalis vízkieresztési stratégia és a minta árhullám  
(2. tározó, vízszintalapú célfüggvény)

A vízszintalapú optimalizáció eredményeként adódó vízkiadeti ütemezést alkalmazva az elérhető kockázatsökkentő hatás az 1. tározó esetén 11%, a 2. tározónál pedig 8%, ami megközelíti a kockázatalapú eljárással adódó stratégia hatékonyságát.

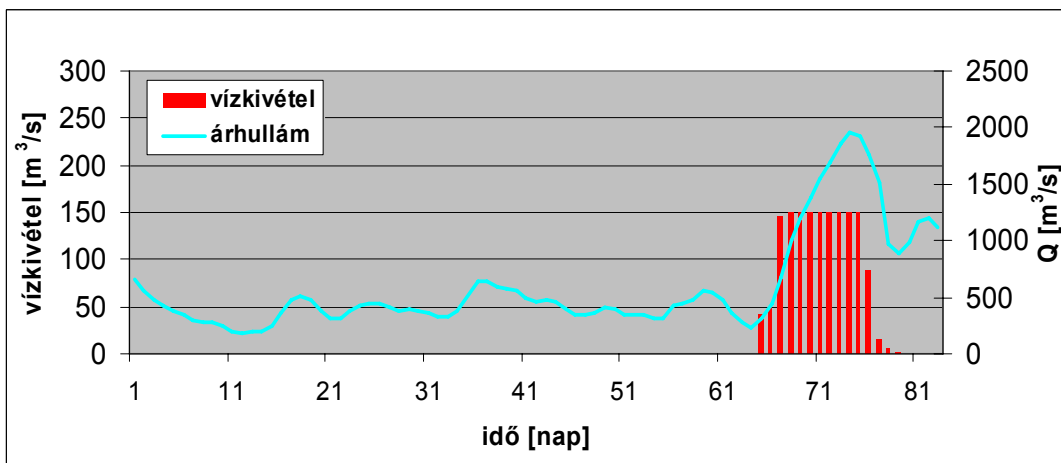
Fenti eredmények a 4.8 fejezetben definiált minta árhullámra vonatkoznak. A kapott eredmények általánosságának vizsgálata céljából ettől eltérő jellegű árhullám esetét is elemeztem. A BME VKKT (2004, 2006) által kidolgozott vízhozam-generátor alkalmazásával



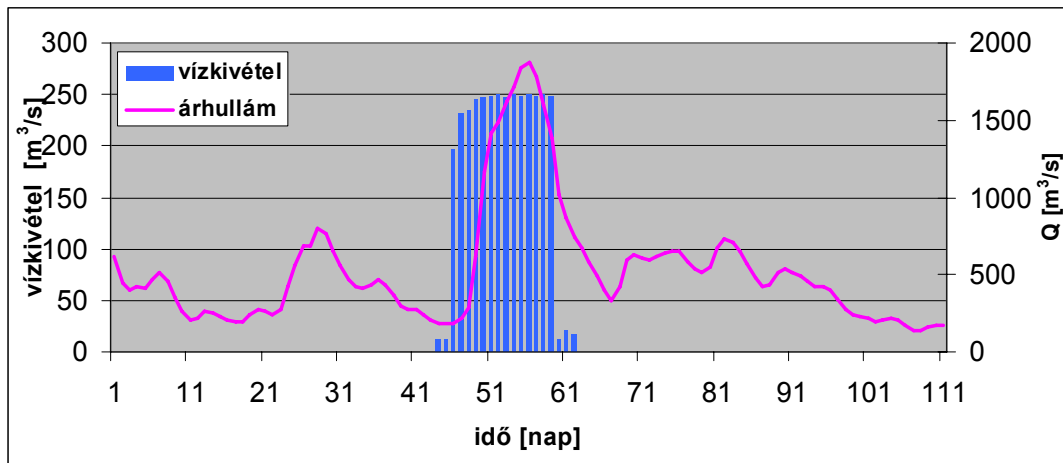
definiált két árhullámot vizsgáltam, melyek közül az első az 5.7-10 – 11. ábrákon, a második pedig az 5.7-12 – 13 ábrákon látható. Az egydimenziós hidrodinamikai modell (lásd 4.1 fejezet) felső peremfeltételeként a kiskörei generált vízhozam-idősor szolgált, alsó peremfeltételként szegedi  $Q(h)$  összefüggést alkalmaztam. A vízszintalapú célfüggvényt a (4.6-1) formulának megfelelően definiáltam, a Tiszabecs-Szeged szakaszra vonatkozóan. Az eredmények az 5.7-10 – 13 ábrákon láthatóak.



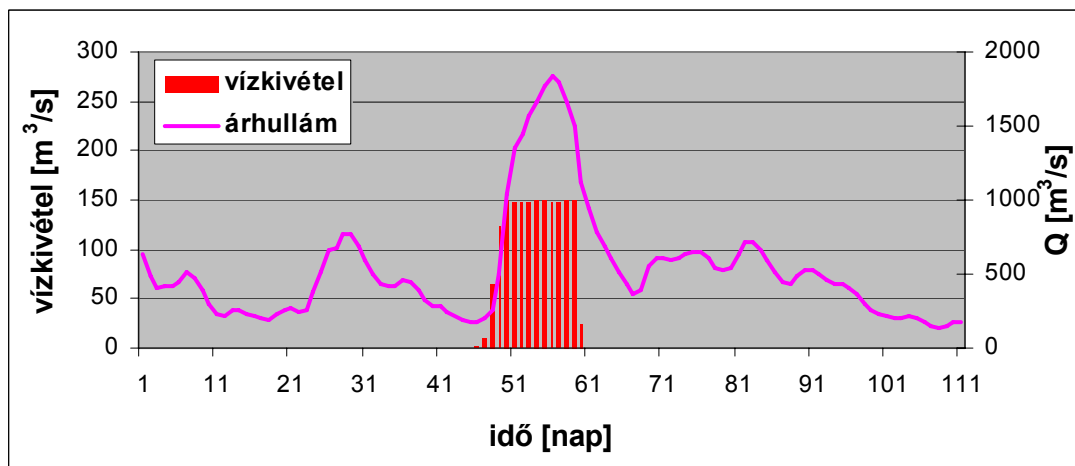
5.7-10 ábra: Optimális vízkieresztési stratégia és generált árhullám 1.  
(1. tározó, vízszintalapú célfüggvény)



5.7-11 ábra: Optimális vízkieresztési stratégia és generált árhullám 1.  
(2. tározó, vízszintalapú célfüggvény)



5.7-12 ábra: Optimális vízkieresztési stratégia és generált árhullám 2.  
(1. tározó, vízszintalapú célfüggvény)



5.7-13 ábra: Optimális vízkieresztési stratégia és generált árhullám 2.  
(2. tározó, vízszintalapú célfüggvény)

A minta árhullám esetéhez hasonlóan az eredmények mindkét generált árhullámra vonatkozóan jelentős, mintegy 10 napos nyitási időelőny szükségességét mutatják az árhullám tetőzéséhez képest. Az optimális stratégia alkalmazása esetén tehát a vízkivétel ideje az árhullám felszálló ágára koncentrálódik.

