

# TARTALOM

## FELELŐS KIADÓ:

László Sándor  
(Magyar Közút Kht.)

## FELELŐS SZERKESZTŐ:

Dr. habil. Koren Csaba

## SZERKESZTŐK:

Dr. Gulyás András  
Rétháti András  
Schulek János  
Schulz Margit  
Dr. Tóth-Szabó Zsuzsanna

## LEKTORI TESTÜLET:

Apáthy Endre  
Dr. Boromisza Tibor  
Csordás Mihály  
Dr. habil. Farkas József  
Dr. habil. Fi István  
Dr. habil. Gáspár László  
Hórvölgyi Lajos  
Huszár János  
Jaczó Győző  
Dr. Keleti Imre  
Dr. habil. Mecsi József  
Molnár László Aurél  
Pallay Tibor  
Dr. Pallós Imre  
Regős Szilveszter  
Dr. Rósa Dezső  
Dr. Schváb János  
Dr. Szakos Pál  
Dr. habil. Szalai Kálmán  
Tombor Sándor  
Dr. Tóth Ernő  
Varga Csaba  
Veress Tibor

2

**Dr. Gulyás András – Dr. Boromisza Tibor –  
Dr. Törőcsik Frigyes**

A hideg helyszíni újrahaznosítás tapasztalatai  
Magyarországon

10

**Dr. Kabai Imre**

Egy épületomlás geotechnikai okai

17

**Dr. Keleti Imre**

Egy újabb évtized eredményei a gyorsforgalmi úthálózat  
fejlesztésében

II. A hálózatfejlesztést támogató műszaki fejlődés

24

**Dr. Andreas Loizos**

RIMS – Közúti Infrastruktúra-gazdálkodási  
Rendszer: kísérlet a globális PMS megteremtésére

34

**Vida Balázs**

A térszathidak geometriai pontatlanságából származó  
veszteségek elemzése

40

Nemzetközi szemle

A cikkekben szereplő  
megállapítások és adatok  
a szerzők véleményét  
és ismereteit fejezik ki,  
amely nem feltétlenül azonos  
a szerkesztők véleményével  
és ismereteivel.

## KÖZÚTI ÉS MÉLYÉPÍTÉSI SZEMLE

Alapította a Közlekedéstudományi Egyesület.  
A közlekedésépítési és mélyépítési szakterület  
mérnöki tudományos havi lapja.

# A hideg helyszíni újrahaznosítás tapasztalatai Magyarországon<sup>1</sup>

Dr. Gulyás András<sup>2</sup> – Dr. Boromissa Tibor<sup>3</sup> – Dr. Törőcsik Frigyes<sup>4</sup>

## 1. Bevezetés

A hideg helyszíni újrahaznosítás (cold in-place recycling, a hazai szakzsargonban: hideg remix) az útburkolatok felújításának, rehabilitációjának egyre gyakrabban alkalmazott technológiája. Elterjedése mind gazdasági, mind környezeti szempontból előnyös.

A különféle megoldások, esettanulmányok szakirodalma széles körű, emellett a kapcsolódó laboratóriumi keverékvizsgálatokkal is több cikk foglalkozik. Del Campo teljes körűsre törekvő általános áttekintést adott az útburkolatok újrahaznosításáról, beleértve a hideg helyszíni technológiát is [1]. Harrington a hideg helyszíni újrahaznosítás USA-beli alkalmazási példáit mutatta be, hangsúlyozva e technológia fontosságát és jövőbeli lehetőségét a burkolatok fenntartásában [2]. Sebaaly és társai a Nevada állam kis- és közepes forgalmú útjain készült bitumen emulziós hideg helyszíni újrahaznosítások jellemzőit elemezték [3]. Lane és Kazmierowski egy sikeres kanadai példán ismertette a habosított bitumen használatát a hideg helyszíni újrahaznosításban [4]. Batista és Antunes portugál kutatási eredményeket tartalmazó munkája a hideg aszfaltkeverékekkel végzett burkolat-rehabilitációval foglalkozott [5].

A hideg helyszíni újrahaznosítás fontos kérdése a felmart, felaprózott és megkevert eredeti anyaghoz hozzáadott minőségjavító kötőanyag típusa és mennyisége. A leggyakrabban bitumenes kötőanyagokat alkalmaznak, főként bitumen emulziót vagy habosított bitument. Bizonyos esetekben a Portland cement használata is jó megoldást adhat. Pasetto és társai összehasonlították a bitumen emulziós, a habosított bitumen és a cement kötőanyagokat [6]. Ha a cementet kötőanyagként használaták, az optimális keverési arány 2,5% és 3% közé esett. A különféle kötőanyagok együttesen is használhatók az optimális jellemzők elérésére. Rodrigues és társai brazil esettanulmányában a Portland cementet (1,5%) és a habosított bitument (3,5%) együtt alkalmazták [7].

A cikk bemutatja a hideg helyszíni újrahaznosítási technológia sikeres magyarországi alkalmazását a kis- és közepes forgalmú mellékutak állapotának javítására. Az anyagok jellemzőiből adódóan több esetben a Portland cement használata adott megfelelő megoldást.

## 2. A magyar mellékúthálózat helyzete 2004-ben

A fenntartási beavatkozásokat nem lehet kizárólag a hatékonyság alapján tervezni, mert minden országban vannak olyan kis forgalmú mellékutak, amelyeken még igen rossz burkolatállapot esetén sem elégíthetők ki a hatékonysági követelmények. A kis forgalmú mellékutak ugyanakkor szerves részei az úthálózatnak, és leromlásuk a teljes hálózat használhatóságát kedvezőtlenül befolyásolja. Ezeknek az utaknak a használói – a társadalmi igazságosság alapján – jogosan igénylik, hogy a kis forgalmú mellékutak fenntartási munkáit is központi forrásból finanszírozzák.

Hálózati funkció szempontjából figyelembe kell venni a településrendszerben betöltött szerepet. A hagyományos úthálózati hierarchia legalsó rétegében olyan bekötőutak helyezkednek el, amelyek adott esetben egy település egyetlen kapcsolatát jelentik, tehát térszerkezeti okból, valamint tömegközlekedési kiszolgálás szempontjából fontosak. Hasonlóan fontosak az olyan összekötő utak, amelyek természetes kistérségi vonzásokat szolgálnak, és kerülő utaktól mentesítik az érintett lakosságot. Egy adott mellékút által közvetlenül érintett lakosság száma, valamint minden további jelentősebb forgalmat vonzó létesítmény a mellékút szerepének fontosságát jelzi.

Mellékútjainkon komoly gondot jelent a kedvezőtlen egyenetlenség, mely részben a deformációkból adódik. Elégtelen teherbírás jelentős hosszon található, és ez hatással van az állapotjavítási technológia megválasztására. A felületépség szubjektív értékelése is tükrözi a fenntartási elmaradásokat. A víztelenítés helyzete szintén kedvezőtlen képet mutat.

## 3. A hideg helyszíni újrahaznosítás alkalmazásának szükségessége

A 30 000 km hosszúságú országos közúthálózat 25-30%-án, 8-9 ezer km-en az utak történelmileg kialakult geometriája maradt meg napjainkig is. A hosszabb-rövidebb egyeneseket sűrű derékszögű ívek váltják fel az évszázadok során a lófogatú járművek és a földtulajdonokhoz igazodó körülmények miatt. Ez az úthálózat a korábbi 3-4 m szélességről és a makadám rendszerű kőburkolatból fejlődött ki a mai 5-6 méteres szélességre többszöri itatással és permetezéssel eljárásal való pormentesítéssel.

A többszöri burkolatszélesítéshez felhasznált anyagok igen változatosak: a mészkőtől és a vulkanikus eredetű kőzetektől a kavicsra át, a kohósalaktól a hidraulikus kötőanyaggal (cement, eróművi pernye) készült keverékekig. A szélesítések minősége igen változó a munkahézagok és a beépített anyagok vastagságától és minőségétől függően.

Ez a nagy úthálózati rész kapcsolja be a magyarországi települések mintegy háromnegyedét a főútháló-

<sup>1</sup> Poszter előadás az USA Közlekedési Kutatási Tanácsa (Transportation Research Board) 85. konferenciáján, 2006. január 22–26. A cikk a konferencia CD-ROM-ján megjelent angol nyelvű anyag magyar változata

<sup>2</sup> Okl. építőmérnök, Ph.D., főosztályvezető, Magyar Közút Kht., e-mail: [gulyas@kozut.hu](mailto:gulyas@kozut.hu)

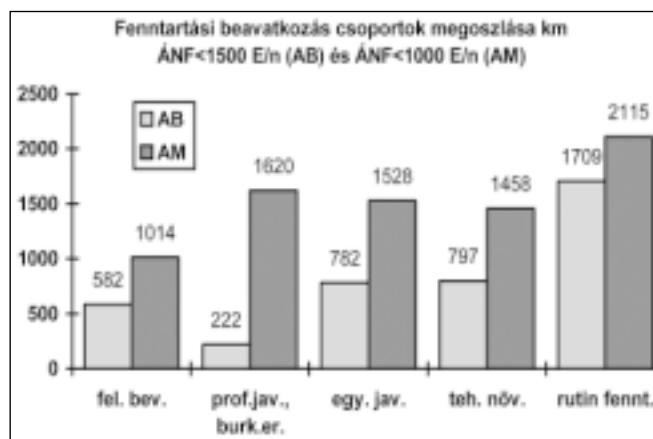
<sup>3</sup> Okl. építőmérnök, tudományos tanácsadó, Magyar Közút Kht., e-mail: [boromissa@mail.kozut.hu](mailto:boromissa@mail.kozut.hu)

<sup>4</sup> Okl. építőmérnök, ügyvezető igazgató, Finn-út Kft., e-mail: [finnut@axelero.hu](mailto:finnut@axelero.hu)

1. táblázat

A szükséges fenntartási tevékenységek arányai

Fenntartási tevékenység	aszfalt-beton hossz km	aszfalt-beton hossz %	aszfalt-makadám hossz km	aszfalt-makadám hossz %
Felületi bevonat	582	4,9	1014	8,6
2 rétegű erősítés	222	1,9	1620	13,7
Újraturkolás	782	6,6	1528	12,9
1 rétegű erősítés	797	6,7	1458	12,3
Rutin fenntartás	1709	14,5	2115	17,9
<b>Összesen</b>	<b>4092</b>	<b>34,6</b>	<b>7735</b>	<b>65,4</b>



1. ábra: A javasolt fenntartási beavatkozások megoszlása (a 2004. évi adatok alapján)

zatba, ezért jelentősége a rajta menő forgalomnál nagyobb, figyelemmel a lakosság közérzetére. Ezek az utakon a relatív kis forgalom miatt (500–2500 jármű/nap között) csak permetezéses eljárású, ún. kötőzúzalékos burkolatok és felületi bevonatok készültek, valamint hideg és melegaszfaltos kátyúzás a tömegesen jelentkező burkolathibák miatt. Ha melegaszfalt burkolatot kapott egy-egy útszakasz, akkor arra nem a méretezés szerint szükséges mennyiségű aszfalt, hanem csak kiegyenlítő, néhány centiméteres réteg és vékony kopóréteg került.

Az elmúlt 10-15 évben ezek a burkolatok jellemzően még felületi bevonatot sem kaphattak forráshiány miatt, ezért tömeges az utak tönkremenetele. A forgalom fenntartásához tehát elengedhetetlen a kátyúzások helyett a teljes felújítás – az értékelemzés szemléletében „a szükséges és elégséges feltételek” kielégítése, amire a hideg helyszíni újrashasznosítási eljárás a legalkalmasabb mind környezetvédelmi, mind gazdasági szempontból.

#### 4. A mellékutak fenntartási programja

Az aszfaltburkolatok fenntartásáról szóló ÚT 2-2.103 útügyi műszaki előírás fenntartási beavatkozási határértékeivel megegyezően a mellékúti programban normatív alapon figyelembe vehető aszfaltbeton burkolatú (AB) utak forgalmi kategóriája (az átlagos napi forgalom) ÁNF < 1500 E/n, az aszfaltmakadám burkolatú (AM) utak forgalmi kategóriája ÁNF < 1000 E/n. Ez 2004-ben összesen 11 827 km vizsgálandó úthosszat jelentett, ami a teljes mellékúthálózat fele.

A mellékutak állapotjavító célprogramjának kidolgozásakor az 1. táblázat szerinti beavatkozási csoportokat, továbbá a 2. és a 3. táblázat szerinti alcsoportokat vették figyelembe.

A fenntartási beavatkozási csoportok arányait a vizsgált mellékút-

hálózatra az 1. ábra mutatja be. A csoportok a teherbírás osztályzat és a mért egyenetlenség (nemzetközi egyenetlenségi index, IRI mm/m) értéke szerint tovább bonthatók. A vizsgálat az Országos Közúti Adatbank (OKA) 2004. évi adataival készült. A két évvel korábbi helyzethez képest jelentős romlás tapasztalható, mert bár a teljes vizsgált hossz a forgalom növekedése miatt kevesebb lett, a profiljavítást igénylő legkedvezőtlenebb helyzetű utak hossza mintegy 20%-kal növekedett.

A beavatkozások ütemezésekor első ütemként a normatív alapú küszöbértékeknek megfelelően besorolható felületi bevonat- és profiljavítás (burkolaterősítés) vehető figyelembe. A beavatkozási csoportokat tekintve látható, hogy a felületi bevonat mint beavatkozási technológia csak a közepes vagy annál kissé

2. táblázat

Beavatkozási csoportok aszfaltbeton burkolatokon, ÁNF &lt;1500 E/nap (4092 km)

IRI	< 4,1	4,1–4,5	4,6–7,0	> 7,0
Teherbírás				
< 3	Rutin fenntartás 1709 km			FB II. + elők. 782 km
3	41,8%	Felületi bevonat I.	Felületi bevonat II.	19,1%
4		302 km 7,4%	280 km 6,8%	Burkolat erősítés
5		Burk. er. 797 km 19,5%		222 km 5,4%

3. táblázat

Beavatkozási csoportok aszfaltmakadám burkolatokon, ÁNF &lt;1000 E/nap (7735 km)

IRI	< 4,1	4,1–5,0	5,1–7,0	> 7,0
Teherbírás				
< 3	Rutin fenntartás 2115 km			FB II. + elők. 1528 km
3	27,3%	Felületi bevonat I.	Felületi bevonat II.	19,8%
4		237 km 3,1%	777 km 10,0%	Profijav. I. 422 km, 5,5%
5		Burk. er. 1458 km 18,8%		Profijav. II. 1198 km 15,5%

rosszabb egyenetlenség és hasonló teherbírás esetén megfelelő. A felületi bevonat I. csoportban megengedhető a jó egyenetlenség melletti alkalmazás is, melynek célja a felület lezárásával a teherbírás további romlásának a megakadályozása. A nagyobb hosszát képviselő felületi bevonat II. technológiai csoport alkalmazása elsősorban a csoportba eső úthosszak mintegy negyedét kitevő átkelési szakaszokon ajánlott.

A komolyabb egyenetlenségi és teherbírési problémák együttes jelentkezése a teljes felületen igényli a profiljavítást. Ez a helyzet jellemző az aszfaltmaka-dám utak számottevő hányadára. Ezek azok az utak, amelyeknek állapotjavítása első ütemben szükséges és indokolt, finanszírozása azonban csak normatív alapon oldható meg. A profiljavítási igények tovább bonthatók két alcsoportra a teherbírás még megfelelő vagy már elégtelen értékelése szerint, aminek a költségek szempontjából van jelentősége. Gyakorlatilag minimális a klasszikus aszfaltbeton burkolaterősítési igény.

A bemutatott fenntartási beavatkozási csoportokra vonatkozóan korábban több közelítő költségbecslés készült, melynek összesítése igen jelentős forrásigényt mutat. A költségek csökkentésére javasolható a helyi anyagok bővebb felhasználása, valamint a megfelelő technológia megválasztása, mellyel egész időnyen át nagyobb hosszon, gazdaságosabb lehet a gépkiszármazás. A különösen kis forgalmú mellékutakon a hígított bitumenes technológia megfelelő alkalmazása is megoldást jelenthet. A hagyományos melegaszfalt erősítés mellett számításba vehetők a meleg újrahasznosítási technológiák (ez utóbbi csak aszfaltbeton jellegű kopóréteg esetében) és az átmarásos technológiák vízzáró kopóréteggel. Az átmarásos technológiákat több kísérleti szakaszon sikerrel alkalmazták. Az alapréteg ez esetben lehet hidraulikus kötésű vagy mart aszfaltot hasznosító hideg helyszíni újrahasznosítás, lezárására hideg és meleg aszfalt keverékek egyaránt szóba jöhetnek.

## 5. Az újrahasznosítási technológia tervezése

A helyszíni újrafelhasználást általában az egyenlőtlen, kátyús útfelület vagy a gyenge teherbírás indokolja [8]. A beavatkozás az út vonalvezetését nem változtatja meg, de a teherbírás és az útfelület minőségét megjavítja. A tervezést részletes állapotfelvétel előzi meg, ennek alapján lehet a megfelelő technológiát megválasztani. Az eljárás Magyarországon olyan utakon alkalmazható, amelyek napi forgalma a 100 kN egység-tengelyek számában kifejezve nem több mint 170 egység-tengely/nap [9].

### 5.1. Állapotfelvétel

Előzetes tájékozódásul az adatbanki adatokat lehet felhasználni, de a technológia megtervezéséhez minden esetben helyszíni feltárássra van szükség. Ennek során a pályaszerkezet viselkedését befolyásoló körülményeket is meg kell vizsgálni. A következő adatokra van szükség:

- az útpálya geometriai méretei,
- a forgalom,

- a teherbírás,
- a pályaszerkezet rétegrendje, vastagságok, anyagok,
- talajfajta,
- a víztelenítés rendszere, állapota,
- a közútkezelők egyéb információi.

A forgalom és a teherbírás alapján lehet a megerősítést megtervezni. A talajfajta és a hidrológiai körülményeket azért kell ismerni, hogy dönthessünk a fagyveszély vizsgálatáról.

A technológia megtervezésének lényeges kikötése a felbontásra szánt rétegek összetételének az ismerete. A mintavételt próbamarással vagy bontással lehet végrehajtani. Bontással kell megvizsgálni a teljes pályaszerkezet rétegrendjét is. Erre a megerősítés megtervezéséhez van szükség. A korábbi szélesítések miatt a szélesített és a régi pályaszerkezet összetétele általában nem azonos. Laboratóriumban meg kell vizsgálni a felbontott anyag(ok) szemeloszlását, és ha indokolt, akkor meg kell határozni a szükséges javítóanyag minőségét.

### 5.2. A technológia megtervezése

A felbontott anyag(ok) összetételének ismeretében dönthető el az alkalmazandó technológia:

- kötőanyag nélküli homogenizálás és építés;
- kötőanyag beépítés
  - hidraulikus kötőanyaggal, célszerűen cementtel,
  - bitumen kötőanyaggal (bitumen emulzió, habosított bitumen) [10],
  - hidraulikus és bitumen alapanyagú kötőanyagok együttes alkalmazásával [11],
  - egyéb, különleges kötőanyaggal.

Magyarországon a kötőanyag nélküli és a cement kötőanyagú újrafelhasználás terjedt el.

Kötőanyag nélküli újrafelhasználást célszerű előírni, ha

- a 100 kN egység-tengelyek napi száma nem több mint 50,
- a felbontandó rétegek szemeloszlása kedvező, kevés pótlással javítható.

Cement kötőanyagú beépítést célszerű előírni, ha

- a teherbírás gyenge,
- kötőanyag nélkül túl nagy vastagításra lenne szükség,
- a felbontandó rétegek szemeloszlása kedvezőtlen,
- nincs lehetőség a szemeloszlás megjavítására,
- a pályaszerkezet hossz- és keresztirányban nagyon heterogén.

Nem alkalmazható az újrahasznosítási technológia kockakő, kiskő vagy beton rétegek esetében.

A felmarásra szánt rétegvastagságot a marógép kapacitása korlátozza. Olyan gépet célszerű alkalmazni, amely legalább 20-25 cm mélységben képes dolgozni. Kötőanyag nélküli technológia esetében törekedni kell arra, hogy a bontott és a javító anyag keveréke kielégítse a szabvány szemeloszlási követelmé-

nyét. Ilyen lehet pl. az EN 13 285 szerinti 0/31,5 nyújtott szemeloszlás. A keverékkel el kell végezni a módosított Proctor-vizsgálatot. Ha a felmárt anyag bitumen kötőanyagot is tartalmaz, akkor az anyagmintát szobahőmérsékleten kell kiszárítani. Ilyen esetben az optimális tömörítési víztartalmat és a viszonyítási térfogatsűrűséget a Proctor-görbe és a 65 százalékos telítettségi vonal metszéspontja adja meg. Cement kötőanyaggal való stabilizálás megtervezésekor a helyszíni stabilizáció követelményeit kell teljesíteni. A szükséges cementtartalmat a 28 napos henger nyomószilárdsága alapján határozzák meg.

### 5.3. A megerősítés méretezése

Kis forgalmú utak tervezési élettartama általában tíz év. A tényleges teherbírás és a forgalomfejlődés figyelembevételével számítható a megerősítés szükséges aszfaltvastagsága. A számításkor figyelembe kell venni az átkevert réteg megváltozott minőségét.

A megerősítés számítható mechanikai eljárással vagy egyenérték módszerrel [12]. Ez utóbbi, egyszerűsített eljárás szerint számítandó a pályaszerkezet egyenérték-vastagsága ( $H_e$  egységcm, ecm):

$$H_e = \sum e_i * h_i,$$

ahol  $e_i$  az i-edik réteg egyenérték-tényezője a 4., az 5. és a 6. táblázat szerint,  
 $h_i$  az i-edik réteg vastagsága.