## 5.8 Az eredmények értékelése

A mintaterületi alkalmazásban a két eltérő célfüggvény hasonló eredményre vezetett, mivel a töltésszakaszok védőképesség-eloszlása igen hasonló és az esetleges árvízkarok várható alakulása sem tér el jelentősen a 4 vizsgált szakasz esetén. Általános esetben a két célfüggvénnyel számított optimalizációs eredmények szükségszerűen eltérőek.

A vízszintalapú célfüggvényt értékelve megállapíthatjuk, hogy a vízszintcsökkenések teljes szakaszon történő minimalizálása egyszerűen megfogalmazható feladat, hátránya viszont, hogy nem feltétlen a gazdaságilag optimális megoldást eredményezi. A vízszintcsökkenést mérő célfüggvény finomításának lehetősége az egyes szakaszok súlyozása azok fontossága szerint. A súlyozó tényezők meghatározása azonban további kérdéseket vet fel.

A kockázatalapú célfüggvény továbbfejleszhető lenne oly módon, hogy a tározók elárasztásának ökológia következményeit (pl. élőhelyek megszűnése) is figyelembe vesszük. A feladat megoldása ekkor többszemponútú elemzés alkalmazását igényelné.

Az optimális vízkivételi ütemezés lényege mindkét közép-tiszai tározónál a jelentős, mintegy 10 napos nyitási időelőny az árhullámcsúcshoz képest. A vízkieresztésnek így nagyrészt az árhullám felszálló ágára kell koncentrálnia. Egy nem-optimális, de a gyakorlatban előforduló vízkieresztési ütemezést (az árhullámcsúcsnál, maximális kapacitással történő nyitás) vizsgálva megállapíthatjuk, hogy a tározók hatékonysága jelentősen kisebb az optimális ütemezés alkalmazásához képest. Mindez felhívja a figyelmet arra, hogy a tározók hatékony működéséhez elengedhetetlen a megfelelő nyitási időelőny biztosítása. A számszerű eredmények a vizsgált hipotetikus árhullám esetén érvényesek, azonban ettől eltérő árhullámokat vizsgálva a vízkivétel ütemezésének jellegét, a szükséges nyitási időelőny mértékét tekintve hasonló eredményre jutottam.

Amennyiben technikailag nem lehetséges a tározót az optimálisnak adódó ütemezés szerint feltölteni, az optimálishoz minél inkább közelítő vízkivételi ütemezést célszerű megvalósítani. Például az alkalmazásban bemutatott közép-tiszai tározók esetében optimálisnak bizonyuló közel 10 napos előnyítás a gyakorlatban nem valósítható meg, mivel az árhullám előrejelzésének időelőnye nem éri el ezt az időtartamot. Azonban amint láttuk, már egy 5 napos előnyítás is igen jó hatásfokot eredményez. Törekedni kell tehát az előrejelzés időelőnyének lehetőségéhez mérten az optimális mértékű előnyításhoz közelítő megoldásra.

## 6. Az értekezés eredményeinek összefoglalása, tézisek

Az értekezésben töltésezett folyó mentén működő árvízi szükségtározók működését elemeztem. A szükségtározók feltöltésének optimális nagyság- és időbeli ütemezését vizsgálva céloom a kockázat fogalmának a tározóhatás definíciójába való beépítésével a tározóba történő vízkivezetés legnagyobb kockázatcsökkenést eredményező ütemezésének meghatározása volt. A kockázatalapú célfüggvény definiálása módszertani fejlesztéseket igényelt, melyek eredményeit az **1.** és a **2. tézisben** foglaltam össze.

### **1. tézis [14]:**

Megállapítottam, hogy több töltésszakaszból álló árvízvédelmi rendszer kockázatalapú kezelése esetén az általánosan alkalmazott *előntési kár x tönkremeneteli valószínűség* érték felülbecsüli a kockázatot. Ebben a rendszerben ugyanis egy adott árhullám szimulációja során a tetőző vízszint függvényében csupán a tönkremenetel valószínűségét határozzuk meg, annak bekövetkeztéről nem döntünk. Így közvetlenül nem vehető figyelembe egy esetleges gátszakadás vízszintcsökkentő hatása, a vízszinttől függő tönkremeneteli valószínűségek, illetve kárértékek aktuális értékének csökkenése a többi szakaszra vonatkozóan. E hiba kiküszöbölésére olyan tönkremeneteli valószínűségi modellt dolgoztam ki, ami az esetleges gátszakadások vízszintcsökkentő hatását is képes figyelembe venni. A modell tetszőleges  $n$  számú töltésszakaszból álló rendszerre alkalmazható, a teljes eseményrendszert alkotó tönkremeneteli kombinációk száma  $n$  szakasz esetén  $2^n$ . Az  $n$  szakaszból álló rendszer összes tönkremeneteli kombinációjának összegzett valószínűsége:

$$P = \sum_{m=1}^n P_m$$

ahol  $m$  azon szakaszok száma, ahol az aktuális tönkremeneteli kombinációban szakadás következik be és

$$P_m = \sum_{\substack{j_1=1 \\ \dots \\ j_2=j_1+1 \\ \dots \\ j_m=j_{(m-1)+1}}^{n-m}} \left\{ \prod_{h=1}^m P_{jh} \left( h_{jh} - \sum_{\substack{t=1 \\ t \neq h}}^m m_{jh}^{jt} \right) \cdot \prod_{i=1}^n \left[ 1 - P_i \left( h_i - \sum_{t=1}^m m_i^{jt} \right) \right] \right\}$$

ahol  $m_{jh}^{jt} = 0$  ha  $jh < jt$  és  $m_i^{jt} = 0$  ha  $i < jt$

## **2. tézis [14]:**

**Az árvízi szükségtározók vízkivételi ütemezésének optimalizációjához kockázatalapú célfüggvényt dolgoztam ki, ami az árvízvédelmi töltésszakaszok tönkremeneteli valószínűségi modelljén alapul és a lehetséges tönkremenetek esetén várható károkat is ebben a rendszerben kezeli. A rendszer teljes kockázata az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó kockázatok összegeként definiálható, az általános formula tetszőleges  $n$  számú töltésszakasz esetére:**

$$R = \sum_{m=0}^n R_m$$

**ahol  $m$  azon szakaszok száma, ahol az aktuális tönkremeneteli kombinációban szakadás következik be és**

$$R_m = \sum_{\substack{j_1=1 \\ \dots \\ j_2=j_1+1 \\ \dots \\ j_m=j_{(m-1)+1}}^{\substack{n-m \\ \dots \\ n-m+1}} \left\{ \prod_{h=1}^m P_{jh} \left( h_{jh} - \sum_{\substack{t=1 \\ t \neq h}}^m m_{jh}^{jt} \right) \cdot \prod_{i=1}^n \left[ 1 - P_i \left( h_i - \sum_{t=1}^m m_i^{jt} \right) \right] \cdot \sum_{l=1}^m L_{jl} \left( h_{jl} - \sum_{\substack{k=1 \\ k \neq l}}^m m_{jl}^{jk} \right) \right\}$$

**ahol  $m_{jh}^{jt} = 0$  ha  $jh < jt$  és  $m_i^{jt} = 0$  ha  $i < jt$**

**A kockázatalapú célfüggvényt a rendszer teljes kockázatának a szükségtározó(k) feltöltésének ütemezése függvényében alakuló értékeként definiáltam.**

A tönkremeneteli valószínűségi modell és a kockázatalapú célfüggvény definiálása megteremtette a lehetőséget egy általános eljárás kidolgozására, mely a szükségtározókba történő vízkivezetés ütemezésének kockázatalapú optimalizációjára szolgál. Az eljárás lépései a következők:

1. A töltésszakadások előzetes szimulációjával a vízszintcsökkentő hatások meghatározása;
2. Az érintett töltésszakaszok védőképesség-eloszlásának meghatározása;
3. Az érintett szakaszokhoz tartozó előtési kárfüggvények meghatározása;
4. A kockázatalapú célfüggvény definiálása;
5. Az optimalizáció korlátozó feltételének definiálása;
6. Az adott folyószakaszra kalibrált és validált egydimenziós hidrodinamikai modellbe ágyazott optimalizációs algoritmus alkalmazásával az optimalizáció lépései:

- a) Az egydimenziós modellel az érkező árhullám vízhozam időszora, mint felső peremfeltétel függvényében az egyes töltésszakaszok mértékadó szelvényében a tetőzési vízszint meghatározása a tározó(k) figyelembe vétele nélkül;
- b) A tetőzési vízszintekből kiindulva az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó módosított tetőzési vízszintek meghatározása töltésszakaszonként (a tönkremenetek vízszintcsökkentő hatásainak figyelembe vételével);
- c) A módosított tetőzési vízszintek függvényében a védőképesség-eloszlás, illetve a kárfüggvény alapján az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó tönkremeneteli valószínűségek és kárértékek meghatározása töltésszakaszonként;
- d) A rendszer tározás nélküli kockázatának ( $R^0$ ) számítása az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó kockázatok összegeként;
- e) A célfüggvény kezdeti értéke:  $H^{opt} = R^0$ ;
- f) A tetőzési vízszintek meghatározása a tározás kifolyásként való figyelembe vételével, az optimalizálandó paraméterek aktuális értékeivel (ez az első lépésben a kezdeti értékeket, a továbbiakban az algoritmus által felújított értékeket jelenti) számolva, a korlátozó feltételt figyelembe véve;
- g) A tetőzési vízszintekből kiindulva az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó módosított tetőzési vízszintek meghatározása töltésszakaszonként (a tönkremenetek vízszintcsökkentő hatásainak figyelembe vételével);
- h) A módosított tetőzési vízszintek függvényében a védőképesség-eloszlás, illetve a kárfüggvény alapján az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó tönkremeneteli valószínűségek és kárértékek meghatározása töltésszakaszonként;
- i) A rendszer tározással módosított kockázatának ( $R^T$ ) számítása az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó kockázatok összegeként;
- j) A célfüggvény aktuális értéke:  $H^a = R^T$ ;
- k) A célfüggvény aktuális értékének vizsgálata:  
 $H^a < H^{opt}$  esetén  $H^{opt} = H^a$  és az optimális paraméterek tárolása;
- l) A leállási feltétel vizsgálata:  
 - ha nem teljesül, vissza az f) pontra  
 - ha teljesül, vége az optimalizációnak;

7. A paraméterek optimális értékei megadják a tározó(k) kockázatsökkentő hatásának maximumát eredményező vízkivételi ütemezés idősorát;
8. Az optimális paraméterekhez tartozó  $H^{opt}$  érték a tározó(k) alkalmazásával maximálisan elérhető kockázatsökkenést fejezi ki.
- 9.

Fentieket a **3. tézisben** foglaltam össze:

### **3. tézis [14]:**

Eljárást dolgoztam ki töltésezett folyó mentén létesített szükségtározók optimális feltöltési ütemezésének kockázatalapú meghatározására. A töltésszakaszokból és tározókból álló rendszerben hidrodinamikai modellbe ágyazott optimalizációs algoritmus szolgáltatja az egyes tározók feltöltésének legkisebb kockázatot eredményező idősorát egy adott árhullám esetén. Az optimalizáció kockázatalapú célfüggvényének értéke a vizsgált töltésszakaszok védőképesség-eloszlás- és elöntési kárfüggvényei alapján, a hidrodinamikai modellel számított tetőző vízszintek függvényében határozható meg, figyelembe véve az összes lehetséges tönkremeneteli kombinációt. Az egyes tönkremeneteli kombinációkhoz tartozó gátszakadások vízszintcsökkentő hatása előzetes szimuláció eredményei alapján veendő figyelembe. A tározó(k) működésének a tetőző vízszintekre gyakorolt hatását a hidrodinamikai modell az optimalizáció minden lépésében az aktuális feltöltési idősnak megfelelően számítja.

A kidolgozott kockázatalapú optimalizációs eljárás alkalmazásával közép-tiszai szükségtározók működését elemeztem. Az eredményeket az eddigi hazai gyakorlatban elterjedtebben alkalmazott vízszintalapú optimalizáció eredményeivel hasonlítottam össze, melynek során a tározóba történő vízkivezetés legnagyobb vízszintcsökkenést eredményező ütemezését határoztam meg, több különböző árhullámot vizsgálva. Összehasonlítottam továbbá a szükségtározók hatékonyságát az optimálisnak adódó ütemezés szerinti működtetéssel, illetve attól eltérő stratégiájú feltöltés esetén. A következtetéseket a **4. tézisben** mutatom be.