4. táblázat

A tapasztalati  $e_i$  egyenérték-tényezők értéke néhány új réteg esetében

Az új pályaszerkezeti réteg típusa	$e_i$
Aszfaltbeton	2,2
Kötőréteg	2,2
Bitumenes kavics	2,0
Kevert aszfaltmakadám	1,8
Soványbeton	1,5
Telepen kevert kavics cementstabilizáció	1,3
Helyszínen kevert kavics cementstabilizáció	1,1
Itatott aszfaltmakadám	1,0
Kötőzúzalékos aszfaltmakadám	1,0
Folytonos szemeloszlású zúzottkő	1,0
Makadám rendszerű zúzottkő alap	0,7

5. táblázat

Az  $e_i$  egyenérték-tényezők régi pályaszerkezeti rétegek esetében

A régi pályaszerkezeti réteg típusa	$e_i$
Aszfaltbeton, kötőréteg – repedés nélkül	1,8
Aszfaltbeton, kötőréteg – kissé repedezett	1,5
Aszfaltbeton, kötőréteg – sűrűn repedezett	1,3
Bitumenes kavics, kevert aszfaltmakadám	1,5
Soványbeton	1,2
Itatott aszfaltmakadám	0,9
Kötőzúzalékos aszfaltmakadám	0,9
Makadám rendszerű zúzottkő alap	0,7
Vegyes inhomogén réteg	0,4

6. táblázat

Az újrahasznosított pályaszerkezeti rétegek  $e_i$  egyenérték tényezői

Az újrahasznosított réteg típusa	$e_i$
Helyben kevert kavics cementstabilizáció	1,0
Bitumen emulzióval vagy habosított bitumennel kevert visszanyert szemcsés anyag	1,0
Folytonos szemeloszlású zúzottkő alap	0,9

### 5.4. Példa a megerősítés számítására

A teherbírásmérések szerint a megerősítés szükséges aszfaltvastagsága legyen 6 cm. A pályaszerkezet felépítése legyen a következő:

6 cm itatott aszfaltmakadám	$6 \times 0,9 = 5,4$ ecm
8 cm makadám	$8 \times 0,7 = 5,6$ ecm
20 cm makadám rendszerű zúzottkő alap	$20 \times 0,7 = 14,0$ ecm
34 cm	$H_e = 25,0$ ecm
a 6 cm aszfaltréteg egyenérték vastagsága	$6 \times 2,2 = 13,2$ ecm
az új pályaszerkezet szükséges egyenérték vastagsága:	$H_e = 25,0 + 13,2 = 38,2$ ecm

#### 5.4.1. Kötőanyag nélküli technológia

A felmárt réteg vastagsága legyen 14 cm, a javítóanyag vastagsága 2 cm. A pályaszerkezet egyenérték vastagsága:

16 cm bontott szemcsés anyag	$16 \times 0,7 = 11,2$ ecm
20 cm makadám rendszerű zúzottkő alap	$20 \times 0,7 = 14,0$ ecm
36 cm	$H_e = 25,2$ ecm
a hiány:	$38,2 - 25,2 = 13,0$ ecm.
A szemcsés alaprétegre 7 cm javított bitumenes kavics réteget tervezünk, ennek egyenérték vastagsága	$7 \times 2,0 = 14,0$ ecm
az új pályaszerkezet végleges egyenérték vastagsága:	$H_e = 25,2 + 14,0 = 39,2$ ecm > 38,2

#### 5.4.2. Cement kötőanyagú technológia

A felmárt, 14 cm vastag réteget stabilizáljuk cementtel. A pályaszerkezet egyenérték vastagsága:

14 cm helyszínen kevert kavicsos cementstabilizáció	$14 \times 1,0 = 14,0$ ecm
20 cm makadám rendszerű zúzottkő alap	$20 \times 0,7 = 14,0$ ecm
34 cm	$H_e = 28,0$ ecm
a hiány:	$38,2 - 28,0 = 10,2$ ecm.
A javított pályaszerkezetre 5,5 cm bitumenes kavicsot tervezünk, ennek egyenérték vastagsága	$5,5 \times 2,0 = 11,0$ ecm
az új pályaszerkezet végleges egyenérték vastagsága:	$H_e = 28,0 + 11,0 = 39,0$ ecm > 38,2

Természetesen mindkét esetben más kivitelezési kérdéseket kell megoldani.

## 6. A hideg helyszíni újrahasznosítás építési technológiái

### 6.1. Korábbi kísérletek

Az első szakmai bemutatóval egybekötött kísérleti munkára – erre a célra külföldről beszállított célgépekkel – 1998-ban került sor egy tönkrement főúton. A főút 10-12 cm-es felső aszfaltrétegét kellett helyben homogenizálni (helyben összeapritani) az alatta lévő makadámmal, illetve a szélesítés előregedett betonalapjával. Az új alapréteg előállítására a kővázat előre megtervezett módon zúzalék hozzáadásával meg kellett javítani. Ennek átlagos vastagsága 10 cm volt, melyet aszfalt terítógép helyezett a meglévő burkolatra. A két kötőanyag cement és habosított bitumen volt. A kivitelezést félpálya szélességben, forgalomterelésel, félpályás útlezárással végezték. Kopóréteggént meleg, hengerelt aszfalt került az így felújított alaprétegre. Annak ellenére, hogy az útszakaszon a forgalom jelentősen megnövekedett, az elmúlt időben meghibásodás nem történt.

A következő kísérleti szakasz 1999-ben kis forgalmú úton készült, ahol makadámrendszerű útburkolat volt. Ismét vegyes kötésű kötőanyaggal dolgoztak a korábbihoz hasonlóan melegaszfalt kopóréteg lezárásával.

A két sikeres kísérleti munka ellenére a technológia nem terjedt el széles körben, bár az úthálózaton már akkor jelentős mennyiségű, arra alkalmas felület lett volna.

Az áttörés 2001-ben történt meg. Ismét országos szakmai bemutató keretében készült egy újabb kísérleti szakasz, nem célgépekkel, hanem egy 2000 mm munkaszélességű, nagymélységű hidegmarógéppel. Ez keverte össze kötőanyag nélkül a meglévő, deformált makadám alapú útburkolatot a ráhelyezett 10 cm vastag 0/25 mm méretű eruptív anyagú mechanikai stabilizációval, összességében 20-25 cm vastagságban. A szükséges profilt autógredér többszöri munkamenetben állította elő, a tömörítést acélpalástú vibróhenger és gumiabroncsos henger végezte. A reflexiós repedések megelőzésére a stabilizált réteget két nap után hengerrel átvibrálták, mikro-repedéseket előidézve. Kopóréteggént átlag 5 cm vastag lágy aszfaltot helyeztek el. Az elmúlt években – a nagy tengelysúlyú járművek forgalma ellenére – az útburkolaton meghibásodás nem tapasztalható.

### 6.2. A hideg helyszíni újrahasznosítási technológiák tapasztalatai

Az elmúlt években sorozatban készültek célgépekből álló géplánccal, mintegy 400 ezer m<sup>2</sup>-en, különböző forgalmú utakon és igen változatos összetételű burkolatokon hideg helyszíni újrahasznosítással útalap erősítések. Az ismertett technológiák költsége három részből tevődik össze: keverékjavító adalékanyag kb. 26%, cement kötőanyag kb. 31%, építési munkák (marás, keverés, tömörítés) kb. 43%. Az átlagos fajlagos költséget befolyásolja a munka nagysága, ez kb. 1900–2800 Ft/m<sup>2</sup> értékű.

Jellemzően a következő csoportosítást lehet megkülönböztetni:

#### 6.2.1. Régi makadám burkolatok, tönkrement szélesítéssel, 1500–2500 jármű/nap forgalomnagyság esetén, cement kötőanyag

- Átlagban 10-15 cm vastag 0/25-0/30 mechanikai stabilizáció terítése,
- 20-25 cm vastag cementkötésű hideg helyszíni újrahasznosítás,
- átlag 5-6 cm vastag lágy aszfalt vagy átlag 5 cm vastag melegaszfalt kopóréteg.

A burkolatok a forgalom hatására nem deformálódnak, teherbírásuk kielégítő, egyes esetekben az eredeti szélesítés nyomvonalában hosszanti repedés kezdeti jelei mutatkoznak. E hiba oka a szélesítés nem megfelelő minősége, ezért a teljes szélesítés kicserélése lenne indokolt.

#### 6.2.2. Régi, tönkrement burkolatok, 2000-3000 jármű/nap forgalomnagyság esetén, vegyes kötőanyag alkalmazásával

- A régi burkolatra 10-15 cm vastag mechanikai stabilizáció terítése,
- összességében 20-25 cm vastagságban átdarálás mellett vegyes kötés alkalmazása (cement, habosított bitumen),
- melegaszfalt kopóréteg készítése átlag 5 cm vastagságban.

A tapasztalatok azt mutatják, hogy forgalom alatti útépitéskor a bitumen kötéskelettelő hatása nem kedvező a forgalom zavarása miatt, azonban a tömörítési munka hatékonyabb. Ezzel az eljárással nehezebb körülmények között lehet a munkát végezni, az eljárás költségesebb, forgalom alatti útépitéskor nem indokolt az alkalmazása.

#### 6.2.3. Régi, tönkrement burkolatok, mart aszfalttal történő vastagítás, 3000-5000 jármű/nap forgalomnagyság esetén, cement kötőanyag

- A pályaszerkezet vastagítást 10-15 cm vastagságban elterített mart aszfalt szolgálja,
- az aprítás, bekeverés hasonló az előbbiekhöz, a kötőanyag cement,
- a kopóréteg lágy vagy meleg, hengerelt aszfalt.

Az építési tapasztalatok igen kedvezőek, a tömörítési munka hatékony, a mart aszfalt minőségétől függően a kötőanyag nélküli útpálya a forgalmat jól viseli, hidraulikus kötőanyaggal, nyári körülmények között a vegyes kötés tapasztalataira utal.

#### 6.2.4. 5000–8000 jármű/nap forgalom esetén erősen keréknyomvályús (5-10 cm-t is elérő) burkolatok homogenizálása

- Eruptív kőváz hozzáadagolás terítógéppel felhordva, a szemszerkezet kívánatos javításához tervezve,
- átdarálásos homogenizálás vegyes kötőanyaggal, illetve csak cement alkalmazásával,
- geotextília terítés után 1-2 réteg meleg hengerelt aszfalt beépítése.

A felpályás forgalomtereléssel végzett munkák után – a többéves tapasztalat szerint – mindkét kötőanyag-gal meghibásodás nélkül viseli a forgalmat. A kivitelezést nehéz körülmények között, 500 méteres felpályás terelésekkel végezték. Az eredmények igazolták, hogy ilyen körülmények között is lehet alkalmazni.

### 6.3. Kivitelezési problémák és megoldások

A gondos kivitelezés ellenére is – az igen inhomogén útburkolatokban lévő anyagok eltérő minősége következtében – a tartósabb igénybevétel után lokális meghibásodásokkal kell számolni. Ezek a meghibásodások akkor küszöbölhetők ki, ha a meglévő utakon méterről méterre lehetne az útburkolatok vastagságát, anyagösszetételét és az altalajok minőségét megállapítani, és a kedvezőtlen helyeken előzetesen talaj-, illetve burkolatcserét elvégezni. Ezzel a módszerrel azonban a helyben készülő hideg helyszíni újrahaznosítás eljárás elveszíthetné az igen kedvező előnyeit (takarékos, gyors, az útban lévő anyagok teljes újrahaznosítása). A veszélyeket el lehetne kerülni a régi burkolatra helyezendő, a szemeloszlási összetételt javító új adalékanyag vastagságának, illetve a kötőanyag mennyiségének a helyes megválasztásával, ami együtt jár a burkolatszerkezet vastagságának a megnövekedésével.

Igen fontos az építés közben vizsgálatok végzése, nevezetesen a víztartalom nap közbeni változásának figyelemmel kísérése hidraulikus kötőanyag esetén, a tömörség állandó ellenőrzése és a teherbírás növekedésének többszöri ellenőrzése, mérése két-három napostól egyhetes korig. Kiemelt figyelmet kíván a helyes geometria is, figyelemmel arra, hogy a tapasztalatok szerint csak kivételes esetekben készült kötőréteg; a homogenizált alaprétegekre, általában egy réteg kopóréteg épült. A forgalom alatti profil kialakítás nagy tapasztalatot és állandó helyszíni méréseket igényel. A megfelelő minőség biztosítása alapvető a megkívánt élettartam elérése érdekében.

## 7. A cement kötőanyagú újrahaznosítás tapasztalatai

A mintapélda is mutatja a cement kötőanyagú újrahaznosítás előnyét a kötőanyag nélküli technológiával szemben, mert a szemeloszlási követelmény kevésbé szigorú, ezért nem mindig szükséges a felmárt szemcsés anyag javítása. (7. táblázat).

Kedvező szemeloszlás esetében a cementszükséglet 4-5%. Akkor, ha a felmárt anyag túlnyomórészt aszfalt, a cementadagolás felmehet 8-9%-ig.

Az előzetes laboratóriumi alkalmassági vizsgálat megadja az esetleg szükséges javítóanyag mennyiségét, az optimális tömörítési víztartalmat, a cementadagolást és a szükséges térfogatsűrűséget.

A cement kötőanyagú újrafelhasznált anyag szemeloszlása

Szita mm	Az átesett tömeg % minimum	Az átesett tömeg % maximum
63	100	100
32	70	100
16	50	100
8	32	100
4	20	100
2	11	100
1	7	90
0,5	4	77
0,25	2	60
0,125	0	40
0,063	0	15

A helyszíni ellenőrző mérések – a geometriai követelményeken kívül – a teherbírásra, a szilárdságra és a tömörségre vonatkoznak.

A továbbiakban egy tipikus kisforgalmú út pályaszerkezetének átépítési eredményeit tüntetjük fel.

A pályaszerkezet rétegrendje a felújítás előtt a következő volt:

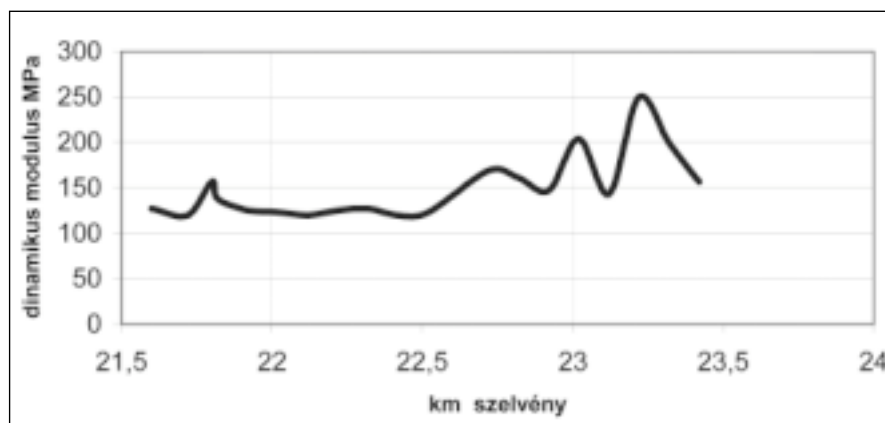
- 5 cm bitumenes kavics D = 20 mm
- 4 cm bitumenes kavics, D = 12 mm
- 7 cm aszfaltmakadám
- 7 cm makadám
- 15 cm makadám rendszerű zúzottkő alap

A rossz állapotú, kátyús pályaszerkezet átépítése során a felső 20 cm vastag réteget felmárták, majd 5,2% cementtel, 6,2% vízzel és 22 kg/m<sup>2</sup> 0/35 mm zúzottkő javító anyaggal átkeverték. A stabilizációt a kiszáradás ellen 1,2 kg/m<sup>2</sup> bitumenemulzióval és 10 kg/m<sup>2</sup> 5/8 mm zúzottkővel védték. Végezetül 5 cm JU-20 javított bitumenes kopóréteggel zárták le.

A kivitelezés után a következőket mérték:

- teherbírás 7 nap után,
- tömörség,
- nyomószilárdság.

A 2. ábra a teherbírási értékeket mutatja. A mérést ZFG 02 típusú könnyű ejtősúlyos berendezéssel vé-



2. ábra: Dinamikus modulus a 7. napon, követelmény: 120 MPa, vastagság: 20 cm, cementtartalom: 5,2%



8. táblázat

Hétnapos henger nyomószilárdság  
(100 x 150 mm mintán mérve)

Km szelvény	Proctor-sűrűség %	Nyomószilárdság N/mm <sup>2</sup>
21+680		1,95
21+825	98,0	
21+875	98,0	
22+000		1,57
22+225	97,2	
22+320		1,91
22+375	98,0	
22+650		1,66
22+825	97,3	
22+875	97,5	
22+980		1,91
23+300		1,99
23+325	98,1	
23+375	97,1	

gezték (tárcsaátmérő: 300 mm, dinamikus erő: 7,07 kN). A követelmény: 120 MPa, ezt az értéket mindenütt elérték.

A tömörséget radiometriás készülékkel vizsgálták. Az eredményeket a 8. táblázat tartalmazza. A követelmény a módosított Proctor-vizsgálat sűrűség értékének 97%-a.

A nyomószilárdságot szintén a 7. napon vizsgálták (8. táblázat). A követelmény szerint a 7 napos henger nyomószilárdság min. 1,5, max. 3,0 N/mm<sup>2</sup>.

Összehasonlítva a teherbírási és a nyomószilárdsági értékeket, látható, hogy a nagyobb nyomószilárdsághoz nagyobb teherbírási érték tartozik.

## 8. Összefoglalás

A mellékutak állapotjavításának szükségességét indokolja a társadalmi igazságosság elvének érvényesítése, a területi egyenlőtlenségek mérséklése, az életminőség és a közérzet javítása, valamint a helyi



3. ábra: Poszter előadás Washingtonban 2006. január 24-én

jelentőségű, de az országos közúthálózat részét képező utak forgalom számára alkalmas állapotban tartása.

Az összességében mintegy 400 ezer m<sup>2</sup> hideg helyszíni újrahasznosítási technológiával készült burkolat igazolta a várt eredményeket mind a minőség, mind a gazdaságosság szempontjából. A műszaki irányelvben foglalt minőségi követelményeket folyamatosan figyelemmel kell kísérni. Az újabb tapasztalatok tükrében más országok hasonló technológiájának megismerése segíthet a követelmények újrafogalmazásában. Figyelemmel arra, hogy a helyben készülő hideg helyszíni újrahasznosítás eljárás keretében valamennyi lehetséges módot kipróbáltak (kötőanyag nélküli, csak hidraulikus, vegyes kötés, felmart aszfalt hozzáadagolásával vegyes kötésnek is minősíthető stb.), a közeljövőben követendő megoldásnak – egyes kivételes esetekből eltekintve – a kötőanyagot tartalmazó eljárásokat lehet javasolni. A magyar tapasztalatok szerint – a bitumenhez fűződő szigorúbb feltételek miatt – inkább hidraulikus kötőanyag alkalmazása célszerű, és további kísérletezést kíván az egyre nagyobb mennyiségben elforduló felmart aszfaltok ilyen célú újrahasznosítása is.

A cement kötőanyaggal nyert hideg helyszíni újrahasznosítási tapasztalatokat a következőkben lehet összefoglalni. Az előzetes feltárás és vizsgálat elkerülhetetlen. A szélesítések miatt a felmart anyagot keresztirányban is homogenizálni kell. A cementes technológia a teherbírást is javítja. Mivel a mart aszfalt több cementet igényel, előnyös lehet zúzottkővel átkeverni a felmart anyagot. Ez a megoldás egyben a teherbírást is megnöveli. Kopórtegeként a költségszerűbb hagyományos aszfaltbeton helyett inkább az alacsonyabb modulusú aszfaltokat (pl. lágy aszfalt) célszerű alkalmazni.

## Irodalom

- [1] J. F. del Campo: Recycling in Road Pavements. Third International Symposium on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control, Guimaraes, Portugal, 2003, pp. 71–83.
- [2] J. Harrington: Recycled Roadways. Public Roads Magazine, Vol. 68, No. 4, 2005, pp. 9–17.
- [3] P. E. Sebaaly, G. Bazi, E. Hitti, D. Weitzel, S. Bermanian: Performance of Cold in Place Recycling in Nevada. CD-ROM. TRB 83<sup>rd</sup> Annual Meeting, Washington D.C. 2004.
- [4] B. Lane, T. Kazmierowski: Implementation of Cold In-Place Recycling with Expanded Asphalt Technology in Canada. CD-ROM. TRB 84<sup>th</sup> Annual Meeting, Washington D.C. 2005.
- [5] F. Batista & M. Antunes: Pavement Rehabilitation Using Asphalt Cold Mixtures. Third International Symposium on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control, Guimaraes, Portugal, 2003, pp. 705–713.
- [6] M. Pasetto, G. Bortolini, F. Scabbio, I. Carta: Experiments on Cold Recycling with Foamed Bitumen or Bituminous Emulsion and Cement. 3<sup>rd</sup> Eurasphalt & Eurobitume Congress, Vienna, Austria, 2004, Paper 297.



- [7] C. Rodrigues, C. Castro, G. Salem: Pavement Recycling with Addition of Cement and Asphalt Foam. Third International Symposium on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control, Guimaraes, Portugal, 2003, pp. 653–662.
- [8] Prospective of Road Pavement and Recycling. Seminar. I.R.F. Spring Meeting. Ravenna, Italy, 2000.
- [9] ÚT 2–3.707. Bontott útépitési anyagok újrahaználata I. Helyszíni hideg újrahaznosítás. Budapest, 2004.
- [10] J. Bonvallet: Treatment of reclaimed materials with foamed bitumen, an alternative for bituminous emulsion. I.R.F. Spring Meeting. Ravenna, Italy, 2000.
- [11] F. Botto: Cold recycling of bituminous asphalts: tests and applications on the Turin-Milan motorway. I.R.F. Spring Meeting. Ravenna, Italy, 2000.
- [12] Nobuyuki Yoshida: Present State of Utilization of Processed Material in Pavement Surface and Base-courses in Japan. ISSMGE Technical Committee 3. Workshop. Use of Processed Materials in Pavements and Transportation Earthworks. Prague, Czech Republic, 2003.

## Summaries

### **Dr. András Gulyás – Dr. Tibor Boromisza – Dr. Frigyes Törőcsik: Experience of Cold In-place Recycling in Hungary (Page 2)**

The necessity of improving the condition of secondary roads is justified by the need of enforcing the principle of social fairness, reducing territorial inequality, improving quality of life and well being as well as keeping roads of the national road network in an adequate condition for traffic. The presented maintenance program of secondary roads requires a significant amount of financial resources. In order to reduce costs it is sensible to use local materials expansively and to schedule an adequate technology like cold in-place recycling (CIR). Design of recycling technology consists of condition survey, technological design and calculation of strengthening layer thickness. This paper describes the successful application of CIR technology in Hungary for condition improvement of low and medium volume secondary roads. The characteristics of materials in some of CIR cases justify the use of Portland cement. Control measurements and tests in the construction period are extremely important to achieve good quality pavement. The CIR technology using cement provides a considerable improvement for the load bearing capacity. The usage of milled asphalt requires more cement therefore it is favorable to add some chippings. This method increases the load bearing capacity as well. It is better to construct the wearing course with lower modulus (e.g. soft asphalt) on low volume roads then to apply the more costly traditional asphalt concrete.

### **Balázs Vida:**

#### **Spaghetti bridges: analysis of strength losses due to geometric deficiencies (Page 34)**

Building spaghetti bridges is a rare but amusing field of civil engineering, requiring special knowledge. When designing such structures, deformations due to loading must not be neglected, as these modify stresses. At Széchenyi University in Győr the second local competition was organised in 2005. The author, who was the local winner and received the second prize at the world heavy weight competition at Okanagan College in Canada, describes his design considerations, previous tests and calculations as well as his experiences of the contest.

# Egy épületomlás geotechnikai okai

Dr. Kabai Imre<sup>1</sup>

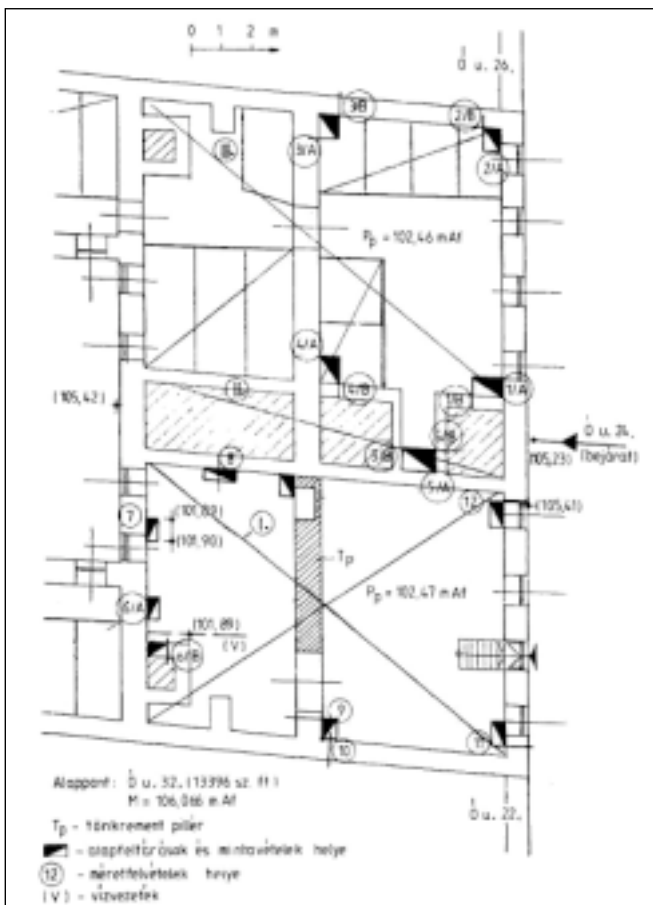
## 1. Bevezetés

Budapesten a VI. kerületi Ó u. 24.-ben 1994. február 4-én délelőtt kb. tizenegy órakor leomlott az épület szimmetrikus utcai szárnyának nyugati része. Az omláskor a területen egy személy tartózkodott, aki halálos balesetet szenvedett. A romok eltakarítása és az igazságügyi (rendőrségi) szakértői vizsgálat alapján minden kétséget kizáróan bebizonyították, hogy az épületnek csak az a része ment tönkre, ahol a pince alapját kimélyítették és a talaj teherbírását radikálisan csökkentették [8].

Az eddig közzétett információk a tönkremenetel geotechnikai folyamatait nem tárgyalták [1., 2., 3., 4.]. Ugyanakkor a melléépítésekkel és foghíj beépítésekkel foglalkozó talajmechanikai vizsgálatok számos esetben hivatkoztak a tönkremenetelre. A tanulmány célja az omlással összefüggő geotechnikai vizsgálatok és következtetések ismertetése.

## 2. Az épület adatai, a tönkremenetel folyamata

A károsodott lakóház 1892-ben a korabeli elvárások szerint épült. Az eredeti terveken az alapozás méreteit



1. ábra: A pince alaprajz részlete,

I. – beomlott épületrész, II. – a pince fölötti bejárat, III. – omlás nem történt



2. ábra: Felvétel a d-i utcai homlokzatról a tönkremenetel utáni bontásról és a megtámasztásról

szokás szerint nem jelölték. Az épület zárt beépítésű ötszintes (pince + fsz + 3 em.), belső udvaros, az utcai szárny két traktusos, a három udvari szárny egy traktusos függőfolyosós. A tönkremenet és később lebontott épület jellemző teherhordó szerkezetei:

- pince földem – dongaboltozat;
- fsz. + I. + II. emeleti földem – acélgerendák közötti porosz süveg boltozat;
- a III. emeleti csapos gerendaföldémet az utcai traktusban 1965-ben Horcsik földemre cserélték;
- a magastetős épület utcai szárnya állószékes kötőgerendás nyeregtető, az udvari szárny fél nyeregtető, cserépfedéssel;
- a teherhordó főfalak – nagy méretű téglafalazatok;
- a sáv, illetve a pillér alapozása vegyes falazatú nagy méretű téglák és sósókúti mészkő, mely a pince főfalakhoz képest nem volt kiszélesítve.

A lakók előtt ismert volt, ami később be is bizonyosodott [8], hogy 1993 novemberében az utcai szárny ny-i részén a pinceszintet kimélyítették, és minden biztosítás nélkül magára hagyták. 1994. január elején a ny-i szárnyon a földszinti lakás középső főfalán és a válaszfalakon repedések jelentek meg, amelyek lassan, de folyamatosan tárgultak. 1994. 01. 27. és 02. 02. között a mozgás felgyorsult, a repedések fokoza-

<sup>1</sup> Okl. mérnök, nyugalmazott egyetemi docens; ikabai@invitel.hu



3. ábra: Felvétel a tönkrement kétraktusos pinceboltozatról, háttérben a nyílással áttört középső főfal ny-i vége

tosan az emeleteken is megjelentek. 1994. 02. 03-án a lakók a jelenséget jegyzőkönyvben közölték az illetékes hatóság képviselőivel, akik még ekkor sem ismerték fel a fenyegető életveszélyt, és nem intézkedtek. Pedig a földszinti főfalon a repedés tágassága ekkor már elérte a 15-20 millimétert, az összes falcsatlakozásnál repedések jelentek meg, és azok kiterjedtek a teljes épület magasságára. Ezek a mozgási jelenségek minden kétséget kizáróan arra utaltak, hogy az épület hajlítási és nyírési teherbírása kimerülőben van, ami igaz is volt, mert a katasztrófa alig 24 órával később bekövetkezett.

Az omlást követően a romok bontása és biztosítása, az értékek mentése és az okok feltárása azonnal



4. ábra: A középső főfal nyílással áttört ny-i vége a földém bekötésekkel



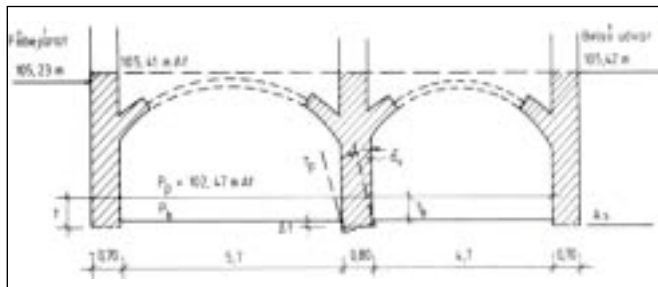
5. ábra: A középső főfal k-i csatlakozása az épen maradt szimmetrikus utcai épületrészhez

megkezdődött. Az épület utcai szárnyának – tönkrement és ép szakaszainak – az alaprajzi vázlatát az 1. ábra mutatja be a pinceszinten. A tönkrement szakaszról reprezentatív felvételek készültek, (2–6. ábra).



6. ábra: A pince kimélyítése, az alapok szerkezete és a boltozat kompakt tömbje a romok eltakarítása után





7. ábra: Alapozási adatok és jelölések,  
 $A_s$  – alapozási sík,  $P_p$  – pince padló szint,  
 $P_k$  – a földkiemelés szintje

Amint a bontás lehetővé tette, a tönkrement pillérről és a földkiemelésről méretfelvételek készültek (7., 8. ábra). Az utcai szárny ny-i traktusaiban a pinceszintet kimélyítették (8. ábra). A pinceszint eredetileg kvázi vízszintes volt. Az alapozási sík mélysége ( $t$ ) a termett talaj kvázi dm rendű felszíni változását követte:

- I. tönkrement pincerészen:  $t = 0,53 \pm 0,24$  m,
- II. ép pincerészen:  $t = 0,71 \pm 0,06$  m,
- pinceszint kimélyítése:  $t_k = 0,63 \pm 0,12$  m.

A középső főfal pillérénel az alapsík alatt egy csonka kúp alakú földtestet képeztek ki, tehát az alapozás oldal megtámasztását és leterhelését a lehető leggyengébb helyen szüntették meg minden biztosítás és megtámasztás nélkül (8. ábra).

A középső főfalat (pillért) boltozott nyílások törték át minden szinten (3., 4. ábra). A pince középső főfalát egy falfülke gyengítette (1., 7., 8. ábra). A pinceboltozatok támaszközei eltérők voltak (7. ábra).

A szakszerűtlen beavatkozás miatt dominánsan a középső főfal alatt képlékeny alakváltozás indult el, ami összetett térbeli mozgást indukált. A mozgás függőleges forgáspontja a k-i részen a falfülkénél alakult ki (8. ábra). A pillér „szabad” ny-i vége a vízszintes síkon eltolódott, amit csak a földem bekötések, valamint az alapsíkon fellépő „sűrűlősi” erő egyensúlyozott. Az alapsíkon ható erő excentricitása a mozgás következtében fokozatosan növekedett, és a kritikus határértéknél a tönkremenetel hirtelen és törvényszerűen bekövetkezett. A tönkrement pillér és a boltvállak egy kvázi kompakt tömböt alkottak. A boltvállak függőlegesen, szinte azonos helyzetben maradtak, a pillér alsó síkja pedig az óramutató járásával egyező irányban legyezőszerű mozgást végzett. Ez a feltárt mozgáshelyzet egyben kitűnő vizuális bizonyíték volt a tönkremeneteli folyamat elemzéséhez.

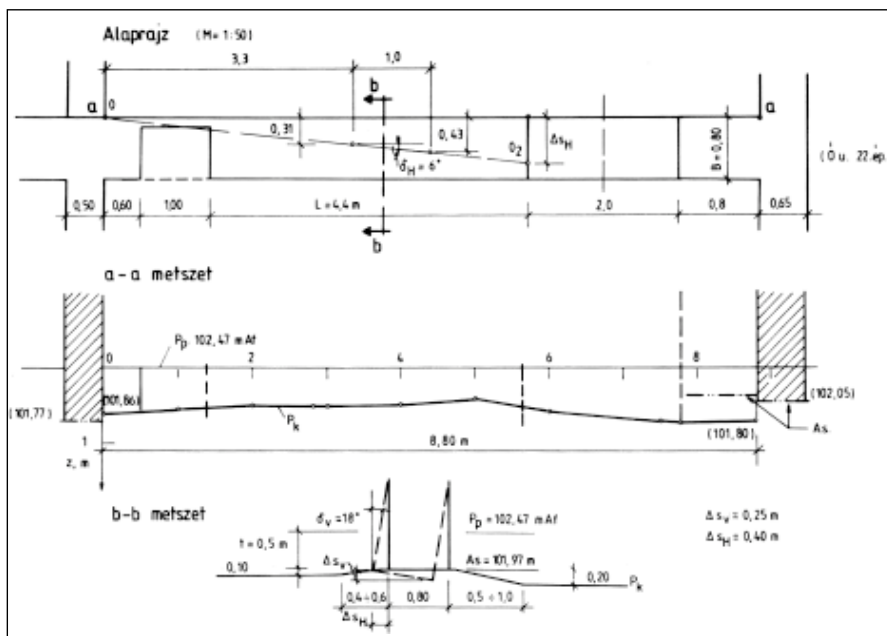
### 3. Talajmechanikai vizsgálatok

Budapest Duna-parti részének földtani és hidrogeológiai felépítése jól ismert [10.]. Az épület alapozási síkja a feltöltés alatti termett talaj felszínét követte. Az alapsík alatti üledék 3 m-es felső rétegsorát a 9. és a 10. ábra szemlélteti. A mélyebb rétegeket jó vízvezető durvaszemcsés üledék (homok, homokos kavics) alkotja, amelynek a fekéje nagy mélységben és vastagságban jó vízzáró oligocén agyag. Az épület tönkremenetelét szempontjából a mélyebb rétegek indifferensek.

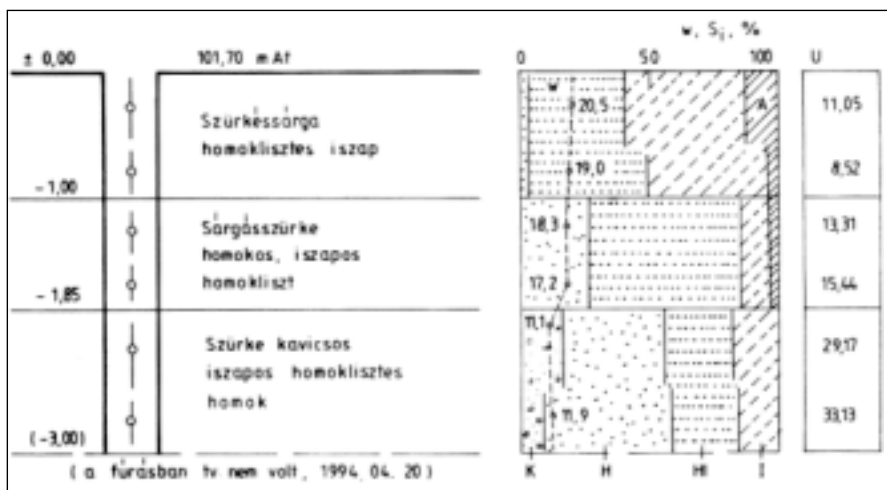
Az alapok alatti (1-1,5 m vastag) finomszemcsés (ún. átmeneti) talajréteg átlagos talajfizikai adatai és variációs tényezői:

$$\begin{aligned} w &= 19,8\%, & c_v &= 0,17, \\ e &= 0,68, & c_v &= 0,09, \\ S_r &= 0,78, & c_v &= 0,21, \\ \rho_n &= 1,92 \text{ t/m}^3, & c_v &= 0,04. \end{aligned}$$

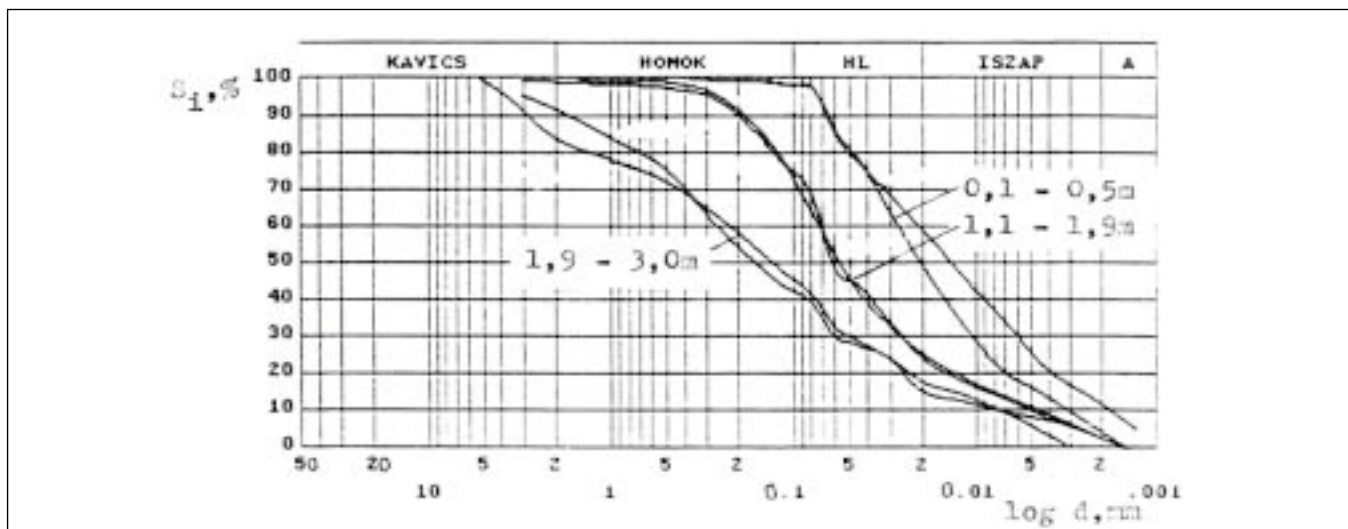
Az épület alapsíkja alatti talajok kvázi telítettek voltak. A víztartalom a vizsgált időpontban a mélység és az üledéksor előfordulása szerint fokozatosan csökkent. A vizsgált területen a talajvíz az alapsík alatti 0,5



8. ábra: Adatok a tönkrement középső főfal pillérről



9. ábra: Fúrászelvény, azonosítási jellemzők (5. sz. fúrás),  
 K – kavics, H – homok, HI – homokliszt, I – iszap, A – agyag



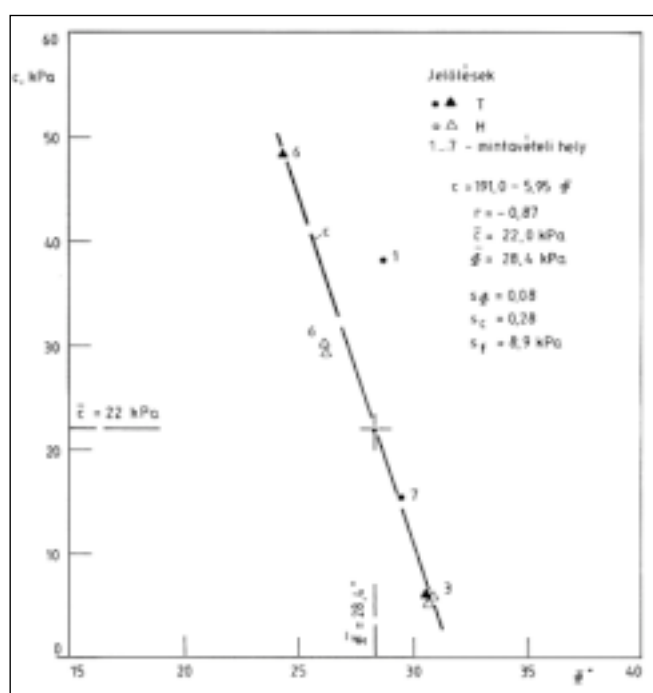
10. ábra: Szemeloszlási vizsgálatok (5. sz. fúrás)

és 3,3 m mélység között változott a több évtizedes megfigyelés szerint. A vizsgálat időpontjában a talajvíz éppen a minimális szinten állt.

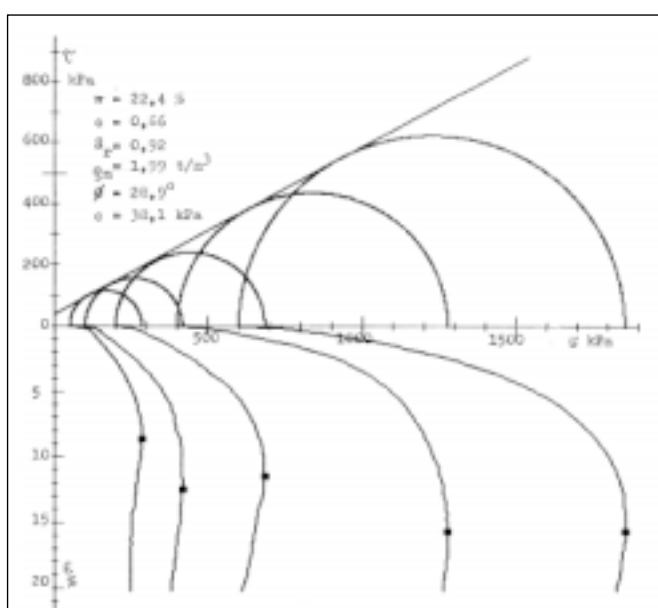
Az alapsík alatti talajréteg nyírószilárdságának (a nyírási törvénynek) a meghatározására triaxiális nyomókísérleteket készítettem az alap alatti eredeti, illetve telített állapotú talajmintákkal. A kísérletet a teljes (T) és hatékony (H) feszültségek függvényében is kiértékeltem. Egy-egy tipikus kísérlet legalább 5 db minta törésével készült (11. ábra). A kísérletek összefoglaló eredményét (a nyírási törvényt) pedig a 12. ábra szemlélteti, ahol:

$$\begin{aligned} c &= 191,0 - 5,95 \phi \\ r &= -0,87, \\ c &= 22,0 \text{ kPa}, \\ \phi &= 28,4^\circ. \end{aligned}$$

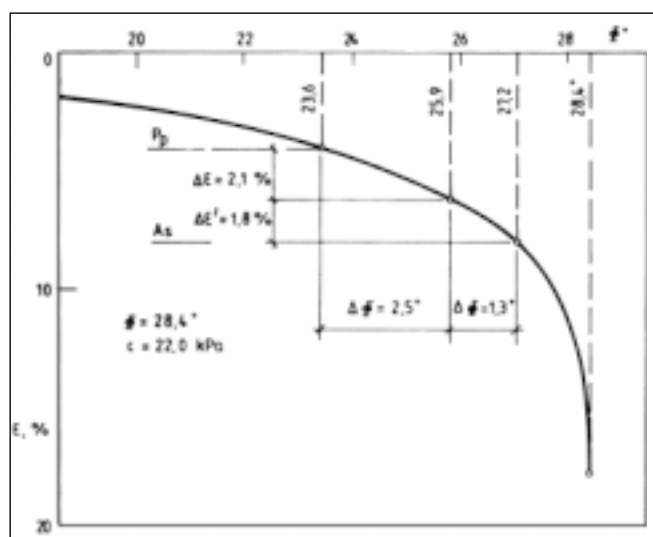
A törési folyamatot a 13. ábra mutatja az átlagos feltételekre. A kísérleti eredmény közvetve – a belső súrlódás növekedésével – a teherbírás és az alakváltozás összefüggését reprezentálja az alap kimélyítése előtti kvázi nyugalmi állapot és a beavatkozás utá-



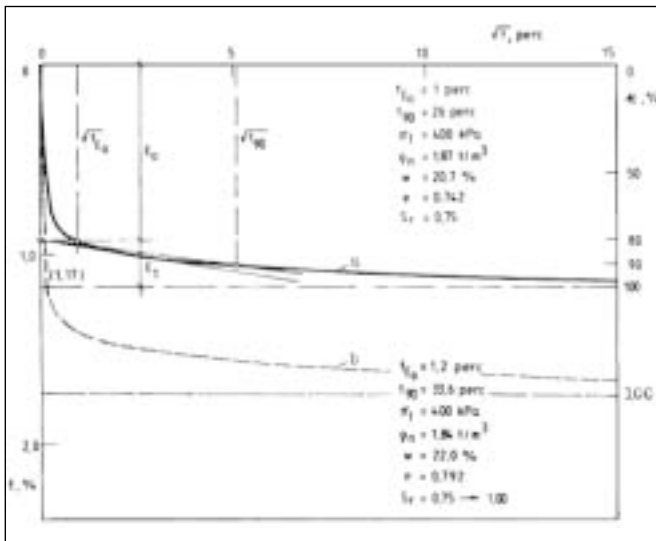
12. ábra: Nyírószilárdsági összefüggés, T – teljes feszültség, fv., H – hatékony feszültség, fv.



11. ábra: Triaxiális nyomó kísérlet 1. sz. minta



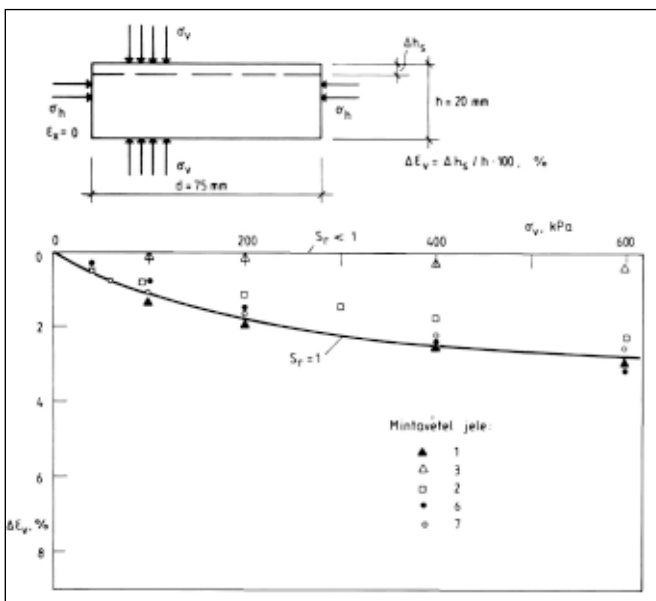
13. ábra: A belső súrlódási szög és a függőleges alakváltozás összefüggése



14. ábra: Konszolidációs kísérletek, a – eredeti telítettségű minta, b – telített állapotú minta

ni mobilizált állapot között. Az eredmény azt igazolja, hogy az állékonyág fenntartása miatt a képlékeny deformáció térben és időben exponenciálisan növekedett a törés bekövetkezéséig.