### **4. tézis [2], [4], [5], [13], [14]:**

Kockázatalapú, illetve a vízszintcsökkentő hatást mérő célfüggvénnyel elvégzett optimalizációs vizsgálatok alapján megállapítottam, hogy a Tisza magyarországi középső szakaszán az árvízi szükségtározók feltöltésének optimális stratégiája az árhullámcsúcshoz képest jelentős időelőnyt követel. Az optimális vízkivezetés az

**árhullám felszálló ágára koncentrálódik. Amennyiben a tározó nyitása az árhullámcúcs elérésének időpontjában történik, a vízszint-, illetve kockázatsökkentő hatás jelentős mértékben csökken. Javaslom tetszőleges előrejelzett árhullám esetén az optimális mértékű előnyítás meghatározását, és az előrejelzés időelőnyének lehetőségéhez mérten ahhoz közelítő tározófeltöltési ütemezés alkalmazását.**



## Publikációs jegyzék – Balogh Edina

- [1] **Balogh, E.** (2003): A Felső-Tisza árvízi kockázatainak gazdasági hatásai. *Vízügyi Közlemények* 85:(3) pp. 417-432.
- [2] **Balogh, E.,** Koncsos, L. (2005): Vésztározók optimális üzemrendje. In: Barna, Zs., Józsa, Zs. (szerk.) *Doktori kutatások a BME Építőmérnöki Karán*. Budapest, 2005.03.02 pp. 206-213.
- [3] **Balogh, E.** (2005): Árvízi kockázatok gazdasági hatásai a Tiszabecs-Tokaj közötti Tiszán. *Hidrológiai Közlöny* 85:(2) pp. 9-16.
- [4] Koncsos, L., **Balogh, E.** (2006): Tározók optimális üzemrendje. *Hidrológiai Közlöny* 86:(4) pp. 3-6.
- [5] Koncsos, L., **Balogh, E.** (2006): Optimum operation of flood control reservoirs. In: Simkova, T. (szerk.) *Flood Protection Conference*. Podbanské, Szlovákia, 2006.12.04-2006.12.07. pp. 202-211.
- [6] Koncsos, L., **Balogh, E.** (2007): Elárasztási modellel támogatott árvízi kárszámítás a Tisza völgyében. *Hidrológiai Közlöny* 87:(5) pp. 23-28.
- [7] Koncsos, L., **Balogh, E.** (2007): Flood damage calculation supported by inundation model in the Tisza valley. In: Di Silvio, G., Lanzoni, S. (szerk.) *32nd IAHR Congress: Harmonizing the Demands of Art and Nature in Hydraulics*. Venice, Olaszország, 2007.07.01-2007.07.06. CD-Paper SS05-12-O. p. 10.
- [8] Koncsos, L., **Balogh, E.** (2007): A klímaváltozás és az árvízvédelmi intézkedések kölcsönhatása. *Éghajlatváltozás – Gazdasági Klímaváltozás Konferencia*. Budapest, 2007.10.04.
- [9] Koncsos, L., **Balogh, E.** (2008): Flood disaster mitigation by inundation of the deep floodplain. In: Simonovic, S.P., Bourget, P.G., Blanchard, S.F. (szerk.) *4th International Symposium on Flood Defence: Managing Flood Risk, Reliability and Vulnerability*. Toronto, Kanada, 2008.05.06-2008.05.08. CD-Paper 86. p.8.
- [10] **Balogh, E.** (2009): Szakirodalmi áttekintés a hazai belvizekről. *Hidrológiai Közlöny* 89:(4) pp. 53-55.
- [11] Koncsos, L., **Balogh, E.** (2009): Dynamic modelling of flow control aiding sustainable land management in Bodroghöz. *Thaiszia - Journal of Botany* 19:(Suppl. 1) pp. 527-542.

- [12] Koncsos, L., **Balogh, E.** (2009): Belvízkockázatok számítása korszerű hidroinformatikai eszközökkel. In: Szlávik, L. (szerk.) *Magyar Hidrológiai Társaság XXVII. Országos Vándorgyűlés*. Baja, 2009. 07.01-2009.07.03. CD p.9
- [13] Koncsos, L., **Balogh, E.** (2010): A simulation-optimisation methodology for designing the operation of emergency reservoirs in the Hungarian Tisza basin. *Periodica Polytechnica - Civil Engineering* 54: (2) pp.101-106.
- [14] **Balogh, E.**, Bogárdi, I., Koncsos, L. (2012): Árvízi szükségeltározók feltöltésének optimális ütemezése. *Hidrológiai Közlöny*, 92:(1) pp. 41-47.

## Irodalomjegyzék

- Abbott, M. B. (1979): *Computational hydraulics – elements of the theory of free surface flows*. Pitman, London, UK.
- Bakonyi, P., Konecsny, K. és Tóth, S. (2007): Az integrált árvízkezelési elemzés és az árvízkezelési módszerek fejlesztése a FLOODsite kutatási projektben. *MHT XXV. Országos Vándorgyűlés*, 2007.07.04-05., Tata.
- Batuca, D. G., Jordaan, J. M. (2000): *Silting and desilting of reservoirs*. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- Beck, M. B. and van Straten, G. (eds) (1983): *Uncertainty and Forecasting of Water Quality*. Springer-Verlag, Berlin, Germany.
- Bencsik, B. (1971): A Tisza-völgyi árvízvédelmi rendszer fejlesztése. *Vízügyi Közlemények*, 53:(3) pp. 285-293.
- BME VKKT (2003): *Az árapasztást és a nagyvízi vízzállító képesség javítását szolgáló feladatok tudományos háttérének megteremtése. A Vásárhelyi-terv továbbfejlesztése (I. ütem)*. 1. Rész-jelentés. Kézirat, Budapest.
- BME VKKT (2004): *Az árapasztást és a nagyvízi vízzállító képesség javítását szolgáló feladatok tudományos háttérének megteremtése. A Vásárhelyi-terv továbbfejlesztése (I. ütem)* 2. Rész-jelentés. Kézirat, Budapest.
- BME VKKT (2006): *A Tisza árvízi szabályozása a Kárpát-medencében*. Zárójelentés. Kézirat, Budapest.
- Bogárdi, I., Kertai, E., Máté, Z., Mátrai I. és Pap I. (1970): *A Tisza felső vízgyűjtőjén létesítendő tározók szerepe a Tisza-völgyi vízgazdálkodásban, különös tekintettel az árvízvédelemre*. Előzetes szakvélemény. Kézirat, OVH, Budapest.
- Bogárdi, I. (2004): *Flood Management Systems Design Principles*. Egyetemi előadás. Department of Civil Engineering, University of Nebraska, Lincoln, USA.
- Brakenridge, G. R. (2011): Global Active Archive of Large Flood Events. Dartmouth Flood Observatory, University of Colorado. (<http://floodobservatory.colorado.edu/Archives/index.html>).
- Cunge, J. A., Holly, F. M. and Verwey, A. (1980): *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Pitman Publishing, London, UK.
- Ditlevsen, O. (1979): Narrow Reliability Bounds for Structural Systems. *Journal of Structural Mechanics*, Vol.VII, No.4., pp. 453-472.