Az alakváltozás folyamatát  $K_0$  kísérletekkel is modelleztem, eredeti állapotú és telített talajmintával. A talajminták az alapok melletti kvázi terheletlen talajtömegekből származtak. Egy reprezentatív konszolidációs kísérletet a 14. ábra, a kompressziós kísérlet (roskadási kísérlet) összehasonlítható eredményeit a 15. ábra szemlélteti. A kísérletek azt bizonyítják, hogy a roskadási folyamat rendkívül gyorsan (3-4 nap alatt) játszódott le. A roskadás mértéke pedig igen kicsi volt (10-12 mm). A kísérleti eredmény azt bizonyítja, hogy az alapok alatti talajzónában  $K_0$  állapotban a talajvíz ingadozás miatt a roskadás már nagyon régen lejátszódott az építmény élettartama alatt. Egy esetleges ismételt elárasztás hatása gyakorlatilag elhanyagolhatóan kicsi. Tehát nem a kompresszióból és elárasztásból származó hatás indította el a képlékeny alakváltozási folyamatot.



15. ábra: Fajlagos alakváltozás növekmény telítés hatására, kompressziós feszültségi állapotban

Az alakváltozási folyamat tisztázása érdekében elemeztük a közvetlen nyírás alakváltozási törvényét. A reprezentatív vizsgálatok alapján a zavartalan állapotú minta nyírási alakváltozása a következő empirikus függvénnyel adható meg:

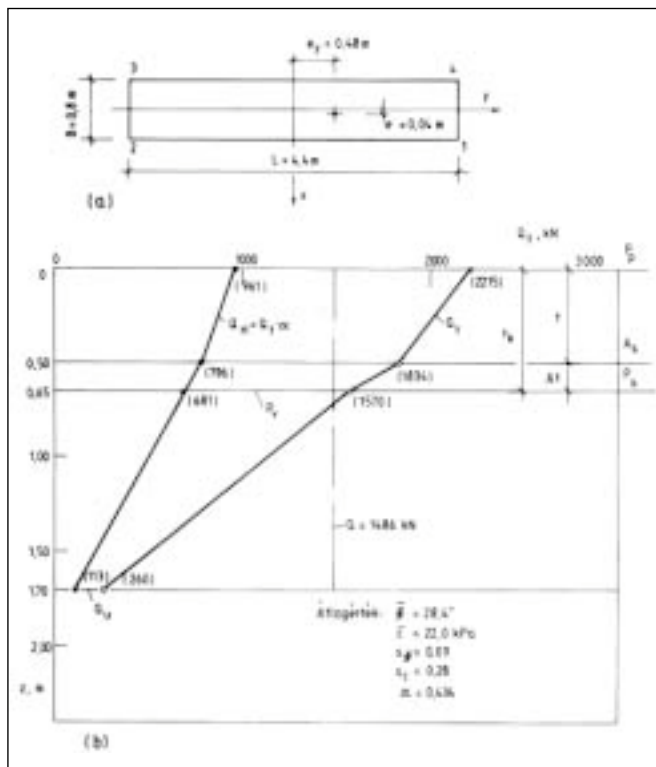
$$Y_V = 0,72 \cdot Y_H^{0,83},$$

$$r = 0,94,$$

ahol:  $Y_V$  – függőleges,  $Y_H$  – vízszintes alakváltozás. Ennek a törvénynek a 2. pontban leírt mozgásfolyamatban és tönkremenetelben meghatározó szerepe volt.

#### 4. Teherbírás, törési mechanizmus

A középső főfal (pillér) geometriai és terhelési adataival ellenőrző számításokat végeztem az ismert elméletek alapján [5., 6., 7., 11., 12.]. A pillér geometriai adatait és a számítás eredményét a 16. ábra foglalja össze. Az analízissel kapcsolatosan három elméleti megoldásra kell kitérni:



16. ábra: A tönkrement pillér vizsgálata a – a pillér geometriai adatai, b – a tönkrement pillér teherbírása a pincszint ( $P_k$ ) függvényében,  $Q_t$  – törőteher,  $Q_H$  – határ terhelés,  $P_V$  – vágóerő,  $Q_u$  – egyirányú nyomóerő,  $Q$  – a pillér tényleges terhelése

- (a) Ha  $t_k \leq t$ , akkor a törőteher számítása ( $Q_t$ ) a síkalapokra érvényes képlettel végezhető el [11.].
- (b) Ha  $t_k > t$  és a 8. ábra szerinti csonka kúp fél hajlásszöge ( $\nu > 0$ ), akkor a számítás az irodalomból jól ismert vágószilárdság képletével adható meg:

$$P_v = (Q_u \cdot K_0 / 2 \sin\phi)(K_p \cdot \xi - 1),$$

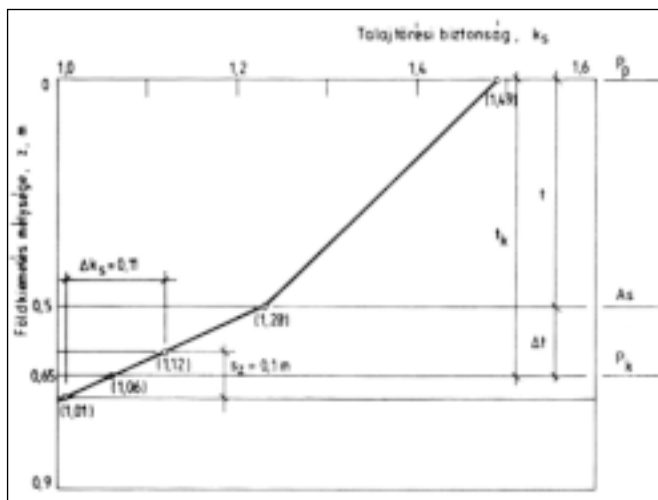
ahol  $Q_u = B \cdot L \cdot q_u = B \cdot L \cdot 2c\sqrt{K_p}$ ,

$$K_0 = (1 + 2/3 \sin\phi)(1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi),$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2),$$

$$\xi = e^{2\nu \tan\phi}.$$





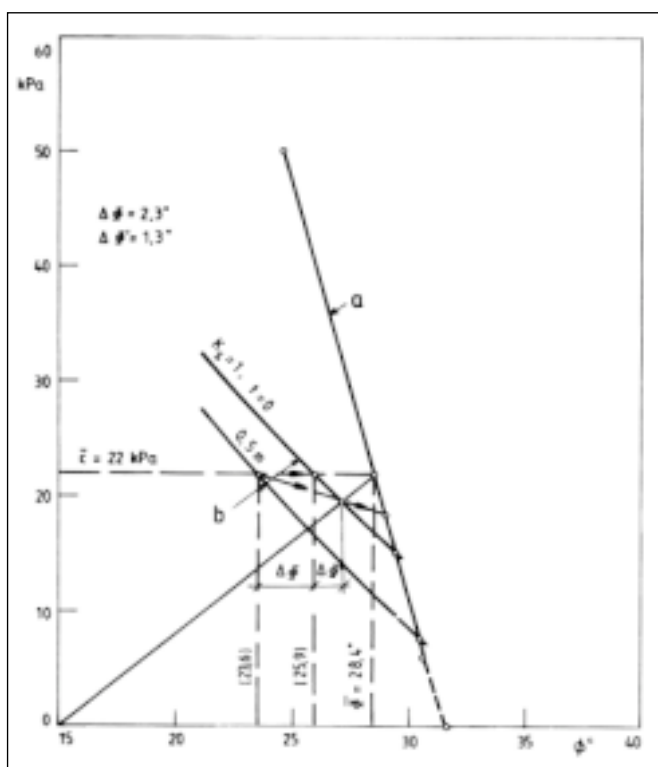
17. ábra: A talajbírósi biztonság változása

- (c) Ha  $t_k \geq 1,5B$  és  $v = 0$ , akkor a teherbírás az egyirányú nyomószilárdsággal ( $Q_u$ ) lesz azonos. Ezt a teoretikus eredményt csak az összefüggés teljessége érdekében adtam meg.

A 16. ábra a tényleges teher ( $Q$ ), a törőerő ( $Q_t$ ) és a határerő ( $Q_H$ ) számított eredményeit adja meg. A 17. ábra a földkiemelés ( $t_k$ ) függvényében a tényleges bírósi biztonságot tartalmazza:

$$k_s = Q_t / Q.$$

A számítások alapján a következőket kell kiemelni. Az épület eredeti bírósi biztonsága rendkívül alacsony ( $k_s = 1,49$ ) és a jelenlegi előírások szerint is a teherbírás szempontjából alulméretezett. Ez a feltétel Budapest hasonló korú és alapozású épületeinek a döntő részére is igaz, ami felújítás és melléépítés szempontjából döntő jelentőségű. A pillér körüli átlagos földki-



18. ábra: Nyírószilárdsági paraméterek, a – laboratóriumi kísérlet, b – teherbírási számítások

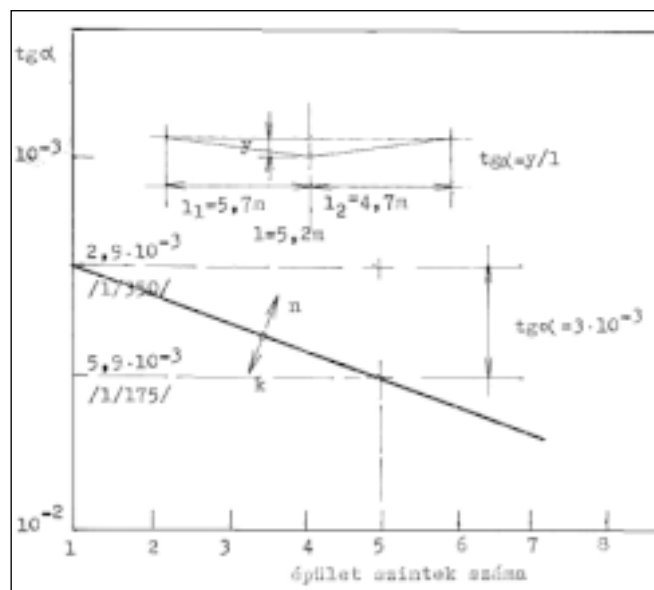
emelés mellett a töréssel szembeni biztonság radikálisan csökkent:

$$t_k = 0,63 \pm 0,12m,$$

$$k_s = 1,06 \pm 0,06,$$

ami az alapok alatti talajban képlékeny alakváltozást indított el, mivel az egyensúly fenntartásához további nyírószilárdság mobilizálásra volt szükség (13. és 18. ábra).

A nyírószilárdság mobilizálásával arányos deformáció igénybe vette a nyílásokkal áttört ötszintes épületet. Hazai statisztikai felmérések szerint a relatív áthajlás mértékét ( $\text{tg}\alpha = y/l$ ) a 19. ábra szemlélteti, [9.]. A 19. ábra adatai szerint az ötszintes épület relatív át-



19. ábra: Összefüggés az épület szintek száma és a mértékadó szögforgás között  
k – károsodott épületek, n – nem károsodott épületek

hajlása alapján a nyírási, hajlítási alakváltozás határértéke maximálisan

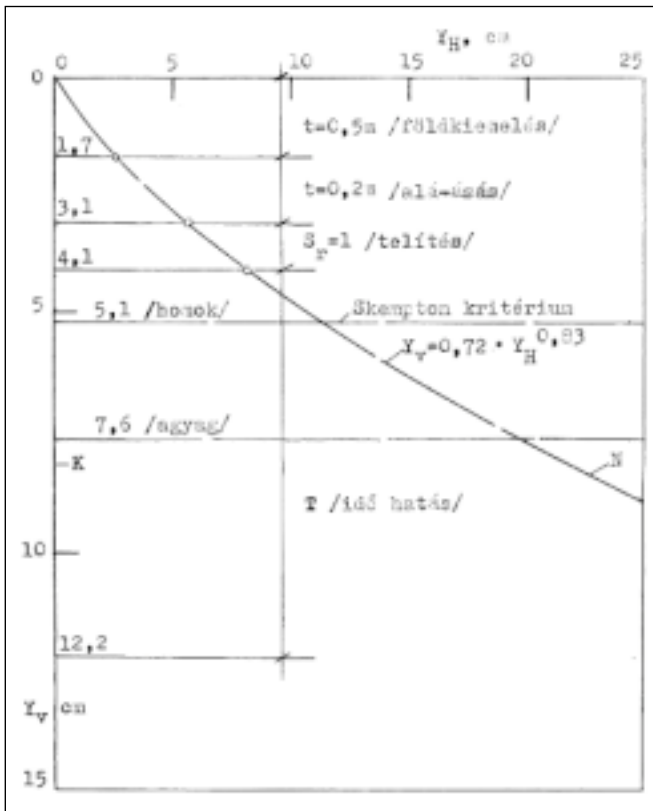
$$Y_v \cong 15-20 \text{ mm}.$$

A középső főfal pillére a pincében excentrikusan volt terhelve, ami a függőleges és a vízszintes erőknek megfelelő „legyezőszerű” térbeli mozgást végzett (20. ábra). A függőleges és vízszintes erők által determinált excentritás növekedés (nyírószilárdság mobilizálódás) vezetett el térben és időben az épület alakváltozási tartalékának a kimerüléséhez és a hirtelen tönkremenetelhez. A 20. ábra a tiszta kompressziós ( $K$ ) és a nyírás ( $N$ ) összefüggéseit, valamint a Skempton-féle mozgáskritériumokat is megadja az összehasonlítás érdekében.

A laboratóriumi vizsgálatok és a számítások minden kétséget kizáróan bizonyítják, hogy a tönkremenetelnek törvényszerűen be kellett következnie (8., 13., 17.–20. ábrák).

## 5. Összefoglaló értékelés

A mérnöki gyakorlatban nagyon ritkán fordul elő, hogy egy épület vagy annak egy része elégtelen talaj teherbírás miatt megy tönkre. A vizsgált épület eredeti



20. ábra: A tönkrement pillér valószínű elmozdulása, K – kompressziós feszültség állapot, N – nyírás a vízszintes alapsíkon

talajtörési biztonsága is rendkívül alacsony volt ( $k_s = 1,46$ ). De ez a feltétel Budapest hasonló korú és szerkezetű épületeinek a döntő többségére is igaz. A vizsgált épület pinceszintjének a kimélyítése (a terhelés és az oldalmegtámasztás hiánya) a laboratóriumi vizsgálatok szerint törvénytörően vezetett el térben és időben a tönkremenetelhez. A káros mozgásfolyamatot nem ismerték fel idejében, és nem tették meg a szükséges intézkedéseket. Ez a tönkremenetel is felhívja a figyelmet a budapesti foghíj beépítések körül-

tekintő tervezésére, kivitelezésére, a mozgások megfigyelésére és a szakszerű műszaki intézkedésekre. De tudomásul kell venni azt is, hogy a szomszédos épületekben még a leggondosabb kivitelezések mellett is mozgások és elviselhető, javítható károsodások keletkezhetnek, melyek magától értetődően és jogszerűen a beruházás részei.

Végül megköszönöm dr. Csák Béla egyetemi docens szíves közreműködését és segítségét.

## Irodalom

- [1] Hírek az összeomlásról, Ó u. 24. Budapesti Újság, a Fővárosi Önkormányzat hetilapja, I. évf. 5. sz. 1–5. old.
- [2] Ítélet az Ó utcai házomlás ügyében; (Népszabadság, 1997. 11. 04.)
- [3] Jankovich O.: Épületomlás az Ó utcában; Mérnök Újság, 1994. szept. 4–5. old.
- [4] Jankovich O.: Épületkárok – épület rekonstrukció; Magyar Építőipar, 1994. 11–12. sz.
- [5] Dr. Varga L.: Alapok elcsúszásának vizsgálata; Mélyépítéstudományi Szemle, 1962. 6. sz.
- [6] Herzogh H. – Varga L.: Kísérletek homoktalajok teherbírásának meghatározására; Mélyépítéstudományi Szemle, 1958. 2. sz.
- [7] L. Varga: Stability of foundations, 8th. Int. Conf. on SMFE, Moscow 1973, 2/44.
- [8] Talajmechanikai és alapozási szakértői vélemény a Bp. VI. Ó u. 24. sz. ház omlásáról; (BME, Bp. 1994. 06. 22. Dr. Kabai I., kézirat)
- [9] Rétháti L.: Altalaj eredetű épületkárok; Akadémiai Kiadó, Bp. 1977.
- [10] Horusitzky H.: Budapest dunabalparti részének talajvíze és altalajának geológiai vázlatja; Hidrológiai Közlöny, 1–6 füzet, 1935.
- [11] MSZ 15002/1. – 87. és MSZ 15004/87.
- [12] Kézdi Á.: Taajmechanika II. Tankönyvkiadó, Bp., 1970.

## Summary

### Dr. Imre Kabai: Collapse of a building: geotechnical background

On February 4th 1994 a section of a 100 year old five storey residential building collapsed in Budapest's 6th district killing one person. After the removal of the rubbish it became clear that the collapsed part of the building was located over the section of the basement that has been deepened and the soil supporting the middle main bearing wall removed, severely decreasing the bearing capacity of the ground. The study introduces the data, analysis and conclusions related to the building, soil removal and geotechnical tests. The conclusions are particularly important from the viewpoint of side-building methods.

## II. A hálózatfejlesztést támogató műszaki fejlődés

Dr. Keleti Imre<sup>1</sup>

A gyorsforgalmi úthálózat elmúlt tíz évben tapasztalt dinamikus fejlődését megalapozó kormányzati és törvényhozói munkát, a programok teljesülését, a létesítmények árának, műszaki paramétereinek és finanszírozásának néhány összefüggését, a gyorsforgalmi utak fejlődésétől remélt gazdasági fejlődés eddigi eredményeit tekintettem át a tanulmány első részében<sup>2</sup>. A második részben a programok megvalósulást támogató műszaki fejlődés néhány markáns állomását villantom fel, és kísérletet teszek a gyorsforgalmi úthálózat fejlesztésében a közeljövőben megoldandó néhány fontos feladat ismertetésére.

### 1. A programok megvalósulását támogató műszaki fejlődés

A vizsgált tíz évben jelentős volt a műszaki fejlődés a műszaki szabályozás fejlesztése és új szerkezetek és kivitelezési módszerek alkalmazásba vétele terén. A program megvalósulására a műszaki tervezés körében a közutak tervezési szabályzatában (KTSZ) a KRESZ módosítás<sup>3</sup> érvényesítése, valamint a közúti alagutak létesítésének általános feltételeit szabályozó utügyi műszaki előírás volt hatással. Az előbbi sematikus alkalmazása egyes autópálya-szakaszokon főlegesen költséges megoldásokhoz vezetett, míg az utóbbi tette lehetővé, hogy az M6 Bátaszék-Bóly szakaszán a környezetet kímélő és a költségtakarékos megoldásként 4 alagutat lehetett tervezni és engedélyeztetni.

A gyorsforgalmi utak szerkezeti elemeit érintő műszaki fejlődést illetően az útpályaszerkezetek, valamint a nagyhidak terén könnyelhetünk el lényeges fejlődést. A műszaki szabályozás ebben a szférában nem követte a tényleges igényeket, ezért átmeneti megoldásként műszaki szállítási feltételek és építőipari műszaki engedélyek alkalmazására volt szükség.

#### 1.1. Útpályaszerkezetek

A gyorsforgalmi úthálózat aszfaltburkolatú szakaszain a csatornázottan mozgó nehézforgalom okozta nyomvályúk 1990-ben jelentkeztek először. A jelenség okait azóta többen vizsgálták, és az alkalmazható aszfaltkeverék terén bizonyos, de nem elégséges fejlődés csírái már 1996 előtt megjelentek. Az 1996-os egri utügyi napokon elhangzott egyik előadás [1] útpályaszerkezeti tervezési és építési gyakorlatunk újragon-

dolására tett javaslatot, felhívva a figyelmet az intenzív nehézforgalomnak tartósan ellenálló útburkolatok haladéktalan alkalmazásának a fontosságára. A felhívás akkor nem váltott ki se reakciót, se intézkedést, annak ellenére, hogy az M0 autópályán a nyomvályúk miatt balesetveszélyessé vált burkolatszakszakos állandósuló javításából következő forgalomtorlódások már az 1990-es évek második felében tűrhetetlen állapotokat teremtettek. Az aszfalt pályaszerkezetek méretezését, valamint az aszfaltkeverékek összetételét és minőségét szabályozó utügyi műszaki előírások nem adtak választ az immár akut problémák megoldására.

Az ezredfordulón meglévő gyorsforgalmi úthálózat általános állapotát illetően az autópályákat üzemeltető szervezetek<sup>4</sup> azt tapasztalták, hogy

- a teherbírását változtató földművön fekvő bármely pályaszerkezeten egyre több kerül az elfogadható szolgáltatási színvonal fenntartása;
- a félmerev pályaszerkezetek aszfaltburkolatában a reflexiós repedések korán megjelennek;
- a csatornázott nehézforgalom már a néhány éves aszfaltburkolatokon is nagymélységű nyomvályúkat okoz;
- a vákuumdesztillációs fúvatott bitumenekkel készített zúzalékdús masztix-aszfalt (ZMA) kopórétegek téli termikus ellenállóképessége csekély, rajtuk korán hálós repedések és a bitumentapadás megszűnésére utaló jelek mutatkoznak;
- az M7 vasalatlan hézagú 25 éves betonburkolatán a lépcsőképződés fenntarthatatlan méreteket öltött.

Ezek a hálózati méretű jelenségek (1. ábra) aggodalomra adtak okot.

A Nemzeti Autópálya Rt. (Na Rt.) – egyetértésben az AÁK Rt.-vel – a Közlekedéstudományi Intézet, a BME Út- és Vasútépítési, valamint Hidak és Szerkezetek Tanszéke mérnökeiből alkalmi munkacsoportot hozott létre 2002-ben a problémák megoldására. A vizsgálatok kiterjedtek az ország EU-csatlakozásának útpályaszerkezeti aspektusaira<sup>5</sup>, a hosszú élettartamú pályaszerkezetek lehetséges választékára, figyelem-

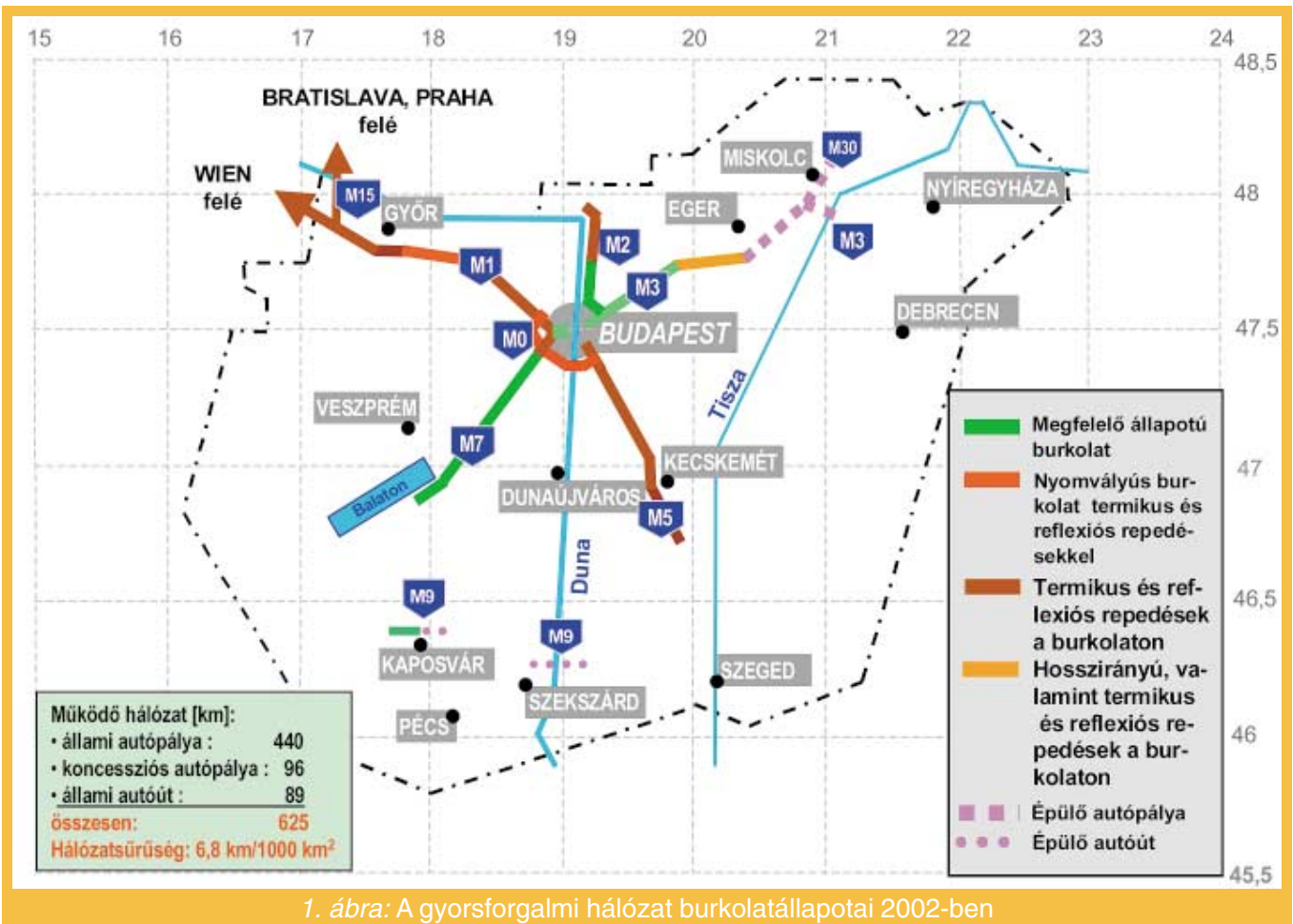
<sup>4</sup> Az M3 építésére és üzemeltetésére 1996-ban létrehozott állami koncessziós társaságból, azaz az Észak-magyarországi Autópálya Fejlesztő és Kezelő (ÉKMA) Rt.-ből, az M1 Győr–Hegyeshalom autópályaszakasz és az M15 Levél–Rajka autópályájának fejlesztésére és üzemeltetésére 1994-ben megalapított Első Koncessziós Magyar Autópálya (ELKMA) Rt.-ből, majd 1998-ban ennek államosított jogutódjából, a NYUMA Rt.-ből és az Állami Autópálya Kht.-ből 1999-ben alakított autópálya kezelő szervezet az Állami Autópálya Kezelő Rt. (ÁAK Rt.) Az 1994-ben alakított Alföldi Koncessziós Autópálya Rt., az M5 építetője és üzemeltetője

<sup>5</sup> 2008-tól a 115 kN-os egyes tengely terhelés engedélyezése a jelenleg szabványos 100 kN-ossal szemben

<sup>1</sup> Okleveles mérnök, okleveles gazdasági mérnök, egyetemi doktor, az ORKA Mérnöki Tanácsadó Kft. ügyvezető igazgatója; drkiorkat@t-online.hu

<sup>2</sup> Megjelent a 2006. évi 4. számban.

<sup>3</sup> 2001-ben 130 km/óra-ra emelték az autópályákon és 110 km/óra-ra az autópályákon megengedett sebességet.



1. ábra: A gyorsforgalmi hálózat burkolatállapotai 2002-ben

mel az európai gyakorlatra, különös tekintettel a csatornázottan mozgó nehézjármű forgalom tulajdonságaira. A munkabizottság – ésszerűnek ítélve azt az üzemeltetői igényt, hogy a legalacsonyabb életciklus költségű pályaszerkezet az egyedül elfogadható megoldás a gyorsforgalmi utakon – a 2015-ig tervezett gyorsforgalmi hálózat forgalmi viszonyait elemezve

- javaslatot tett az eddig használatos nehéz ( $E$ ,  $F_{100} = 3 \times 10^6$ -tól  $10 \times 10^6$ -ig) és különösen nehéz ( $K$ ,  $F_{100} = 10 \times 10^6$ -tól  $30 \times 10^6$ -ig) forgalmi terhelési kategóriákon túl a **rendkívül nehéz** ( $R$ ,  $F_{100} > 30 \times 10^6$ ) forgalmi terhelési kategória bevezetésére a pályaszerkezet méretezésben;
- megállapította, hogy a 2003. és 2006. között forgalomba helyezni tervezett szakaszokon a  $K$  terhelési osztály a domináns, és a 2015-ig tervezett gyorsforgalmi úthálózat zöme (~70%) a  $K$ , ~10%-a az  $E$  és ~20%-a az  $R$  forgalmi terhelési kategóriába tartozik 2015-ben (2. ábra).

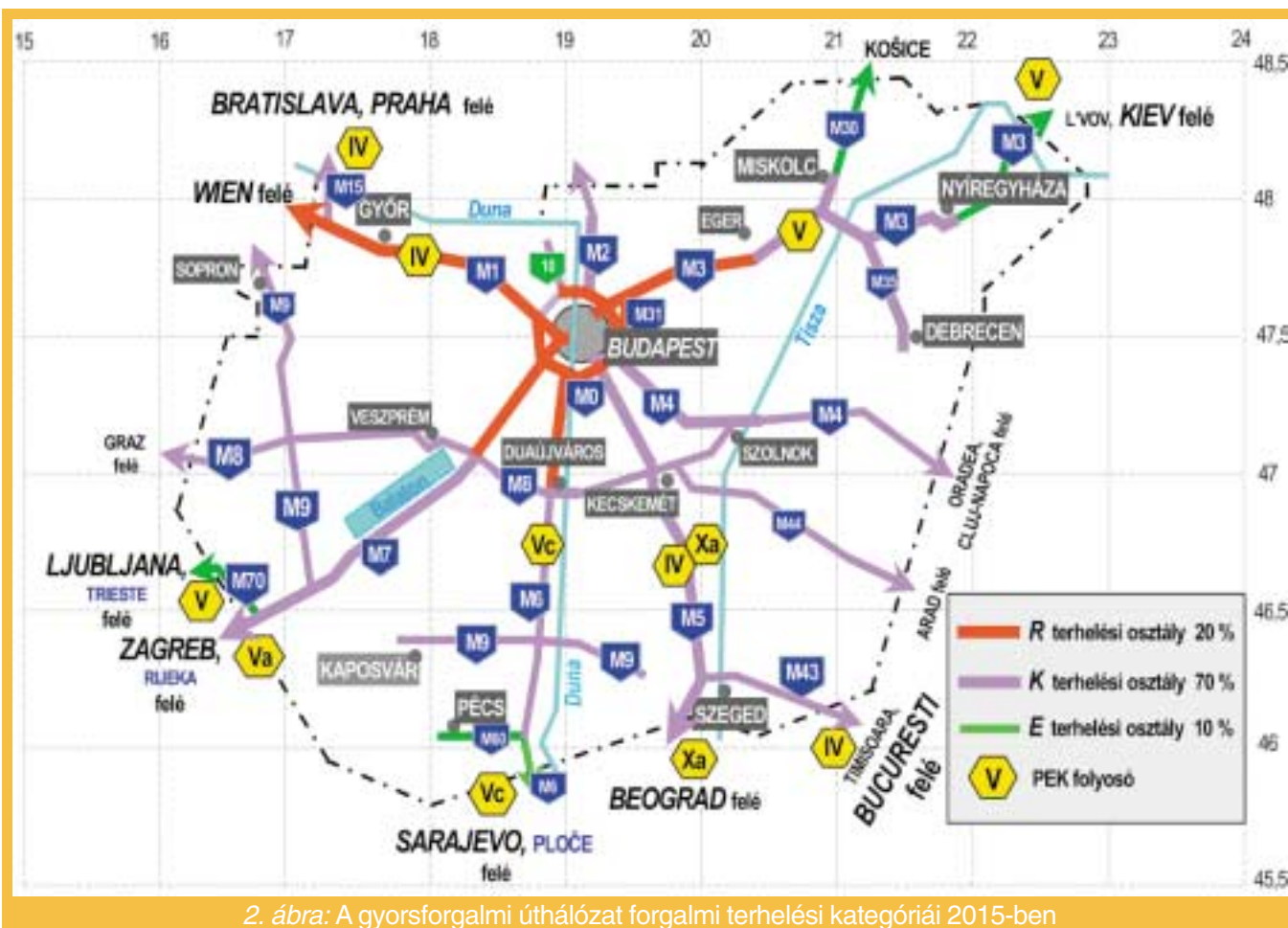
A munkabizottság ezekre a forgalmi terhelési kategóriákra pályaszerkezet javaslatokat dolgozott ki, azokat (3. ábra) a 44-es út Békéscsaba–Gyula szakaszán próbaszakaszok építésével ellenőrizte, és elkészítette azok életciklus elemzéseit. E vizsgálatok tapasztalatai azt mutatták, hogy a forgalomba helyezéskor már  $R$  forgalmi terhelési kategóriába tartozó utak esetében a hézagaiban vasalt betonburkolatú merev pályaszerkezetek mind építési költségeiket, mind életciklus költségeiket illetően olcsóbbak, így hatékonyabbak, mint a hasonló terheléseket elviselő, de rövidebb ciklusidejű, nagymodulusú aszfaltburkolatú félmerev pá-

lyaszerkezetek, avagy a merev pályaszerkezetnek tekinthető kompozit pályaszerkezetek. Az  $E$  és a  $K$  forgalmi terhelési kategóriákban – különösen akkor, ha a pályaszerkezet csak élettartama egyharmada után kerül magasabb terhelési mezőbe – a nagymodulusú aszfaltburkolatú félmerev pályaszerkezetek – a lépcsőzetes kiépítés lehetősége miatt – hatékonyabbak lehetnek, mint a merev pályaszerkezetek.

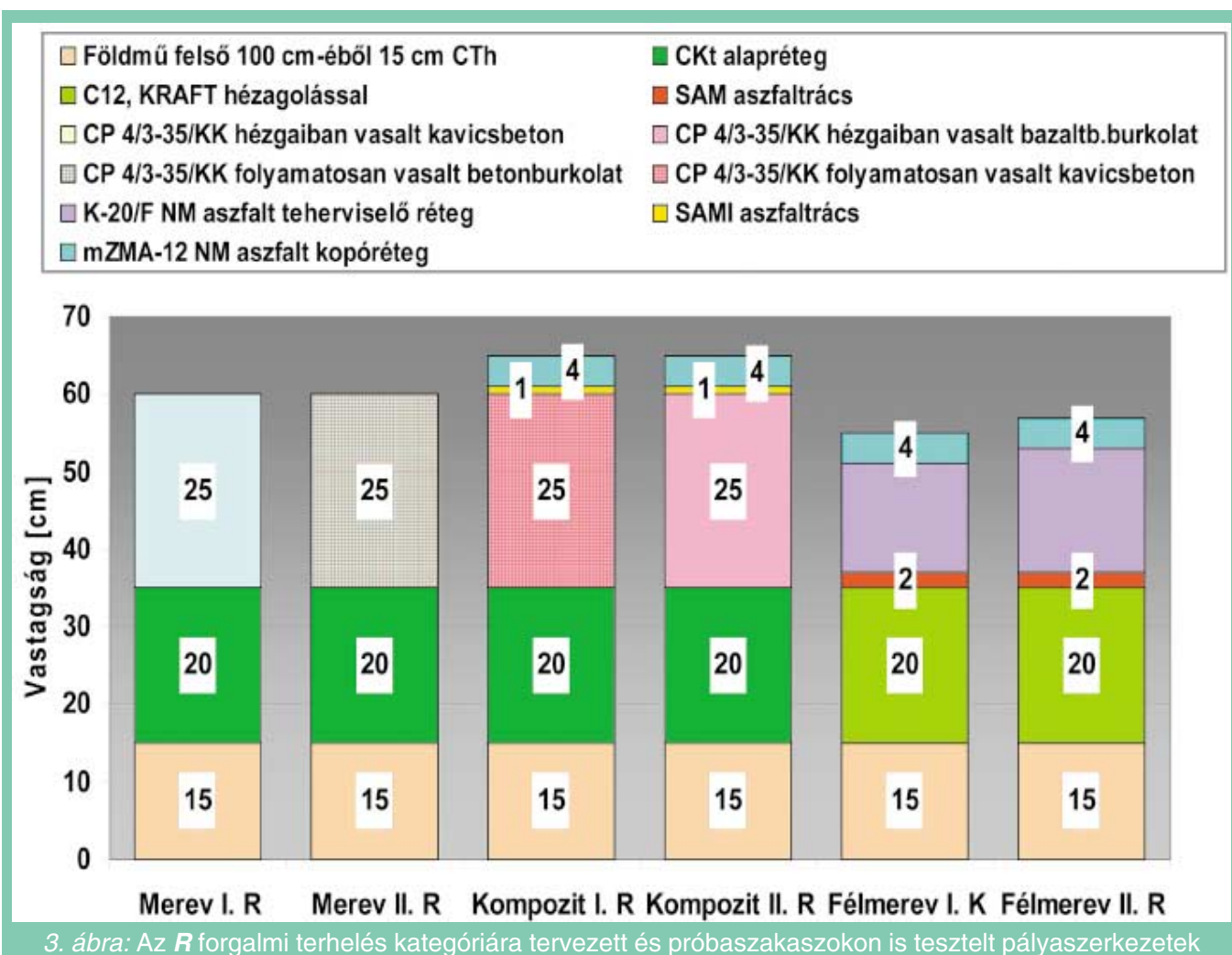
A munkabizottság 2003-ban elkészült zárójelentésében tett javaslatát [2, 3]:

- a) A megrendelőnek már a megvalósíthatósági tanulmány szakaszában pontosan meg kell határozni a pályaszerkezettel szemben támasztott követelményeit.
- b) A tervezőnek a nehézforgalom természetét szem előtt tartva a pályaszerkezetek életciklus elemzésével kell a megfelelő változatot kiválasztania, figyelemmel a pálya részét képező felüljárók burkolatának a javasolt pályaszerkezethez illesztésére.
- c) Különös gondot kell fordítani a földmű felső 1 m vastag rétegének a kialakítására. Annak tükörszintjén a teherbírást  $E_2 \geq 80 \text{ kN/m}^2$  érték-re kell emelni, és ezt a teljesítményt, ha kell, cementkötésű talajstabilizációval kell konzerválni.
- d) A félmerev pályaszerkezeteknél a reflexiós repedések kialakulásának a korlátozása érdekében a hidraulikus kötésű, KRAFT hézagolású vagy mikrorepszett alaprétegre geotextília hordozórétegre laminált, két merőleges irányba  $>100 \text{ kN/m}$  szakítószilárdságú és 1–5% szakadó nyúlású aszfaltrácsot kell hordozórétegénél fogva bitu-





2. ábra: A gyorsforgalmi úthálózat forgalmi terhelési kategóriái 2015-ben



3. ábra: Az R forgalmi terhelés kategóriára tervezett és próbaszakaszokon is tesztelt pályaszerkezetek

# HÁLÓZATFEJLESZTÉS



4. ábra: Betonburkolat építése az M0 keleti szektorában a 29–42 km szakaszon

menemulzióba ragasztva SAM réteggént elhelyezni. Így a reflexiós repedések a pályaszerkezet burkolati rétege szolgálati idejének vége előtt nem jelennek meg tömegesen a burkolat felszínén.

- e) Az **R** kategóriájú pályaszakaszokon a merev pályaszerkezetek közül a hézagaiban vasalt betonburkolatút kell előtérbe helyezni. A tervezés során ezzel összevetve vizsgálni kell a folyamatosan vasalt teherviselő betonlemezen nagymodulusú aszfalt kopóréteggel készülő kompozit szerkezet alkalmazását is.
- f) A **K** kategóriájú útszakaszokon a félmerev pályaszerkezetek aszfaltrétegei csak nagymodulusú, modifikált bitumennel készített keverékek lehetnek.
- g) Az **E** kategóriájú útszakaszokon a félmerev pályaszerkezetek aszfaltrétegei közül elegendő csak a kopóréteget nagymodulusú, modifikált bitumennel készített keverékként tervezni.

A munkabizottság elkészítette a javasolt pályaszerkezetek műszaki szállítási feltételeit. Ezeket az ÁKMI Kht. 2006. december 31-i érvényességi határidővel építőipari műszaki engedélyekként jóváhagyta<sup>6</sup> azzal a reménnyel, hogy a megfelelő útügyi műszaki előírásokat addigra a MAÚT szervezésében korszerűsítik.

<sup>6</sup> ÉME 1/2004. Műszaki szállítási feltételek **E**, **K** és **R** forgalmi terhelésű utakhoz alkalmazható, hézagaiban vasalt betonburkolatú, merev útpályaszerkezet építésére  
 ÉME 2/2004. Műszaki szállítási feltételek **E**, **K** és **R** forgalmi terhelésű utakhoz alkalmazható, kompozit burkolatú, merev útpályaszerkezet építésére  
 ÉME 3/2004. Műszaki szállítási feltételek **E**, **K** és **R** forgalmi terhelésű utakhoz alkalmazható, nagymodulusú aszfaltburkolatú, félmerev útpályaszerkezet építésére  
 ÉME 4/2004. Útpályaszerkezetek hidraulikus kötésű alaprétegeinek feszültségmentesítése KRAFT eljárással  
 ÉME 5/2004. Műszaki szállítási feltételek **E**, **K** és **R** forgalmi terhelési kategóriájú útszakaszok hézagaiban vasalt betonburkolatú, illetve kompozit burkolatú, merev útpályaszerkezeteihez illeszkedő híd-felszerkezetek építésére

Az NA Rt. és az ÁAK Rt. a javaslatokkal egyetértett. Az NA Rt. tervezési diszpozícióiban a továbbiakban ennek megfelelően rendelkezett. A kormány 2003 decemberében úgy határozott, hogy a továbbiakban autópályaként kiépülő M0 – beleértve az autótút kiépítésű déli szektorának autópályává fejlesztését is – betonburkolattal épüljön [4] (4. ábra) és ilyen burkolatú legyen az M31-es autópálya is.

Az M0 keleti szektorának első szakaszára (az M5-től a 4-es főútig) 2004-ben kiírt tender már igazolta a munkabizottság árkalkulációit a betonburkolatot illetően. Ezt megerősítette a keleti szektor 4-es főút és M3 közötti szakaszára 2005-ben lebonyolított három további versenytárgyalás eredménye.

A nagymodulusú aszfaltburkolatú félmerev pályaszerkezet első, már forgalomba helyezett alkalmazásaira a 4-es főút Vecsés–Üllő elkerülő szakaszán és az M5 Kiskunfélegyháza–Szeged szakaszán került sor. Ezek a burkolati anyagok és a kemény modifikált bitumenek miatti magas beépítési hőmérséklet folytán igen érzékenyek a hőszegregációra. Beépítésük ezért jó minőségben csak aszfaltkomp alkalmazásával lehetséges. Ezt a technológiát 2003 óta az autópályák aszfaltburkolatainak az építésénél általánosan alkalmazzák a vállalkozók (5. ábra).



5. ábra: Aszfaltkompos kopóréteg építés az M7 rekonstrukción

Említésre méltó még az ipari hulladékok használata az autópálya földművek építésénél. A Tiszai Hőerőmű hányópernyéjéből az M3 és az M35 Görbeházához közeli szakaszain, zúzott-osztályozott kohósalakból az M6 Dunaújvároshoz közeli szakaszain épültek töltések.

## 1.2. Hidak

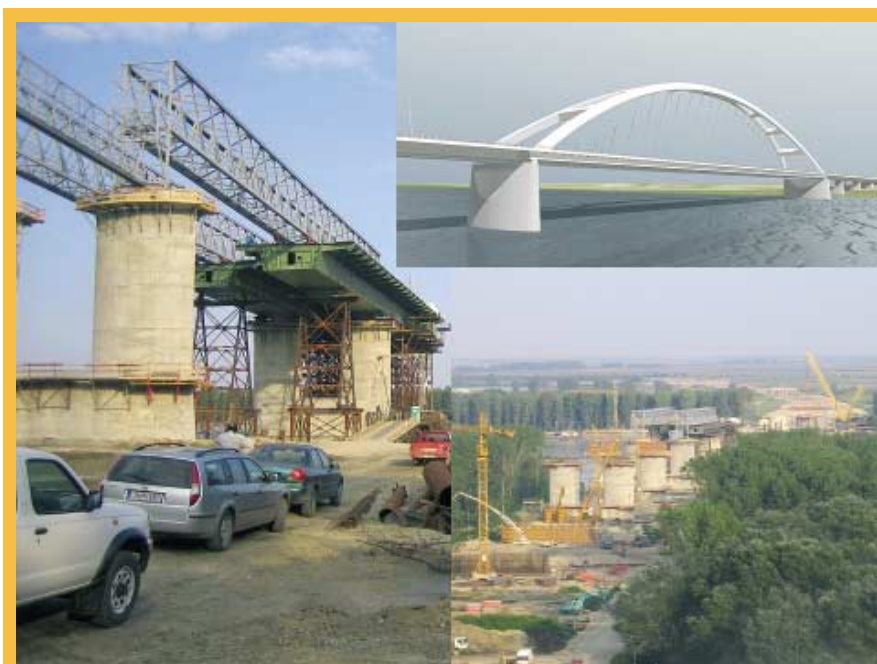
A gyorsforgalmi úthálózat 2015-ig szóló hálózatbővítési programja a Dunán négy, a Tiszán három új híd építését irányozza elő. Ezek:



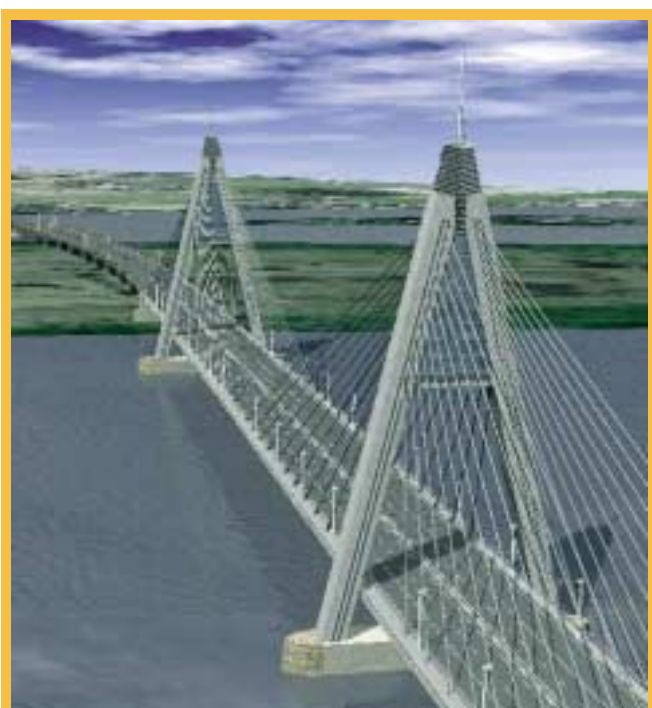


6. ábra: Az M9 szekszárdi Duna-hídja

- az M0 autótút északi szektorának hídja 2x2 sávós kiépítésben a Dunán, elkészül 2007 végére;
- az M0 déli Duna-hídját autópálya híddá bővítő 3 forgalmi sávós híd a Dunán;
- az M3-as autópálya Tisza-hídja Polgárnál, elkészült 2002-ben;
- az M8-as autópálya Duna-hídja Dunaújvárosnál, elkészül 2006 végére;
- az M9-es autótút Duna hídja Szekszárdnál, 2x1 forgalmi sávval elkészült 2003-ban;
- az M43-as autótút Tisza-hídja Szegednél 2x2 forgalmi sávval, elkészül 2007 után;
- az M44-es autótút Tisza-hídja Tiszaugnál, 2x2 forgalmi sávval elkészül 2007 után.