- Duckstein, L., and Bogardi, I. (1981): Application of Reliability Theory to Hydraulic Engineering Design, *ASCE, Journal of Hydraulics Division*, 107(HY7): 799-815.
- Eisenreich, S. J. (szerk.) (2005): *Climate change and the European water dimension*. A Report to the European Water Directors. European Commission-Joint Research Centre, Ispra, Italy.
- EC (2003): *Best Practices of Flood prevention, Protection and Mitigation*. EC Water Directors Meeting, Athens, Greece, 06.2003.
- EC (2004): Commission of the European Communities: Communication from the Commission to the Council, the European Parliament, the European Economic and Social Committee and the Committee of the Regions. Flood risk management, Flood prevention, protection and mitigation, COM(2004)472 final. *Official Journal of the European Communities*, 12.07.2004.
- EC (2007): Directive 2007/60/ec of the European Parliament and of the Council of 23 October 2007 on the assessment and management of flood risks. *Official Journal of the European Communities*, 06.11.2007.
- FHRC (2005): *The Benefits of Flood and Coastal Risk Management: A Manual of Assessment Techniques*. Middlesex University Press. London, UK.
- Galbáts, Z., Bara, S., Kisházi, P.K. és Nagy, S. (2004) A Körös-völgyi árvízi szükségtározók helyzete a Vásárhelyi Terv Továbbfejlesztése tükrében. *MHT XXII. Országos Vándorgyűlés*, 2004.07.07-08., Keszthely.
- Gov.cn (2010): China to open flood gates, divert flood on swollen branch of Yangtze River, Chinese Government's Official Web Portal, [http://www.gov.cn/english/2010-07/28/content\\_1665720.htm](http://www.gov.cn/english/2010-07/28/content_1665720.htm).
- Halcrow Water (1999): *Magyarországi árvízvédelmi fejlesztési és helyreállítási project: megvalósíthatósági tanulmány*. Végső jelentés. Budapest.
- Harmancioglu, N. B. (1994): Flood control by reservoirs. In: *Coping with Floods*. NATO ASI Series, Series E: Applied Sciences – Vol.257. Chapter 32: pp.637-652. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Netherlands.
- Haszpra, O. (1990): *Hidraulika I*. Tankönyvkiadó, Budapest, Hungary.
- HEC - Hydrologic Engineering Center (2007): *HEC-ResSim Reservoir System Simulation. User's Manual, version 3.0*. U.S. Army Corps of Engineers, Davis, CA.
- HR Wallingford (2002): *Risk, performance and uncertainty in flood and coastal defence: A Review*. Defra / Environment Agency: Flood and Coastal Defence R&D Programme. HR

- Wallingford Report SR 587 / Environment Agency R&D Technical Report FD2302/TR1. Defra, London, UK.
- HR Wallingford (co-ord.) (2005): *FLOODsite: Language of Risk - Project definitions*. Report: T32-04-01. FLOODsite Consortium, [www.floodsite.net](http://www.floodsite.net)
- HR Wallingford (co-ord.) (2007): *FLOODsite: Failure Mechanisms for Flood Defence Structures*. Report: T04-06-01. FLOODsite Consortium, [www.floodsite.net](http://www.floodsite.net)
- IFRCRCS - International Federation of Red Cross and Red Crescent Societies (1997): *World Disasters Report 1997*. Oxford University Press, USA.
- Jolánkai, G. and Pataki, B. (2005): *Description of the „Tisza River Project” and its main results*. [www.tiszariver.com](http://www.tiszariver.com)
- KHVM (1995): 1995. évi LVII. törvény a vízgazdálkodásról.
- Koncsos, L., Schütz, E. and Windau, U. (1995): Application of a comprehensive decision support system for the water quality management of the River Ruhr, Germany. *Modelling and Management of Sustainable Basin-scale Water Resource Systems (Proceedings of a Boulder Symposium, 07.1995)*. IAHS Publ. No 231. pp. 97-106.
- Koncsos, L. és Fonyó, Gy. (2004): Analysis of the transport of cyanide spill on the Tisza River. *Water Science and Technology* 50:(5), pp. 101-107.
- Koncsos, L., Balogh, E. (2007): Flood damage calculation supported by inundation model in the Tisza valley. In: Di Silvio, G., Lanzoni, S. (eds.): *32nd IAHR Congress: Harmonizing the Demands of Art and Nature in Hydraulics*. Venice, Italy, 01-06.07.2007.
- Kozák, M. (1977): *A szabadfelszínű nempermanens vízmozgások számítása*. Akadémiai Kiadó, Budapest.
- Krámer, T., Józsa, J. és Bakonyi, P. (2009): Árvízi veszélytérképezés töltésezett öblözetekben. *MHT XXVII. Országos Vándorgyűlés, 2009.07.01-03.*, Baja.
- Krysanova, V., Buiteveld, H., Haase, D., Hattermann, Fred F., van Niekerk, K., Roest, K., Martinez-Santos, P. and Schlüter, M. (2008): Practices and lessons learned in coping with climatic hazards at the river-basin scale: floods and drought. *Ecology and Society*, 13(2): 32.
- KSZI - BME Konzorcium (2010): *Árvíz kockázati térképek és Árvízi kockázatkezelési tervek módszertani előkészítése: Módszertani útmutató*. Kézirat, Budapest.
- Kundzewicz, Z. W., Budhakooncharoen, S., Bronstert, A., Hoff, H., Lettenmaier, D., Menzel, L. and Schulze, R. (2001): *Floods and droughts: Coping with variability and climate change*. Thematic background paper. International Conference on Freshwater, Bonn.