8. ábra: Az M8 dunaújvárosi Duna-hídjának látványterve és építési állapota 2005. augusztus 30-án



7. ábra: Az M0 északi hídjának látványterve

E hidak közül ki kell emeljük az M6 szekszárdi Duna-hídját (6. ábra), az M0 északi hídját (7. ábra) és az M8 dunaújvárosi hídját (8. ábra). Különösen ez utóbbi kettő olyan szerkezetű, amely – híven a hazai hídtervezők hagyományaihoz – kellően merész és célszerűen szép.

A szárazföldi nagyműtárgyak közül az M7 kőröshegyi völgyhídja (9. ábra) méretei és építési módja, az M7/M70 letenyei elválási csomóponti műtárgya (10. ábra) szerkezeti újdonsága miatt érdemel figyelmet.

Az autópálya alul- és felüljárók tervezése és építése terén annyi új történt – és ez nem kevés –, hogy 2005-ben, az M7 Ordacsehi–Balatonkeresztúr szakaszán a 167+594-es szelvényben elkészült a 6707-es utat az autópálya felett átvezető olyan híd, amelynek feszített monolit pályalemeze nagyszilárdságú-nagy-

teljesítményű (NSZ/NT) vízzáró betonból készült, amely egyben hídburkolatként is szolgál, így nincs rajta se szigetelés, se aszfaltburkolat. Ez a hídszerkezet remélhetőleg megindítja azt a fejlődést is, amely utat nyit az aluljáró hidak esetében a nagyobb feszítávok, így kevesebb pillérrel alátámasztott szigetelés nélküli műtárgyak alkalmazása előtt.

## 2. Összefoglalás, további teendők

Az országos közúthálózat gyorsforgalmi hálózata 40 éves fejlesztésének történetében az utóbbi tíz év teljesítménye a hálózatbővülést illetően példanélküli. Egyben mutatja a gazdaságpolitika gyökeres szemléletváltozását az infrastruktúra, ezen belül a közúthálózat szolgáltatási színvonalának a gazdaság fejlődésében betöltött szerepe megítélésében.

A gyorsforgalmi úthálózat 1995 végétől 2005 végéig 372 km-ről 812 km-re bővült, és elérte a 8,7 km/1000 km<sup>2</sup> hálózatsűrűséget. 2006 végéig további 228 km forgalomba helyezésével a hálózat hossza 1040 km, sűrűsége 11,1 km/1000 km<sup>2</sup> lesz, ami az EU 15 országában működő gyorsforgalmi úthálózat sűrűsége



9. ábra: Az M7 kőröshegyi völgyhídjának építési állapota 2005 őszén

gének közel 60%-a. A hálózatfejlesztés ilyen mértéke – ami a környező országok teljesítményéhez mérten is elismerésre méltó – pusztán forgalmi szempontból megítélve megelőző infrastrukturális fejlesztésnek minősül. Az autópályák megjelenése az Észak-Magyarország, Észak-Alföld, a Dél-Alföld és a Dél-Dunántúl régiókban lényegesen javított e területek elérhetőségén, már mérhetően érezteti hatását az elért térségek területi potenciáljának növelésében, gazdasági fejlődésük gyorsulásában, a munkanélküliségi ráta csökkenésében, a külföldi működőtőke beruházások számának és munkahelyteremtő hatásának a növekedésében. Tehát elérni látszik az a gazdaságpolitikai cél, amely a gyorsforgalmi úthálózat bővítését tette meg az elmúlt és az előttünk álló évtized egyik fejlesztési prioritásának.

A program finanszírozása a vizsgált időszakban változatos képet mutatott. Az állami költségvetés lehetőségei sohasem voltak összhangban a program forrásigényével. A forrásoknak költségvetésen kívülre helyezését a mindenkorai pénzügyi kormányzat különböző módszerekkel próbálta változó sikerrel megteremteni. Az ország 2004-ben megvalósult EU-s tagsága végleg bezárta az olyan megoldások előtt a kaput, amelyek a közkiadásnak számító autópálya-építési programot költségvetésen kívül kezelt forrásokkal finanszírozták volna. Az addicionális források közül az ország adósságszolgálatát nem terhelő forrásként a külföldi tőke változatos koncessziós formájú bevonása mutatkozott. A szóban forgó időszakban ezért a hálózatbővülés 19-23%-át először BOT-, majd PPP-formában külföldi tőkével operáló koncessziós társaságok valósították meg. A jövőben e mellett az EU társfinanszírozó szerepe is teret nyer, ahogy ez az M0

keleti szektoránál a megvalósítási költségek 85%-ának vállalásával már 2005-ben megmutatkozott.

A hálózatfejlesztés teljesítménye folyamatos és intenzív kormányzati munka eredménye, amit a Magyar Köztársaság gyorsforgalmi közúthálózatának közérdekűségéről és fejlesztéséről 2003. december 22-én hozott 2003. évi CXXVIII. törvény tetőzött be. Az ilyen súlyú jogszabályi háttér, ami 15 éves időtávra írja elő a hálózat fejlesztésének mértékét, ugyancsak példa nélküli a magyar közúthálózat fejlesztésének történetében.

A gyorsforgalmi hálózatbővítő program létesítményeinek beruházási költségei állandó kritika tárgyát képezik. A témában elvégzett szak-

mai vizsgálatok az mutatják, hogy az árszínvonal csökkentése

- biztonságos, kiszámítható finanszírozással, emelkedő előkészítési színvonallal, nyílt versennyel, változatos műszaki megoldások, új technológiák szabadabb alkalmazásával,
- a szükséges és elégséges szolgáltatási színvonalú létesítményelemekből álló projektekkel, a kapcsolódó beruházásoknak és a környezetvédelem túlzott igényeinek korlátozásával, az e célokat szolgáló műszaki és jogi szabályozás fejlesztésével és karbantartásával,
- a „pénzért értéket” elv szigorú betartását megvalósító, megfelelő teljesítményű, összehangoltan működő szakmai intézményrendszer feszes munkájával érhető el.

A program megvalósítását az útpályaszerkezetek és a hídépítés terén az NA ZRt. és az ÁAK ZRt. példás együttműködésével megvalósított K+F munka támogatta. E munka legfontosabb eredményei:



10. ábra: Az M70 elválasztási csomóponti hídja Letenyénél



- a rendkívül nehéz forgalmi terheléseket tartósan elviselő útburkolat-típusok (hézagaiban vasalt betonburkolat, nagymodulusú aszfaltburkolat) alkalmazásba vétele;
- a nagyszilárdságú és nagy teljesítményű (NSZ/NT) betonok alkalmazásának megkezdése a hídépítésben;
- az ipari melléktermékek (erőművi hányópernye, zúzott-osztályozott kohósalak) használata a földműépítésben.

Kiemelkedő mérnöki teljesítményei a programnak a nagy folyami hidak (M3: polgári Tisza-híd; M9: szekszárdi Duna-híd; M8: dunaújvárosi Duna-híd; M0: északi Duna-híd) és az M7 kőröshegyi völgyhídja. Ugyancsak említésre méltó az a négy, összesen ke-reken 3,2 km-nyi alagút, amelyet az M6 Bátaszék-Bóly szakaszára terveztek és engedélyeztek.

Úgy gondolom, hogy a törvénybe foglalt program továbbiakban is töretlen megvalósítása érdekében az eddig folytatott fejlesztő és szabályozó munkát hat figyelmet érdemlő területre célszerű összpontosítani:

- a) A szükséges és elégséges szolgáltatási színvonalhoz tartozó műszaki megoldások projektenkénti meghatározása, azok tervezetése, tervezése és alkalmazása a gyorsforgalmi utak minden elemére kiterjedően, beleértve a környezetvédelmi létesítményeket és a kapcsolódó beruházásokat is.
- b) A műszaki szabályozás programokat megelőző fejlesztése és karbantartása.
- c) Az értékért pénzt elvet következetesen érvényesítő beruházói és tervezőmérnöki magatartást tá-

mogató, karbantartott műszaki szabályozás és a jóváhagyó hatósági munka feltételeinek haladéktalan megteremtése.

- d) Hatékony vizsgálati módszerek bevezetése a gyorsforgalmi úthálózat területfejlesztő hatása megítélése érdekében. Ezek alkalmazása segíthet abban, hogy a gyorsforgalmi utak finanszírozásába minél több EU-forrás legyen bevonható.
- e) A hálózatfejlesztési program törvényi támogatásának a továbbfejlesztése a közúti beruházások közhasznúságát kimondó törvények és a finanszírozás biztonságát megalapozó törvény megalkotásával.
- f) Az intézményrendszerben megfelelés az EU társfinanszírozás követelményeinek, az irányító szint fejlesztése, hogy az a programot megvalósító szervezeteket hatásos szakmai irányítással tudja támogatni.

## Irodalom

1. *Dr. Keleti Imre, dr. Liptay András: Gondoljuk újra útpályaszerkezet tervezési és építési gyakorlatunkat! Közúti és Mélyépítési Szemle, 1997. 2.*
2. *Dr. Keleti Imre: Rendkívül nehéz forgalmi terhelésű utak pályaszerkezetei; Az Aszfalt, 2003. 4.*
3. *Dr. Keleti Imre: Az EU-csatlakozás és a forgalomfejlődés hatása a gyorsforgalmi úthálózat fejlesztési programjában; Közúti és Mélyépítési Szemle, 2003. 12.*
4. *Vállás Csaba: Újra betonburkolatú sztrádát építünk; Mélyépítő Tükörkép, 2004. december*

## Summary

**Dr. Imre Keleti:**

**Results of the last decade in the motorway and expressway network development in Hungary**

**Part 2: Technical development supporting the implementation**

The updating of the Road Planning Code and the publication of the technical guidelines for road tunnels were the two most important developments of the national technical regulatory framework, which had profound impact on the implementation of the motorway program. In order to comply with the recent challenges caused primarily by the intense and channelled heavy traffic, extensive research and development activities focusing on road pavements and bridge structures supported the program as well. The main results of that latter activities are 1.) the regulatory framework of new road pavement structures resistant to extremely heavy traffic loads on the long term (joint-reinforced concrete, high modulus asphalt concrete pavement), 2.) first application of high-strength and high-performance concrete structures in the bridge construction, and 3.) adaptation of industrial residual products (power station dump light-ashes, crushed-and-classified blast-furnace slag) in the earthworks construction. Outstanding engineering creations of the period are the four large river bridges (river Danube: M9 at Szekszárd, M8 at Dunaújváros, M0 at Budapest-North; river Tisza: M3 at Polgár), the M7 viaduct at Balaton-Kőröshegy, and the four expressway tunnels, designed and licensed on the M6 Bátaszék-Bóly section.

# RIMS – Közúti Infrastruktúra-gazdálkodási Rendszer: kísérlet a globális PMS megteremtésére

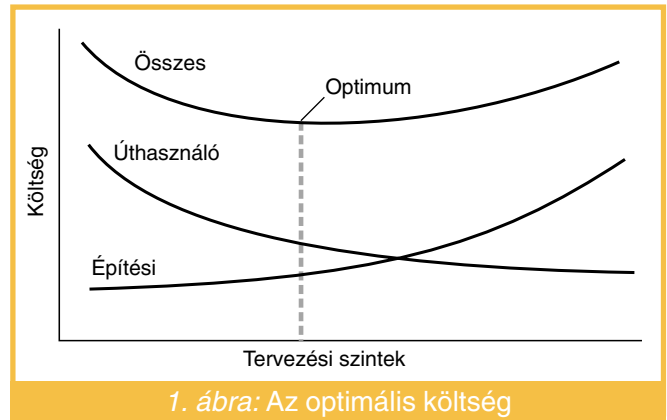
Dr. Andreas Loizos<sup>1,2</sup>

## 1. Bevezetés

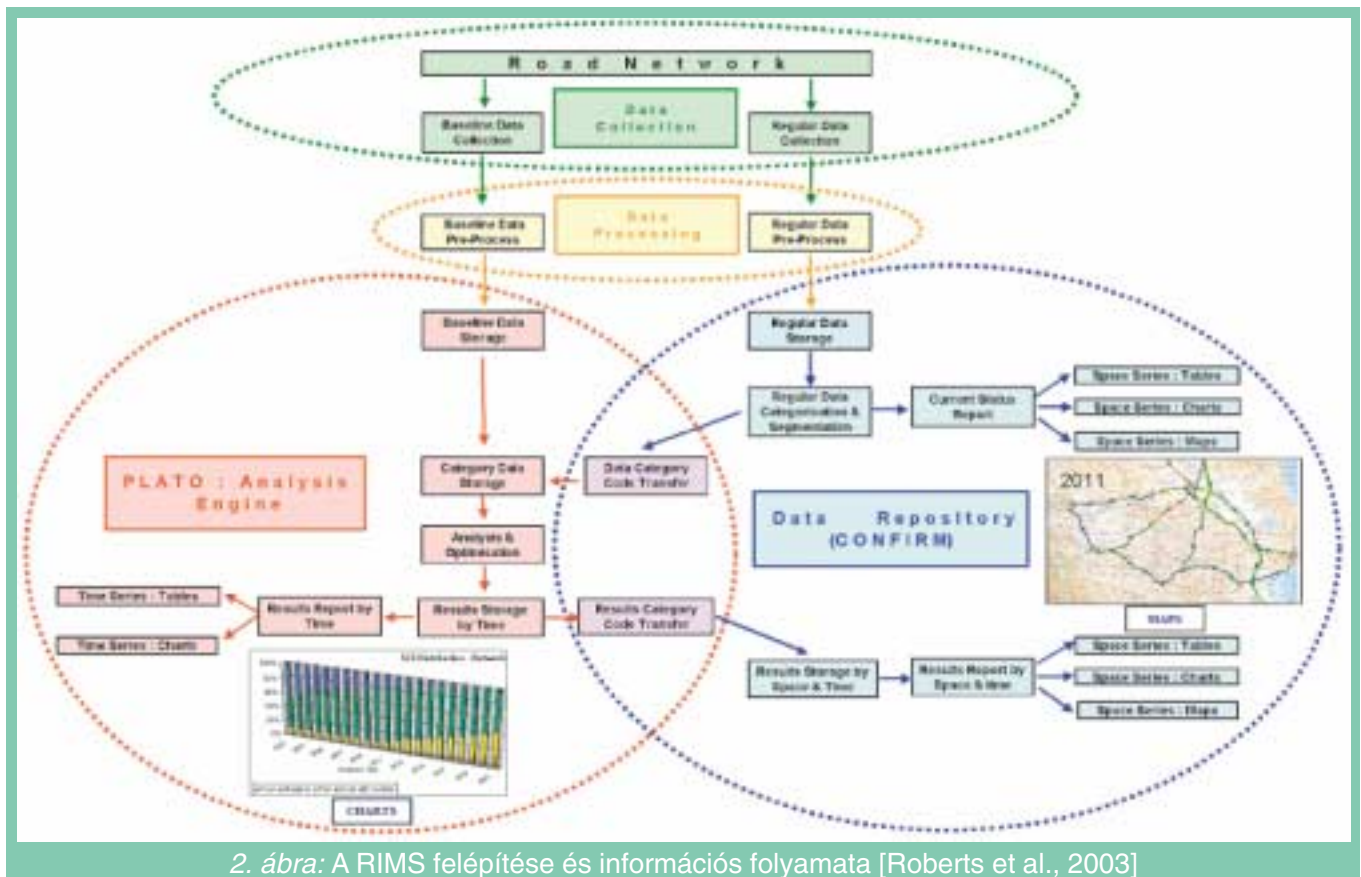
Az útburkolat-gazdálkodási rendszerek (PMS-ek) világszerte túlhaladtak kísérleti szakaszukon, így egyes új rendszerek és hálózatviselkedési modellek megjelenése már egészen természetesnek tekinthető.

Olyan rendszereket, mint a HDM-4-et [ISOHDM, 2000a], a PERS-t [Ulitz, 2001], az EU által támogatott PARIS-projekt burkolatleromlási modelljeit [PARIS, 1999] már széles körben ismerik és alkalmazzák. Például az amerikai Federal Highway Administration (Szövetségi Közúti Főigazgatóság) és az USA számos államában a Department of Transport (Közlekedési Minisztérium) közlekedés-politikájának részeként deklaráltak útgazdálkodási rendszereket [Kulkarni et al, 2003]. Az a tény is említést érdemel, hogy a PPP (magán-köztestületi partnerség) keretében meghirdetett pályázatokra jelentkezettek közül választáskor a hatékonyság és az objektivitás jelentősége a korábbiaknál is nagyobb, így a PMS-ek iránti igény emiatt is növekszik [Commission, 2004; National, 2003].

A cikk a RIMS (Road Infrastructure Management System: közúti infrastruktúra-gazdálkodási rendszer),



egy innovatív PMS kifejlesztésével foglalkozik, amely az Athéni Műszaki Egyetem (NTUA) és az Ausztrál Közúti Kutatási Tanács (ARRB) együttműködésének az eredménye. A RIMS hálózatviselkedési modelljeit a HDM-4-ből származtatták. Ezeket azonban jelentős mértékben továbbfejlesztették, hogy valóságghú voltát, belső konzisztenciáját és egyértelműségét növeljék. Különösen a rendszer burkolat-szilárdságban, forgalmi terhelésben és éghajlati viszonyokban bekövetke-



<sup>1</sup> Okl. mérnök, docens, Athéni Műszaki Egyetem Közlekedési, Tervezési és Mérnöki Tevékenységek Tanszéke, Görögország

<sup>2</sup> Fordította: dr. Gáspár László

zó változásokkal szembeni érzékenységére fektettek nagy súlyt [Roberts et al, 2003]. Ezeket a modelleket a görög üzemeltetési és enyhe éghajlati viszonyok között folyamatosan ellenőrzik, a helyi tapasztalatokat és a TEN (transz-európai hálózat) részét képező görög utakon mért adatokat hasznosítva.

## 2. Az útburkolat leromlási modell-készítés jelentősége

Az útkezelők és vállalkozók érdekeltek az úthálózat fejlesztési és fenntartási terveinek készítésében és megvalósításában. Valóságghú és érzékeny burkolatviselkedési modellek lehetővé teszik, hogy a hálózat pillanatnyi állapota alapján – a használó által definiált különböző jövőbeli forgalmi és fenntartási változatra – előrebecsüljék [Loizos et al., 2002]. Így lehetővé válik a hosszabb távú tervezés és a rendelkezésre álló anyagi eszközök optimalizálása. Ez utóbbi nem csupán általában a beavatkozások típusa és időpontja, hanem az egyes projektek kiválasztása tekintetében is fontos.

Az állapotjavító beavatkozásra vonatkozó döntéseket a műszaki és a gazdasági teljesítményi mérőszámok, valamint a köztük levő kapcsolat alapján célszerű meghozni, hogy a lehető legjobb megoldásra juthassanak (1. ábra).

Az útburkolat-leromlási modellkészítésnek a PMS szempontjából kettős a jelentősége [Loizos et al., 2002]:

- a modellezett leromlás jellege, időpontja, kiterjedése és súlyossága a szóba jövő modellezett beavatkozás jellemzőivel közvetlen kapcsolatba hozható,
- az útburkolat leromlásának mértéke a felületi egyenletességre hatást gyakorolt, az utóbbi pedig az úthasználói költségek modelljét befolyásolja. Ha a leromlási modell nem reális, akkor a használói költség modell sem lehet az.

Ezért a megbízható burkolatleromlás-modellezés a használható és gazdaságilag hatékony beavatkozási választások és tervezési elképzelések kialakításának egyik legfontosabb feltétele [Bakó et al., 2000; Gáspár, 2004]. A forgalmi és az éghajlati viszonyok a PMS-ek által szolgáltatott eredményeket jelentősen befolyásolják, mivel a burkolat teljesítményével közvetlen kapcsolatban vannak.

A leromlási modellek fontos teljesítményi jellemzője az éghajlati tényezők és a forgalmi terhelés változására való érzékenysége. Ettől függ, hogy széles körűen használható, a helyi viszonyoktól és a földrajzi elhelyezkedéstől független modelleket lehet-e kialakítani, amelyek minimális kalibrálási igényűek.

Valamely modellnek azt a képességét, hogy minden burkolattípus, forgalomnagyság és éghajlati jellemző esetében képes-e a burkolat teljesítmény előrebecslésére,

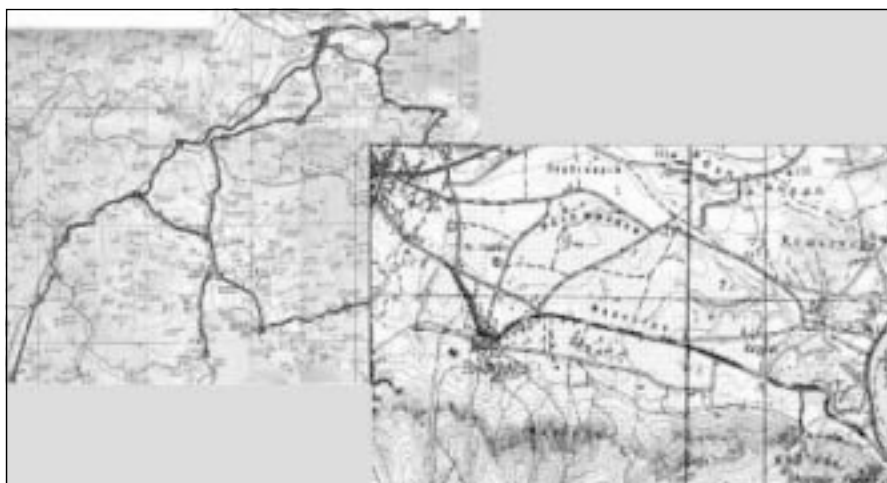
olyan mérőszámoknak az érzékenység-vizsgálatával lehet eldönteni, mint a repedésképződés, a felületi egyenetlenség (IRI), a keréknyomvályú-mélység (mm) és a szilárdság (SNP). A következőkben ilyen vizsgálat eredményeiről számolok be.

## 3. A RIMS felépítése és jellemzői

A RIMS két alrendszere a CONFIRM adattár és a PLATO elemző-egység, amely egy erre a célra kifejlesztett adatgyűjtő berendezéssel van összekapcsolva (2. ábra). Ezt a három elemet speciális szoftver köti össze.

A CONFIRM az adatok tárolására és lekérdezésére szolgál; az angol South Bank Systems fejlesztette ki. Tulajdonképpen az adattárhoz kapcsolt, nagyon magas színvonalú, sok célra használható grafikus használói interface. Jellemzői: integrált GIS; dinamikus szakemberképzés; nagy kapacitású, beépített szakaszkepző program. Képes az input adatok (a PLATO-modelltől származó vizsgálati adatok vagy elemzési eredmények) feldolgozására és azok korszerű bemutatására illusztrációs technikával (3. ábra).