- KvVM és FVM (2005): 4/2005. (II. 22.) KvVM-FVM együttes rendelet a Vásárhelyi-terv I. ütemében megvalósuló Cigánd-Tiszakarádi és Tiszaroffi árvízi tározók területével érintett földrészletek jegyzékéről, valamint az egyszeri térítés, az igénybevétel és a kártalanítás részletes szabályairól. *Magyar Közlöny*, 2005/23.
- Liggett, J.A. and Cunge, J.A. (1975): Numerical methods for the solution of the unsteady flow equations. In: Mahmood and Yevjevich (eds): *Unsteady Flow in Open Channels*, pp. 89–182. Water Resources Publications, Fort Collins, CO, USA.
- Magyar Köztársaság Kormánya (2003a): 1022/2003. (III. 27.) Korm. határozat a Duna és a Tisza árvízvédelmi műveinek felülvizsgált fejlesztési feladatairól, valamint a Tisza-völgy árvízi biztonságának növelésére vonatkozó koncepcióról (a Vásárhelyi-terv továbbfejlesztése). *Magyar Közlöny*, 2003/30.
- Magyar Köztársaság Kormánya (2003b): 1107/2003. (XI. 5.) Korm. határozat a Tisza-völgy árvízi biztonságának növelését, valamint az érintett térség terület- és vidékfejlesztését szolgáló programról (a Vásárhelyi-terv továbbfejlesztése). *Magyar Közlöny*, 2003/126.
- Magyar Köztársaság Kormánya (2004): 2004. évi LXVII. Törvény a Tisza-völgy árvízi biztonságának növelését, valamint az érintett térség terület- és vidékfejlesztését szolgáló program (a Vásárhelyi-terv továbbfejlesztése) közérdekűségéről és megvalósításáról. *Magyar Közlöny*, 2004/93.
- Magyar Köztársaság Kormánya (2007): 1003/2007. (I. 24.) Korm. határozat a Tisza-völgy árvízi biztonságának növelését, valamint az érintett térség terület- és vidékfejlesztését szolgáló program (a Vásárhelyi-terv továbbfejlesztése) árvízvédelmi fejlesztéseinek megvalósításáról és a további feladatokról. *Magyar Közlöny*, 2007/7/1.
- Mosonyi, E. (2005): A Felső-Rajna mentén tervezett vésztározók töltő-ürítő műtárgyai. *Hidrológiai Közlöny*, 85:(2) pp. 1-7.
- MSZ (1984): *MSZ-10-429 - Árvízvédelmi gátak terhelései és biztonsági tényezői*. Magyar Szabvány.
- MSZ (1999): *MSZ 15292 - Árvízvédelmi gátak biztonsága*. Magyar Szabvány.
- Nagy, I., Ligetvári, F. és Schweitzer, F. (2010): Tisza River Valley: future prospects. *Hungarian Geographical Bulletin*, 59 (4) pp. 361-370.
- Nagy L. (1998): Flood Risk of Protected Floodplain Basin. *XI. Danube European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 245–249. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 25-29.05.1998.
- Nagy, L. (2001a): Árvízvédelmi gátak tönkremeneteli valószínűségének meghatározása. *Hidrológiai Közlöny*, 81:(3) pp. 137-144.

- Nagy, L. (2001b): Az elviselhető kockázat. *Vízügyi Közlemények*, 83:(4) pp. 429-450.
- Nagy, L. (2005): *Árvízi kockázat az árvízvédelmi gát tönkremenetele alapján*. Ph.D. értekezés. Budapest.
- Nováky, B. (2002): Az éghajlatváltozás vízgazdálkodási hatásai. In: Somlyódy, L. (szerk.): *A hazai vízgazdálkodás stratégiai kérdései*, pp 75-106. MTA, Budapest.
- OVH (1975): *A vízgazdálkodás fejlesztése az 1976-1990 időszakban*. Budapest.
- ÖKO és VITUKI (1997): *Ártéri kockázati elemzések és térképezés*. Tanulmány. Kézirat. ÖKO Rt. és VITUKI Consult Rt., Budapest.
- Papp, F. (1999): Árvízvédelmi biztonság és kockázat. *Vízügyi Közlemények*, 81:(3) pp.335-349.
- Pesel, A. (2001): Az árvízvédekezés közgazdasági és pénzügyi elemzése. In: Fazekas, L. (szerk.): *Az 1998. novemberi felső-tiszai árvíz*. pp. 209-218. FETIVIZIG-VIZITERV Consult Kft., Nyíregyháza.
- Schweitzer, F. (2001): A magyarországi folyószabályozások geomorfológiai vonatkozásai. Folyóink hullámtereinek fejlődése, kapcsolatuk az árvizekkel és az árvízvédelmi töltésekkel. *Földrajzi Értesítő*, 5:(1-4) pp. 63-72.
- Somlyódy, L. (2002): A hazai vízgazdálkodás és stratégiai pillérei. In: Somlyódy, L. (szerk.): *A hazai vízgazdálkodás stratégiai kérdései*, pp. 35-82. MTA, Budapest.
- Szalay, M. és Bakonyi, P. (1976): *A mályvádi árvízraktározó kezelési utasítása*. Tanulmány. Kézirat. BME Vízgazdálkodási és Vízépítési Intézet, Budapest.
- Szekeres, Sz. (2000): *A kármegelőzés költség-haszon elemzése*. Kézirat. IID Kft., Budapest
- Szigyártó, Z. (2005): A továbbfejlesztett Vásárhelyi-terv árvízi vésztározóinak hasznosítása és üzemeltetése. *Hidrológiai Közlöny*, 85:(5) pp. 1-9.
- Szigyártó, Z. (2006): A továbbfejlesztett Vásárhelyi-terv vésztározóinak létesítményei és berendezései. *Hidrológiai Közlöny*, 86:(1) pp. 7-15.
- Szigyártó, Z. és Rátky, I. (2006): Hidrológiai és hidraulikai számítások a Vásárhelyi-terv továbbfejlesztése során előirányzott árvízi tározók tervezési munkáihoz. *Hidrológiai Közlöny*, 86:(4) pp. 57-63.
- Szigyártó, Z. (2008a): Tennivalók a Vásárhelyi-terv továbbfejlesztése során előirányzott árvízi tározók hidraulikai méretezésével kapcsolatban. *Hidrológiai Közlöny*, 88:(1) pp. 1-8.
- Szigyártó, Z. (2008b): Tennivalók a Vásárhelyi-terv továbbfejlesztése során előirányzott árvízi tározók töltő-ürítő műtárgyainak a kialakításával kapcsolatban. *Hidrológiai Közlöny*, 88:(4) pp. 28-39.