A PLATO elemzőegység teljes neve Pavement Lifecycle Analysis and Treatment Optimisation (burkolatok életciklus elemzése és beavatkozási optimalizációja). Ez a közúti infrastruktúra-gazdálkodás számára szolgáló, nagy tudományos háttérű rendszer. Burkolatleromlási modellje a HDM-technológia fejlesztésén, illetve annak specializált alkalmazásán alapszik. A PLATO képes használhatóságát tovább növelni, például különlegesen látványos használói interface-szel, nagy teljesítményű modellező és optimalizáló rendszerrel. Legfontosabb feladata a modellkészítés. Ahogy más hasonló korszerű eszközöknél, itt is két fő csoportba oszthatók a modellek: a leromlási és a beavatkozás hatását felmérő modellek, illetve az úthasználói hatásokat jellemző modellek csoportjára. Az optimalizálás olyan genetikus algoritmusokon alapszik, amelyek rugalmasak és könnyen megtervezhetők, felülről lefelé vagy alulról felfelé tesznek lehetővé hálózati optimalizációt [Loizos et al., 2003]. A korszerű, specializált adatgyűjtő berendezés a RIMS-rendszer-



3. ábra: Az állapot szakaszonkénti bemutatása GIS-alapú térképkészítési eljárással





4. ábra: Az ARRB hálózatvizsgáló jármű és a szakaszonkénti állapotadatok bemutatása diagramok és képek integrálásával [Roberts et al., 2003]

rel teljes mértékig kompatibilis. A berendezést a görög úthálózaton sikerrel kipróbálták, amikor a RIMS gyakorlati bevezetésére került sor. Ennek fő eleme a hálózatvizsgáló jármű, amely alkalmas az út geometriai és állapotadatainak a felvételére akár 100 km/h sebességgel is. Képes ezeket az adatokat feldolgozásra, megjelenítésre, összegző diagramok vagy képek készítésére automatikusan a CONFIRM adatbázishoz továbbítani (4. ábra). További kapcsolódó berendezések: az út geometriai adatainak a felvételére szolgáló GTS, a digitális kép előállító rendszer, a felületi egyenetlenség, a nyomvályómélység és a textúra mérésére szolgáló lézeres profilmérő (MLP), valamint a Dynatest típusú nagy teljesítményű ejtősúlyos behajlásmérő berendezés (HWD).

#### 4. A RIMS modelljeinek a leírása

A HDM-4 és a RIMS burkolatleromlási modelljeinek hasonlósága miatt csak a közöttük fellelhető fő különbségeket vázolom, különösen a burkolat szerkezeti viselkedésének modellezésében levő eltéréseket. A burkolatszilárdság más burkolatviselkedési mérőszámokra nagy hatást gyakorol. Ezt az igényt a HDM-4 a mó-

dosított szerkezeti szám (SNP), a burkolatszilárdság modellezett mérőszámának az alkalmazásával veszi figyelembe [ISO HDM, 2000b; Keralli, 2001]. A RIMS-rendszer azonban a HDM-4 hajlékony pályaszerkezetek szilárdságának modellezésére szolgáló rendszerét a következő területeken továbbfejlesztette [Loizos et al., 2002]:

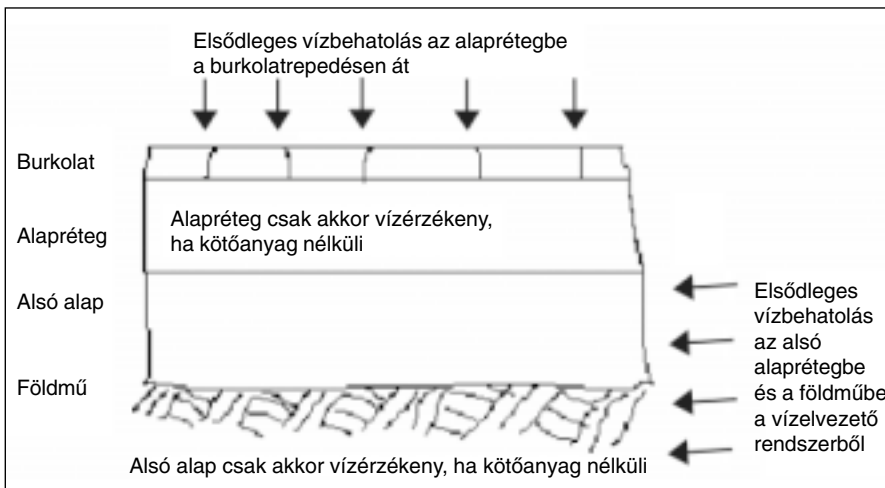
- a pályaszerkezet-típusok megkülönböztetése rétegenkénti modellezéssel,
- a pályaszerkezet leírása a behajlási teknő adataiból,
- egyértelműen kifejezett szerkezeti megfelelés,
- az évenkénti hatások modellezése a szilárdságra.

#### 4.1. A pályaszerkezet-típusok megkülönböztetése és a többrétegű modellezés

A HDM-4 modellekkel összehasonlítva, ahol a pályaszerkezetet két réteggel írják le, a RIMS-modell négy fő rétegtípust különböztet meg: burkolat, alapréteg, alsó alap és földmű (5. ábra). Ez a szám – a jövőbeli ismételt pályaszerkezet-erősítésekre számítva – még növelhető. A négy fő rétegnek a viselkedése – anyaga és pályaszerkezeten belüli helye alapján – megkülönböztethető. Elhelyezkedése a környezeti hatásokra való érzékenységet, fenntartási igényét és forgalmi terhelését befolyásolja.

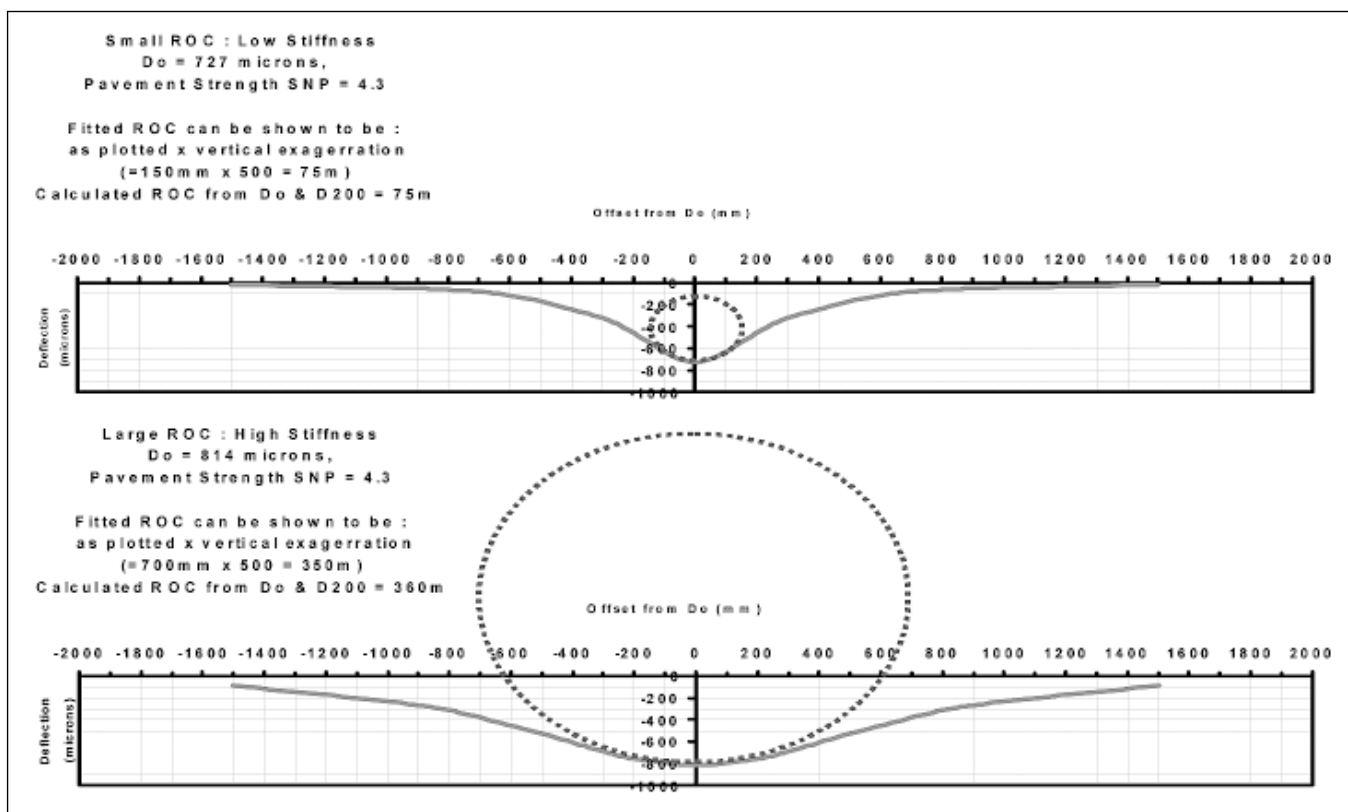
Valamely réteg forgalom hatására tapasztalható teljesítménye a rétegnek a környezeti tényezők által befolyásolt szilárdságától függ.

Ez utóbbira pedig részben a fenntartás színvonala gyakorol hatást. Tehát a terhelés, a környezet és a fenntartás több rétegű rendszerben érvényes modelljei mind egymásra hatnak, így a burkolat teljesítmény előrebecslése dinamikus és reaktív rendszer [Roberts, 2000].



5. ábra: A pályaszerkezet-felépítés modellje [Loizos et al., 2002]





6. ábra: Kis és nagy görbületi sugarú hasonló burkolatszilárdságnál [Loizos et al., 2002]

#### 4.2. A pályaszerkezet leírása a behajlási teknő adataiból

Mind a HDM-4, mind pedig a RIMS a pályaszerkezetet annak szilárdságával jellemzi, a módosított szerkezeti szám (SNP) alkalmazásával. Az SNP a  $D_o$ -ból számítható 700 kPa terhelés mellett [Loizos et al., 2002]:

$$SNP = \frac{167}{D_o^{0.57}}$$

ahol  $D_o$  a terhelés központja alatt mért behajlás (mikron), 700 kPa nyomásértékre normalizálva.

A RIMS-modell a behajlási teknő görbületi sugarát (ROC) is alkalmazza, hogy a pályaszerkezeti rétegek felépítéséről tájékozódni lehessen, a rétegenkénti elemzés lehetővé váljon, és a merevségről információt szerezhessenek. Ennek a sugárnak az értéke hasonló teherbírású pályaszerkezetek esetében is különböző lehet (6. ábra). A ROC az alsó és a felső pályaszerkezeti rétegeknek a teljes szerkezet szilárdságában játszott szerepéről tájékoztat [Jameson, 2001]. A RIMS-rendszerben a pályaszerkezet felépítéséről is

informál anélkül, hogy burkolatbontás válna szükségessé. A ROC a következő egyenletből becsülhető:

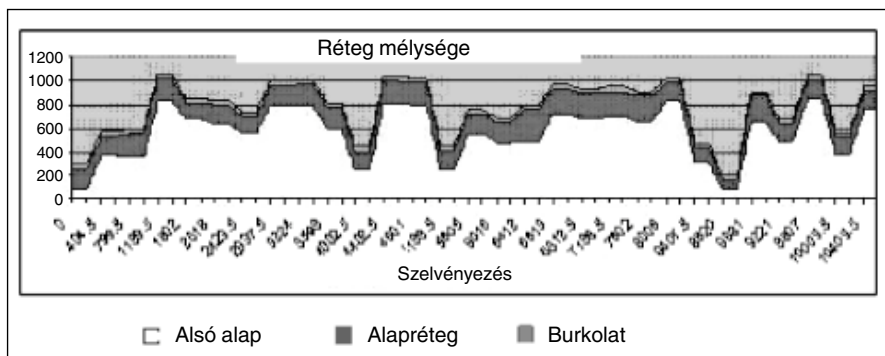
$$ROC(m) = \frac{200^2}{2(D_o - D_{200})}$$

ahol  $D_{200}$  a terhelés középpontjától 200 mm-es távolságban mért behajlás (mikron), 700 kPa nyomásértékre normalizálva.

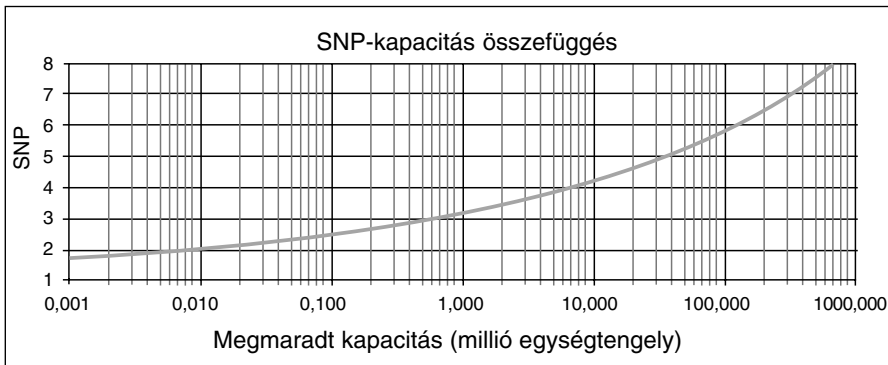
A pályaszerkezeti anyagok ismeretében és a rétegvastagságokról szerzett közelítő információ birtokában, ezeket az SNP és a ROC értékekkel kombinálni lehet, hogy – a 7. ábrán bemutatott módon – az egyes vizsgálati pontokban (a felvétel időpontjára érvényes módon) az anyagszilárdságok és a rétegvastagságok számíthatók lehessenek. A GPR (burkolatvizsgáló radar) technológia alkalmazása az eredményeket pontosabbá teheti [ASTM, 2005]. Az AARB és az NTUA jelenleg folyó kutatási munkája a tárgykörben már olyan innovatív modell kifejlesztését tette lehetővé, amely – kizárólag a behajlási adatok alapján – az aszfaltrétegek vastagságára és modulusára vonatkozóan nagyon jó közelítésű becsléseket tesz lehetővé.

#### 4.3. Egyértelműen kifejezett szerkezeti megfelelés

A szerkezeti megfelelés az állapotnak, az éghajlatnak és a forgalomnak a pályaszerkezet szilárdságára és kapacitására gyakorolt kedvezőtlen hatásainak a modellezéséhez szükséges. A RIMS rendszerben lehetővé válik az – SNP és a 8,2 Mp-os egység-tengelyek át-



7. ábra: A rétegvastagságok és az anyag típusok számításának eredménye egy útszakaszon



8. ábra: A szilárdság-kapacitás összefüggés 8,2 MP-os egységtengely esetében [Loizos et al., 2002]

haladási számában kifejezett megmaradt kapacitás közötti összefüggést kifejező – szerkezeti megfelelés kétirányú kalibrálása. A szerkezeti megfelelés modellezése más függő állapotparaméterek valóságú előrebecslését, a megengedett tengelysúly tekintetében hozandó döntés alátámasztására terhelésérzékenységi eredmények, illetve az elhanyagolt fenntartás miatt a szerkezetben bekövetkező károk bemutatását és a szerkezetjavító beavatkozások megbízható megtervezését teszi lehetővé. A 8. ábrán látható, teljesítményi adatgyűjtésen alapuló összefüggés kalibrálását a Fülöp-szigeteken, a munka irányítását Dániában, sikeres helyszíni alkalmazását pedig Ausztráliában végezték. A 9. ábra az SNP és a megmaradt kapacitás közötti kétirányú matematikai kapcsolatot szemlélteti.

#### 4.4. A több évszak és az éghajlat szilárdságra gyakorolt hatásának modellezése

Az éghajlati hatások modellezése tekintetében a HDM-4 és a RIMS PMS gyakorlatilag ugyanazt a filozófiát követi. A HDM egyszerű két évszakos modellt követ, amelyben az egyik végig nedves, a másik végig száraz. A RIMS ezt továbbfejlesztette, amennyiben – egy enyhe éghajlatú ország példáján keresztül – az európai négy évszakos éghajlatot veszi alapul. A HDM-4 dokumentáció [ISOHDM, 2000c] 3.7 számú egyenletét, amely a burkolatteljesítményre gyakorolt éves hatást írja le, átvették, mint az évszakonkénti csapadék és állapot (repedések, kátyúk és víztelenítési rendszer hatásossága) SNP-re gyakorolt viszonylagos hatását számszerűen kifejező, évszaki paramétert. Az SE tényező csupán éghajlati és állapotadatok felhasználá-

sával, az egyes évek különböző évszakaira számítható. Két egymást követő évszak között az SNP változása számítható. Így valamely évszakban mért, ismert SNP alkalmas arra, hogy bármely más évszak SNP-jét is megbecsüljék. Az előre mutató modellezéshez az SNP jellemző éves átlagértékét úgy határozzák meg, hogy az egyes évszaki SNP értékeket – a megfelelő évszak hosszával súlyozva – átlagolják. A korszerű modellben, az éves átlagos SNP-értékek elő-

rebecslése érdekében, az SE értékeket – az előrebecsült állapotjellemző értékeknek megfelelően – automatikusan minden évben újra meghatározzák. Jelenleg folyik egy olyan fejlesztési munka, amely az egyes évszakok hőmérséklet-értékének a burkolatszilárdságra gyakorolt hatását a modell részévé kívánja tenni, pontosabban a vastag aszfaltrétegekre való befolyását szerepelteti.

A szekezeti élettartam index (SLI) értékét a PLATO minden egyes elemzési évben az alapul vett jövőbeli forgalomterhelés (és terhelésnövekedés) segítségével számítja. A számításra minden évben annak a feltételezésével kerül sor, hogy a jövőben a burkolat fenntartását mindig jó minőségben végrehajtják. Ha a szükséges fenntartást rossz minőségben vagy egyáltalán nem végzik el, az SLI értékek rövid idő alatt erősen romlani kezdenek. Ebből következően a szerkezeti tönkremenetel (SLI<1) rövidebb idő alatt bekövetkezik, mint ahogyan azt a gyors romlás bekövetkezése előtt előrebecsülték. Ennek a helyzetnek az érzékeltetésére szolgálhat a 10. ábrán bemutatott példa, amelynél egy útszakasz teherbírását 2003-ban felújítással megnövelték, a PLATO segítségével számított SLI-érték a beavatkozás után 20-nak adódott.

Az ez után következő időszakra a PLATO által modellezett beavatkozási terv a helyzetet az ideálisnál rosszabbnak mutatta, mivel úgy becsülte előre, hogy a burkolat állapota már 2018-ban, 15 éven belül újabb felújítást igénylő, alacsony értékre romlik. Így tehát csak 15 éves és nem az eredetileg becsült 20 éves időtartamra lehet elfogadható burkolat SLI-értékkel számolni (feltételezve, hogy mindig idejében sor kerül a jó minőségű burkolatfenntartásra).

A közúthálózat az SLI értékek szerint, amely a következő felújítás sürgősségének a közelítő mérőszáma, a következő csoportokba osztható:

- rövid (csak néhány éves) élettartamú szakaszok, amelyek az esetleges szerkezeterősítés előkészítésére részletesebb szerkezeti minősítést igényelnek,
- mintegy tíz éves várható élettartamú szakaszok, amelyek rendszeres megfigyelést tesznek szükségessé,

CAP, kapacitás (mikro egységtengely), mint az SNP függvénye

$$\text{CAP} = (10^{-(1.662661933)} + (-10.616630029 \cdot (\text{SNP})) + (16.842724182 \cdot (\text{SNP})^2) + (-10.18882876 \cdot (\text{SNP})^3) + (3.504417685 \cdot (\text{SNP})^4) + (-0.753642325 \cdot (\text{SNP})^5) + (0.103534412 \cdot (\text{SNP})^6) + (-0.008851876 \cdot (\text{SNP})^7) + (0.000429867 \cdot (\text{SNP})^8) + (-9.06736/1000000) \cdot (\text{SNP})^9) / 1000000$$

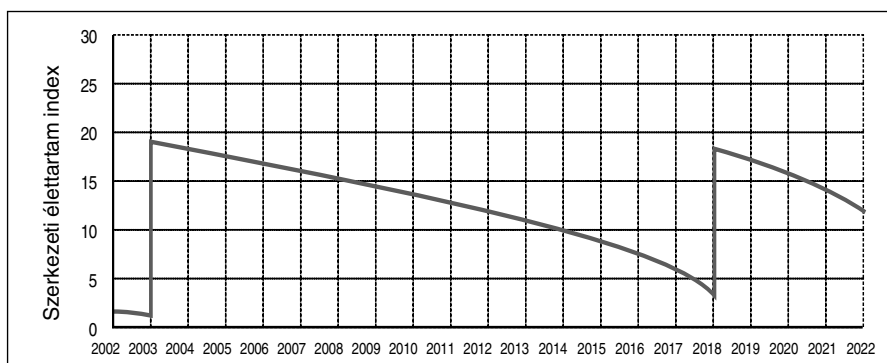
• SNP, mint a CAP (mill. egys.tengely) függvénye

$$\text{SNP} = (0.0025 \cdot \text{LOG}_{10}((\text{CAP}) \cdot 1000000)^4 - 0.028 \cdot \text{log}_{10}((\text{CAP}) \cdot 1000000)^3 + 0.1455 \cdot \text{LOG}_{10}((\text{CAP}) \cdot 1000000)^2 - 0.0725 \cdot \text{LOG}_{10}((\text{CAP}) \cdot 1000000) + 1.176)$$

ahol: SNP = Módosított Szerkezeti Szám

CAP = Megmaradt kapacitás (millió 8,2 MP-os egységtengely)

9. ábra: Az SNP és a Szerkezeti Kapacitás közötti kétirányú matematikai összefüggés [Roberts et al., 2003]



10. ábra: Szerkezeti élettartam index és az idő összefüggése egy útszakasz esetében

- a húsz év körüli, meglehetősen hosszú várható élettartamú szakaszok, amelyek valószínűleg egy ideig nem igényelnek szerkezeti ellenőrzést,
- nagyon hosszú (sok évtizedes) várható élettartamú szakaszok, amelyeknek bőven van még jövőbeli kapacitástartalékuk.

Egyértelmű, hogy a burkolat maradó élettartama hasznos index, különösen a hosszú távú stratégiai elemzésekhez; emellett még a várható fenntartási költségek vagy a legalacsonyabb útdíjak megállapítására is megfelelő [Holt, 1992; Loizos et al., 2002]. A RIMS a burkolat állapotának leírásához az SCI-t (szerkezeti állapot index) alkalmazza, amely hat különböző burkolathiba-típus (kátyúk, repedések, kipergés, a burkolatszél letörése, keréknyomvályú-mélység és felületi egyenetlenség) értékeit egyetlen mérőszámra kombinálja (10. ábra). Az SCI 1 és 10 közötti értékű. A PLATO minden hibaparamétert külön modellez, majd azokat az SCI számításához évenként kombinálja.

A RIMS-modellek alkalmazása a gyakorlatban meglehetősen kevés input adatot igényel:

- általános pályaszerkezeti adatok (a burkolat anyaga és vastagsága, az alapréteg és az alsó alap anyaga, a földmű CBR-értéke),
- behajlási információk (a teljes ejtősúlyos behajlási teknő vagy pedig csak a  $D_0$  és a  $D_{200}$  értéke),
- az év egyes hónapjaira az átlagos csapadék (MMP) és átlagos léghőmérséklet,
- az éves forgalomfejlődési viszonyszámok.