- Szlávik, L. (szerk.) (1980): *Árvízvédelmi szükségtározók tervezése, építése és üzemelése*. Vízügyi Műszaki és gazdasági tájékoztató 118. sz. Vízügyi Dokumentációs és Továbbképző Intézet, Budapest.
- Szlávik, L. (1983): Árvízi szükségtározók tervezése és üzemeltetése. *Vízügyi Közlemények*, 65:(2) pp. 188-219.
- Szlávik, L., Galbáts, Z. és Kiss, A. (1996): Az 1995. decemberi körös-völgyi árvíz és a szükségtározások hidrológiai elemzése és értékelése. *Vízügyi Közlemények*, 78:(1) pp. 69-.
- Szlávik, L. (1998): Árvizek szükségtározása. *Vízügyi Közlemények*, 80:(1) pp. 21-66.
- Szlávik, L. (2002): Árvízvédelem. In: Somlyódy, L. (szerk.): *A hazai vízgazdálkodás stratégiai kérdései*, pp.205-243. MTA, Budapest.
- Szlávik, L. (2003): *Az árvízvédelmi biztonság elemzése*. Szintézis tanulmány. MTA Nemzeti Stratégiai Program. VITUKI, Budapest.
- Szlávik, L. (2004): Az árvizek szükségtározása. In: Nagy, L. és Szlávik, L. (szerk.) *Árvízvédekezés a gyakorlatban*, pp 351-366. KVVM Vízügyi Hivatala, Budapest.
- Szlávik, L. (2005) (szerk.): Az árvízi kockázatok meghatározásához szükséges műszaki és tudományos alapok megteremtése, új árvízi gyakorlati és kockázat-becslési módszerek kidolgozása. *I. kötet. Az árvíz kockázat projekt összefoglalója*. VITUKI Kht., Budapest.
- Szlávik, L. (2005) (szerk.): Az árvízi kockázatok meghatározásához szükséges műszaki és tudományos alapok megteremtése, új árvízi gyakorlati és kockázat-becslési módszerek kidolgozása. *XII. kötet: Árvízi kockázatszámítási tanulmányok*. VITUKI Kht., Budapest.
- Tóth, S. (1993): Az árvízvédelmi problémák áttekintése Magyarországon. *Brit-magyar Árvízvédelmi Szakmai Műhely*. Budapest, 1993.09.06-10.
- Tóth, S., Ijjas, I. (2004) Árvíz kezelés – Európai trendek, hazai kihívások. *Vízügyi Közlemények*, 86:(1-2) pp. 67-128.
- UN-ECE – United Nations Economic Commission for Europe (2000): *Sustainable Flood Prevention*. Meeting of the parties to the convention on the protection and use of transboundary watercourses and international lakes. Hague, Netherlands, 23-25. 03. 2000.
- USAC - U.S. Army Corps of Engineers, Sacramento District (2002): *Summary of Technical Studies for the Sacramento and San Joaquin River Basins*, December.
- Vágás, I. (1982): *A Tisza árvizei*. Vízügyi Dokumentációs és Továbbképző Intézet, Budapest.
- Vágás, I., Zsuffa, I., Reimann, J. és Koncsos, L. (2000): *Matematikai-statisztikai módszerek árvízvédelmi feladatok elemzéséhez*. MTA Nemzeti Stratégiai Program - Magyarország vízgazdálkodási stratégiája az ezredforduló után - Az árvízvédelmi biztonság elemzése: Háttér tanulmány. Kézirat, Budapest.



- Vágás, I. (2007): Második honfoglalásunk: A Tisza-völgy szabályozása. *Hidrológiai Közlöny*, 87:(3) pp. 30-38.
- Váradi, J., Szilávik, L., Orlóci, I., Kertai, I. és Nagy I. (2003): A Vásárhelyi Terv továbbfejlesztésének összefoglaló bemutatása. *Vízügyi Közlemények 1998-2001. évi árvízi külön füzetek*. III. kötet.
- Váradi, J. (2005): *Ajánlás a Vásárhelyi-terv továbbfejlesztése keretében készülő tározók műtárgyainak kialakításához (a Cigándi tározó műtárgyainak elemzése alapján)*. Összefoglaló dokumentáció. Árvízvédelmi és Belvízvédelmi Központi Szervezet, Budapest.
- Verwey, A. (2007): Numerical modelling support to flood studies. In: Di Silvio, G., Lanzoni, S. (eds.): *32nd IAHR Congress: Harmonizing the Demands of Art and Nature in Hydraulics*. Venice, Italy, 01-06.07.2007.
- VITUKI (1976): Hidrológiai alapok a magyarországi folyók mértékadó árvizeinek meghatározásához. Budapest.
- VITUKI (1977): Magyarország ártéri öblözetei. Budapest.
- VITUKI (szerk.) (2002): *A Vásárhelyi-terv továbbfejlesztése a területfejlesztési, ökológiai igényekkel és az Európai Unió Víz Keretirányelvével összhangban*. Konceptió-terv. Kézirat. VITUKI Rt., Budapest.
- VIZITERV (szerk.) (2001): *A Vásárhelyi Terv továbbfejlesztése*. Műszaki koncepció. Budapest.
- Vrouwenvelder, A.C.W.M. (1987): *Probabilistic Design of Flood Defenses*. Report No.B-87-404. IBBC-TNO, Institute for Building Materials and Structures of the Netherlands Organization of Applied Scientific Research, Netherlands.
- Yevjevich, V. (1994) Technology for coping with floods in the 21<sup>st</sup> century. In: *Coping with Floods*. NATO ASI Series, Series E: Applied Sciences – Vol. 257. Chapter 3: pp. 35-43. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Netherlands.
- Zorkóczy, Z. és Tóth, S. (1985): Magyarország árvízvédelmi rendszerének hosszú távú fejlesztési terve. *Vízügyi Közlemények*, 67:(4) pp. 513-534.
- Zorkóczy, Z. (szerk.) (1987): *Árvízvédelem*. OVH, Budapest.
- Zsuffa, I. (1997): *Műszaki Hidrológia II*. Műegyetemi Kiadó, Budapest.

## **Köszönetnyilvánítás**

Mindenekelőtt köszönetet mondok családom tagjainak, akik minden támogatást megadtak munkám során. Köszönöm továbbá az értekezés elkészítéséhez nyújtott segítséget Dr. Koncsos Lászlónak és Dr. Somlyódy Lászlónak. Külön köszönet illeti Dr. Vágás Istvánt, Dr. Bogárdi Istvánt és Dr. Józsa Jánost folyamatos támogatásukért és hasznos tanácsaikért. Köszönöm továbbá Fonyó Györgynek, Szabó Gergely Csanádnak, Laky Dórának, Honti Márknak és valamennyi egykori doktorandusztársamnak a kitartó biztatást és a jó hangulat megteremtését.

## **Függelék**

## Optimalizációs algoritmus

Az alkalmazott optimalizációs algoritmus a Hornberger-Spear-Young (HSY) módszer (lásd pl. Beck-van Straten, 1983) továbbfejlesztésén alapul (Koncsos et al, 1995). A HSY módszer fekete-doboz kísérleti technika révén nem az optimum értékekhez, hanem a paraméterek eloszlásához vezet. A módszer alapja, hogy az input adatok és paraméterek értékeit egy kiinduló valószínűség-eloszlásból véletlenszerűen kiválasztva, Monte Carlo technikával ismétli a modell-számításokat. A kiinduló eloszlás típusa alapvetően nem befolyásolja az eredményt (általában egyenletes eloszlást alkalmaznak). Azon számítások, amelyek elfogadható Monte Carlo scenariohoz tartoznak, meghatározzák a paraméterek a posteriori eloszlását, amelyet a Monte Carlo szimulációk során leválogatással könnyen el lehet különíteni. Az elfogadási tartományba eső eredmények száma méri a számítás minőségét.

A HSY módszer tisztán véletlen keresésének  $i$ . lépése semmilyen információt nem használ fel az  $(i+1)$  érték előállításánál a célfüggvény tulajdonságairól, így a keresési lépésszám sem optimális. A továbbfejlesztett változat koncepciója egydimenziós esetre a következő: adott a  $z = f(x)$  függvény, amelynek globális minimumát keressük. Kiindulásként egyenletes eloszlásból Monte Carlo módszerrel kisorsoljuk az  $x$  független változó  $n$  értékét:  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ , és meghatározzuk ezekhez a függő változók  $(z_1, z_2, \dots, z_n)$  értékét is. Rendezzük nagyság szerint a  $z$  értékeket:  $z_1 > z_2 > \dots > z_n$ , és ezzel együtt cseréljük az  $\underline{x}$  vektor elemeinek indexeit oly módon, hogy a rendezés előtti  $z(x)$  függvénykapcsolat változatlanul fennálljon. Tartalmazza  $\underline{x}_1$  vektor az  $x_1, \dots, x_n$  értékeket,  $\underline{x}_2$  vektor az  $x_2, \dots, x_n$  értékeket és  $\underline{x}_i$  vektor az  $x_i, \dots, x_n$  értékeket, azaz  $\underline{x}_i = [x_i, x_{i+1}, \dots, x_n]$  ( $i=1, \dots, n$ ). Ez  $i$ -től függetlenül egyenletes eloszlású valószínűségi változó, ismeretlen  $a_i, b_i$  határokkal. Az  $\underline{x}_i = [x_i, x_{i+1}, \dots, x_n]$  egyenletes eloszlású vektorváltozó tartományhatárait meghatározhatjuk a szélsőérték-statisztikák módszerével.

Adott  $p_0$  valószínűség mellett:

$$\underline{x}_i = [x_i, x_{i+1}, \dots, x_n] \in [a, b]_i \rightarrow p(x \in [a, b]_i) = p_0. \quad (F-1)$$

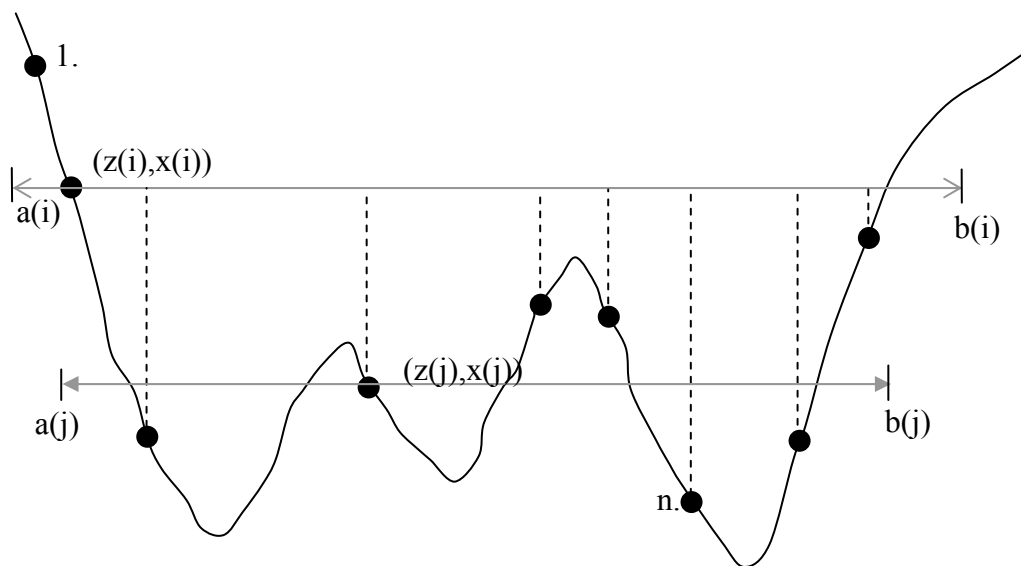
Az  $\underline{x}_i$  vektor terjedelmét jelöljük  $\overline{ab}_i$ -vel ( $i=1, \dots, n-1$ ).

A fentiek értelmében:

$$p(z < z_i | x \in \overline{ab}_i) = p_0 \quad (F-2)$$

Az (F-2) becslés a minta  $n-1$  rendezett almintájára tehető meg. Mindegyik a minimumpont keresési tartományára vonatkozik, és  $(1-p_0)$  hibával a globális megoldáshoz vezet. Az  $n+1$ -edik keresés tartományának az  $\overline{ab}_i$  minimumát választjuk (hiszen a lépésszám arányos a keresési intervallum szélességével), és ebben az intervallumban generáljuk az  $x_{n+1}$  értéket. Ha az  $i$ -edik intervallumot találjuk minimális szélességűnek, akkor az e feletti  $z$  és  $x$  értékek halmazát kizárjuk a további keresésből. Az algoritmus tehát a keresés tartományának kiterjedését lépésenként csökkentve halad a minimumhely irányába. A módszer elég nagyszámú lépés után zérushoz csökkenő paraméter tartományban keresi a célfüggvény minimumát (F-1 ábra).

Az adaptív Monte Carlo típusú optimalizációs eljárás egyesíti a Monte Carlo módszerek és a klasszikus konvergens kereső algoritmusok előnyeit. Az általános tesztfeladatok és gyakorlati kalibrációs alkalmazások tapasztalatai alapján megállapítható, hogy a kidolgozott módszer nagyságrenddel hatékonyabb az ismert Monte Carlo eljárásoknál és könnyen adaptálható különböző típusú, közönséges és parciális differenciálegyenleteken alapuló, lineáris és nem-lineáris szimulációs algoritmusokban (lásd pl. Koncsos-Fonyó, 2004). Az algoritmus előnye a gradienstől való függetlenség, a sok változóra való alkalmazhatóság, valamint az érzékeny és érzéketlen változók elkülöníthetősége: míg az érzékeny paraméterek zérushoz tartó tartományhoz konvergálnak, az érzéketlen paraméterek megtartják kezdeti intervallumukat.



F-1 ábra: Az adaptív Monte Carlo típusú optimalizációs algoritmus célfüggvénye