## 5. A RIMS-modellek összefoglalása és logikai felépítésük

A RIMS PMS-en belül működő RD-, WE- és RUE-modellek feladatairól a következők állapíthatók meg:

- A szilárdsági modell – a forgalmi terhelés és a pályaszerkezetbe hatoló víz hatására – a szerkezeti számot fokozatosan csökkenti.
- A repedési, a kipergési, a kátyú és a burkolatszél-letörési modellek az adott hibatípussal érintett területet fejezik ki a teljes burkolatfelület %-ában. Elsődleges inputként forgalomnagyságot és hibatípusokat hasznosítanak.
- A keréknyomvályú modell a burkolatszilárdságot és a forgalomnagyságot használja az útszakasz átlagos keréknyomvályú-mélységének meghatározásakor.

- A felületi egyenetlenségi modell a burkolat átlagos IRI-értékének meghatározásához más állapotadatokat igényel.
- Az ún. év végi modell segítségével az összes meghibásodott burkolatfelület nem haladja meg a 100%-ot.
- A beavatkozási hatások modell az összes állapotparamétert a felújítás utáni szintre változtatja. Általában a szilárdság növelésére, valamint a repedések, a nyomvályúk, az

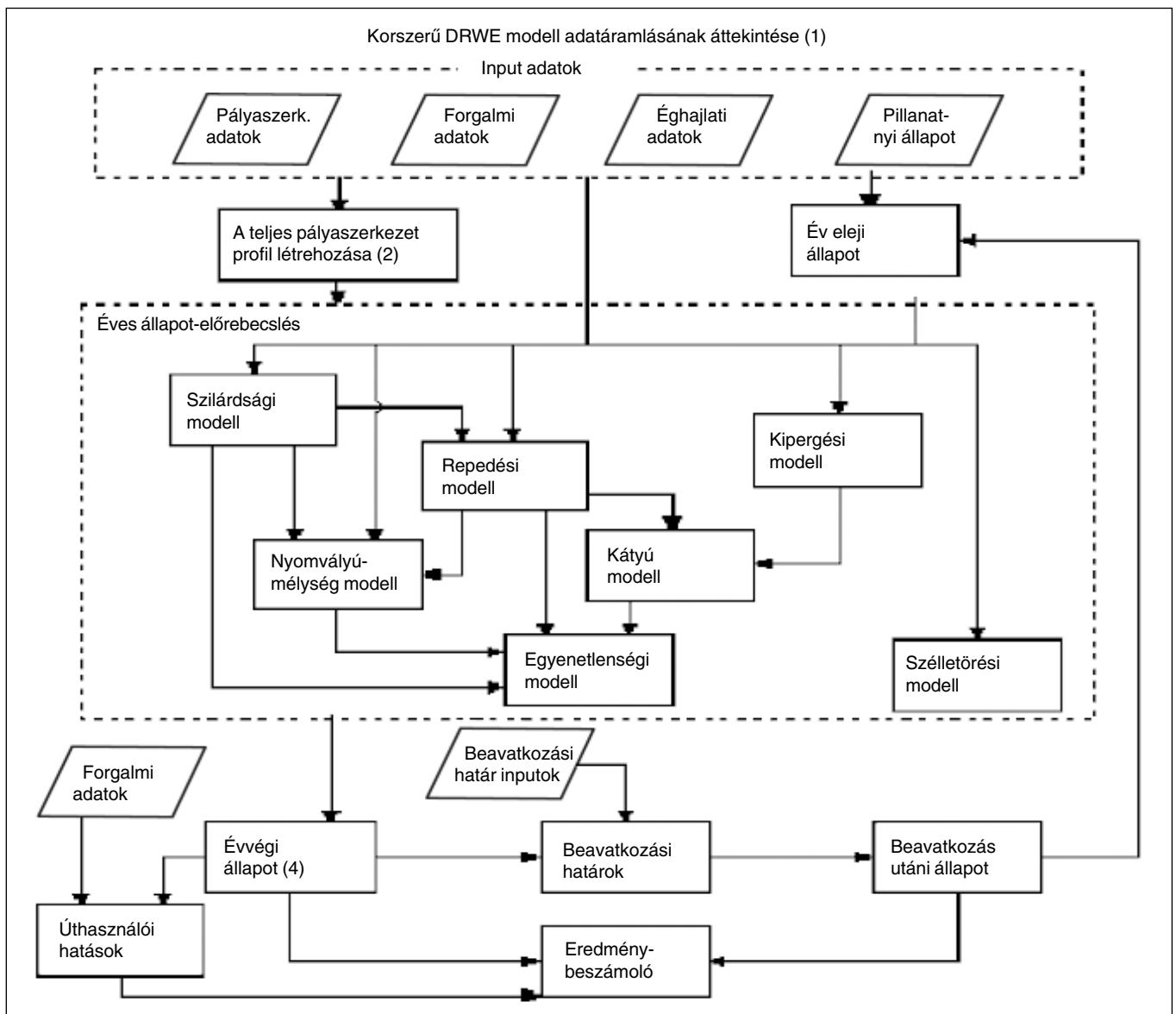
egyenetlenség, a kipergés, a kátyúk és a burkolatszél-letörések csökkentésére kerül sor. Különböző felújítástípusok más-más leromlási értéket befolyásolnak. Ugyanakkor a legutolsó beavatkozás évét is módosítják, és így a különböző hibafajták kialakulása újratekődik. Nagyobb szabású munkák esetében a burkolattípus és -összetétel is változtatást igényel. Az elvégzett munkákhoz a beavatkozási költségeket is regisztrálja.

- A RUE-modell az adott útállapothoz tartozó úthasználoi költségeket rögzíti járműüzemeltetési költségek formájában.

Az egyes modellek alkalmazási sorrendjét legszemléletesebben a 11. ábrán levő folyamatábra mutatja be.

## 6. Érzékenységvizsgálatok

Ahogy korábban említettem, a modelleknek az éghajlati hatások és a forgalmi terhelés változására vonatkozó érzékenysége a fontos azért, hogy az egyes üzemeltetési és fenntartási forgatókönyvek következményeit vizsgálni lehessen, hogy minden helyzetben alkalmazható modelleket tudjanak vizsgálni, és végül, hogy a különböző alkalmazási feltételek és földrajzi jellemzők között is csekély legyen a kalibrálás igénye. Ezért a HDM-4 és a RIMS repedési modelljeinek érzékenységét összehasonlítottuk oly módon, hogy egy jellegzetes külsőségi útburkolatot különböző terhelési és éghajlati jellemzők feltételezésével párhuzamosan vettünk vizsgálat alá. Az itt bemutatott példa a modellkészítéshez Görögország négy éghajlati zónáját vette alapul, amely az ország északi részének nedves éghajlatától a déli rendkívül szárazig terjed. Mindkét modellnél az összes kalibrációs tényezőt egynek vettük fel azzal a feltételezéssel, hogy a modellek – érzékenységük következtében – a különböző éghajlati és forgalmi paraméter inputok hatására képesek előrebecsülni a burkolatviselkedésben levő különbségeket. A PARIS-projekt repedési modelljét [PARIS, 1999] azért nem szerepeltettük a vizsgálatban, mivel ez a modell inputként az egyes forgalom/éghajlat változathoz repedésképződési idősorokat igényel, hogy az előrejelzések között különbségeket lehessen kimutatni. Ugyanakkor csak a teljes kalibrációs vizsgálat után állnak ilyen adatok rendelkezésre. A 12. ábra mutatja be a repedési előrejelzések eredményeit, ahol a két



11. ábra: A RIMS-modellek összesített folyamatábrája

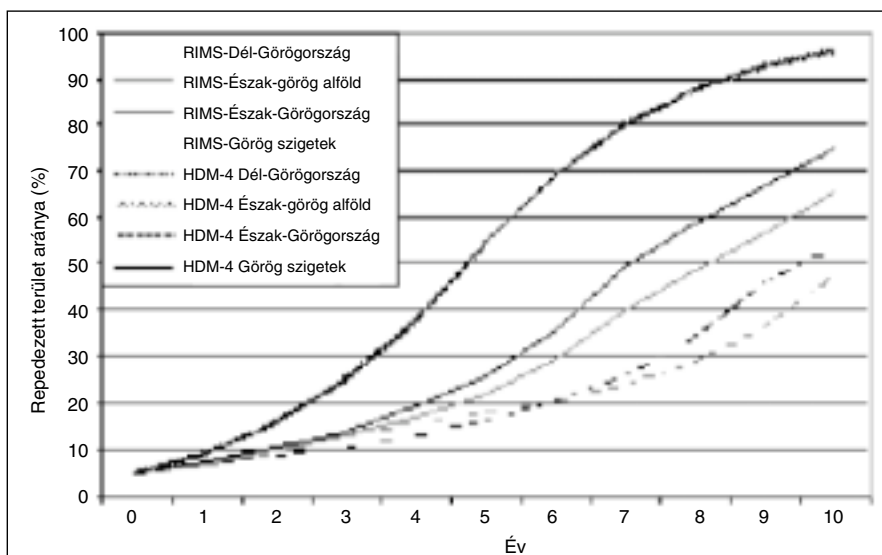
modell éghajlati jellemzőkre való érzékenysége között lényeges különbség látható.

A RIMS modelljeivel az ország északi részére jellemző alacsonyabb hőmérsékleten és magasabb át-

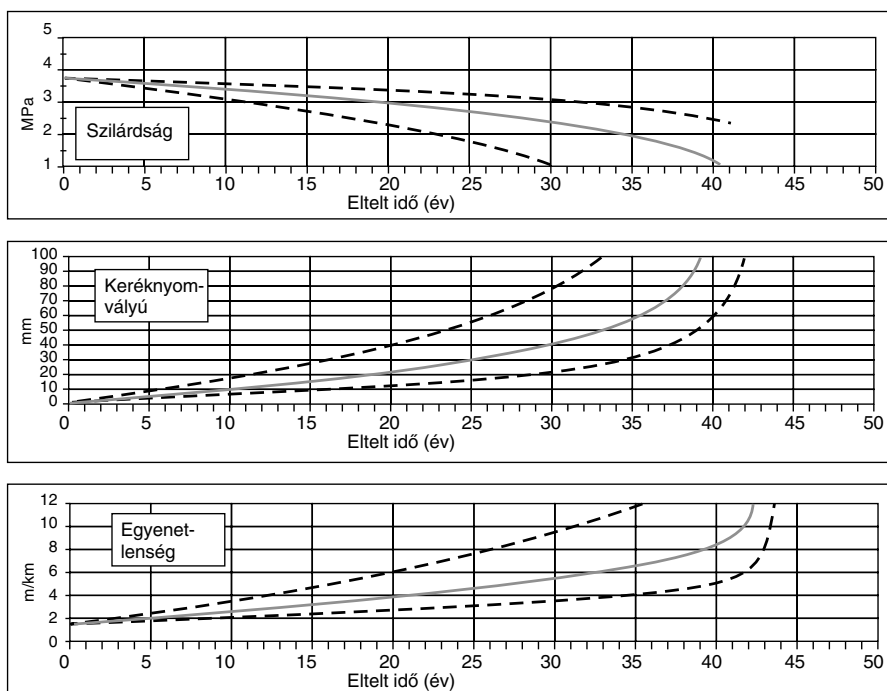
lagos havi csapadék mellett intenzív repedésképződést, illetve az enyhébb, naposabb éghajlati vidékeken közepes mértékű repedésképződést becsültek előre. Azt találták, hogy azok a rétegekbe behatoló víz

esetében várható elméleti viselkedéssel jó egyezést mutattak. Ugyanakkor a HDM-4-modell inkább „merev” viselkedést mutat, azaz a négy vizsgált körzetben/éghajlati zónában tapasztalt repedés alakulásában alig mutat ki különbséget. A forgalomban jelentkező változások tekintetében a két modell között hasonló jellegű eltérést tapasztaltak.

Fontos felhívni a figyelmet: az érzékenységi vizsgálatok eredménye nem utal egyértelműen arra, hogy a modell „működik”-e vagy sem. Arra azonban igen, hogy a modell mennyire képes pontos előrejelzésre, ha csupán egy vagy néhány kalibrációs eredmény áll rendelkezésre. Az adaptálást a helyi viszo-



12. ábra: A HDM-4 és a RIMS repedési modelljeinek érzékenységvizsgálata különböző változatokra



13. ábra: Az NSP, a nyomvályómélység és az egyenetlenség modell várható viselkedése különböző kalibrációs tényezők esetében [Roberts et al., 2003]

nyokhoz lehetővé tevő kalibrációs tényezők értéke ritkán haladja meg a 2-t, ahogyan a 13. ábrán, egyes választott állapotparaméterek esetében a szaggatott vonalak mutatják a várható viselkedést, a folytonos vonal pedig a 2-es kalibrációs tényezőnek felel meg. Ha valamely kalibrációs tényező az ábrán látható tartománynál nagyobb, akkor hatása az eredetileg modellezett változásnál nagyobb lehet, és így a kifejlesztett összefüggés érvényét vesztheti.

Mindenesetre a kalibrációs tényezők kialakítása nagymértékben függ az állapot- és a forgalmi adatok pontosságától. Az eleve érzékeny modellek a kalibráláshoz kevesebb adatot igényelnek, ugyanakkor a pályaszerkezet/forgalom/éghajlat variációkra pontos előrejelzést tesznek lehetővé. A kevésbé érzékeny modellel a különböző állapotokra egyenként kell kalibrálni, így több adat kell a kalibrációhoz, ami hosszú, fárasztó és nagyon költséges folyamat. Az előbbieknél van egy fontos gyakorlati következménye is, mivel a PMS-ek kalibrálásához és működtetéséhez szükséges adatok kritikus tényezővé válnak, nem utolsósorban az Európában és az Egyesült Államokban egyre gyakoribb koncessziós szerződések következtében. Az idő nagyon szorítja a feleket, így a közúti szervezeteknek a rendelkezésre álló adatokkal kell gazdálkodniuk, ezekből állítva elő elfogadható eredményeket. Ez még inkább igaz a vállalkozók esetében, akik vagy már most is fenntartási szerződéseket kötnek, vagy pedig arra várnak, hogy Európa növekvő piacán nagyobb szerephez jussanak [Liviú, 2004].

a HDM-4 és a RIMS repedési modelljeinek előrebecsléseit egy könnyű-közepes forgalmú autópálya-szakaszon regisztrált repedések idősorával hasonlították össze.

Egyik modellnél sem alkalmazunk kalibrációs tényezőt, hogy feltárhassuk a modellek „valósággal” való kapcsolatát, és megbízható következtetéseket vonhassunk le.

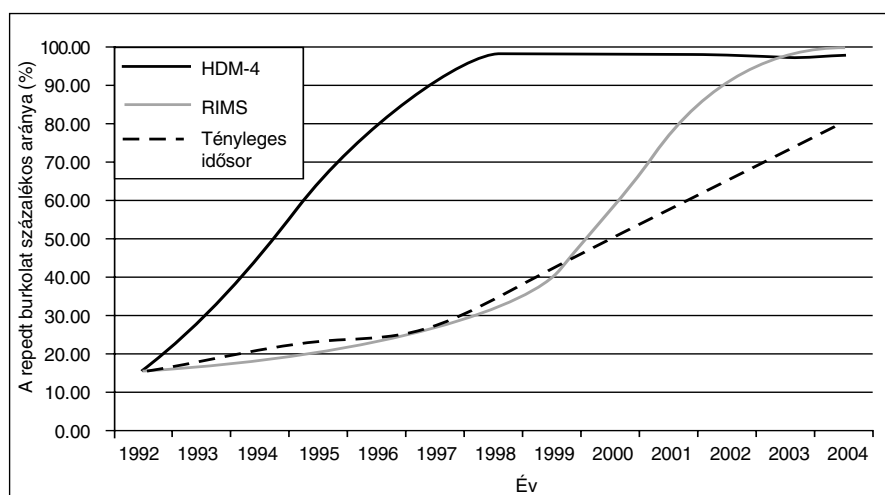
Valamely modellezési rendszer akkor megfelelő, ha bármilyen pályaszerkezet, éghajlat, forgalom, kivitelezési minőség, fenntartási munka mennyiség/minőség stb. kombinációra kalibrációs tényező alkalmazása nélkül képes megbízható előrebecslésre. A sikeres modellezésnek tehát képesnek kell lennie a különböző helyeken jelentkező paraméter-kombinációk követésére.

Az összehasonlítás eredményei alapján nyilvánvaló a repedési modellek előrejelzései közötti alapvető

Nagy mennyiségű adatot a jövőben általában csak hosszú távú stratégia kialakításához gyűjtenek, jelenleg ezt a luxust csak kevesen engedhetik meg maguknak. Ideális esetben a korlátozottan rendelkezésre álló adatok lehető leghatékonyabb hasznosítása és a jövőbeli adatgyűjtés hosszú távú stratégiája egymást kiegészítve jelentkezik, de a pillanatnyi bevételek által motivált vállalkozók körében sokkal inkább a rövid távú szemlélet válik uralkodóvá. Ennek következtében azok a rendszerek igazán sikeresek a piacon, amelyek a lehető legkevesebb adattal azonnal használhatókká válnak.

## 7. A repedési előrejelzések összehasonlítása a tényleges idősorokkal

A 14. ábra mutatja be annak a vizsgálatnak az eredményét, amelyben



14. ábra: A HDM-4 és a RIMS-modellek repedési előrebecsléseinek összehasonlítása a tényleges értékekkel

különbség. A HDM-4-modell a szóban forgó útszakaszon gyors romlást jósol, ugyanakkor a RIMS-modell a kis forgalmú úthoz reálisabb viselkedést becsül előre, amennyiben eleinte lassú romlással számol, és csak későbbre irányozza elő a repedések megjelenésének a gyorsulását, amikor a pályaszerkezet már kihasználta teherbírási kapacitását. A „történeti” idősr jelentős mértékben ez utóbbi modellt igazolja, mivel az első hét évben a két adatsor nagyon közel van egymáshoz, csak utána válnak el lényeges mértékben.

Az elemzés eredménye azt az elméletet támasztja alá, miszerint a HDM-4 talán alkalmasabb nagy forgalmú burkolatokhoz [Loizos et al., 2002; Loizos et al., 2005], és ennek következtében a tervezettől eltérő viszonyokhoz nagy valószínűséggel más kalibrációs tényezőkre van szükség.

## 8. Következtetések

Megállapítható, hogy a RIMS-projekt eddigi fejlesztési munkái során valóság-hű, konzisztens és érzékeny modellek sorát sikerült létrehozni, amelyeknek kismértékű módosítása és gyakorlati célú kalibrálása jelenleg folyik Görögországban. A modellek egész Európában alkalmazhatók lehetnek, mivel az éghajlati és építőanyag-variánsok széles körét képesek figyelembe venni.

Ami az összehasonlító érzékenységi és előzetes validálási elemzések eredményeit illeti, felmerült a hálózatok, az országok, sőt a világrészek közötti kompatibilitás ellenőrzésének a kérdése is [Zimmerman et al., 2000]. Egyértelmű, hogy az egyes PMS-ek szélesebb körű alkalmazása, valamint különféle rendszerek átvétele közúti igazgatóságoktól és vállalkozóktól segíteni fogja ezeknek a rendszereknek a kutatását és továbbfejlesztését, sőt – aktív együttműködéssel, illetve az adatok, a technológiák, a tapasztalatok és a gondolatok cseréjével – új rendszerek kifejlesztése is indokolt lehet. Mindezeknek feltétele azonban a rendszerek és a felhasznált adatok kompatibilitása. A „harmonizálás”-nak nevezett tevékenység sohasem volt olyan időszerű, mint manapság; valamely PMS kiválasztási folyamatában jelentkező nehézségek csak még jobban aláhúzzák az előbbi állítás igazságát. Kétségtelenül nagyobb erőfeszítésekre van ezen a téren szükség; a rendszereket és a modelleket inputjaik és outputjaik tekintetében egységesebbé kell tenni, emellett olyan tényezők osztályozásában is előrelépésre van szükség, mint a különböző földrajzi viszonyok közötti alkalmazhatóság és az előrebecslési képesség.

A különböző adattípusokat és modelleket hasznosító PMS-ek (útburkolat-gazdálkodási rendszerek) fejlesztői és alkalmazói tehát komoly kihívással szembesülnek, amelynek – saját érdekükben – meg kell felelniük.

## Irodalom

ASTM (2005). Standard Test Method for Determining the Thickness of Bound Pavement Layers Using Short-Pulse Radar. D4748-98 Annual Book of ASTM

Standards. West Conshohocken, PA: American Society for Testing and Materials

Bakó, A., Gáspár, L. (2000) “PMS Models in Hungary”, Proceedings from the 1st European Pavement Management Systems Conference, Budapest, Hungary, p.1–8.

Commission of European Community (2004) “Proposal for Regulation on general rules for the Granting of Community financial aid in the field of trans-European transport networks”, EU, Brussels

Gáspár, L. (2004) “Pavement Condition Before and After Rehabilitation”, The International Journal of Pavement Engineering & Asphalt Technology, Volume 4, Issue 1

ISOHDM (2000a) “HDM-4 Highway Development and Management Model Software and Documentation”, International Study of Highway Development and Management, PIARC

ISOHDM (2000b) “A Guide to Calibration and Adaptation”, Highway Development and Management, Volume 5, International Study of Highway Development and Management, PIARC, Paris

ISOHDM (2000c) “HDM-4 Analytical Framework and Model Descriptions, Highway Development and Management, Volume 4, International Study of Highway Development and Management

Jameson, G. W. (2001) “Use of Deflection Bowl Curvature as Trigger for Overlays”, Technical Communication regarding development works for the Austroads Overlay Design Guide

Frank B. Holt, Wade L. Gramling, Editors (1992) “Pavement Management Implementation”, ASTM, STP 1121.

Keralli, H. G., McMullen, D., Odoki, J. B. (2001) “HDM-4 User Manual Volumes I, II, III, IV, V”, International Study of Highway Development and Management, PIARC

Kulkarni, R. B., Miller, R. W. (2003) “Pavement Management Systems: Past, Present and Future”, Transportation Research Record 1853, Transportation Research Board

Liviu, G. (2004) “Roads in Romania: Tradition and Continuity”, Proceedings from the 1st European Road Congress, Lisbon, Portugal, November

Loizos, A., Papanikolaou, L. (2005) “Preliminary Evaluation of Pavement Deterioration Models for Pavement Management Systems”, Technika Chronika TEE, B' 2005, Athens, Greece

Loizos, A., Roberts, J., Crank, S. (2002) “Asphalt Pavement Deterioration Models for Mild Climatic Conditions”, Proceedings from the 9th International Conference on Asphalt Pavements ISAP, Copenhagen, Denmark, p. 3341–7.

Moulthrop, J.S., Smith, R.E. (2000) “State of the Art and State of Practice in Pavement Maintenance”, 79th TRB Annual Meeting, CD Compendium, Transportation Research Board, Washington D.C.

National Audit Office [2003] PFI: construction performance, Report by the Controller and Auditor General, HC 371, Parliamentary Session 2002–3.



PARIS (1999) "Performance Analysis of Road Infrastructure", Transport RTD Programme, 4<sup>th</sup> Framework Programme, Brussels

Roberts, J., Loizos, A. (2003) "The Development and Pilot Implementation of Road Infrastructure Management System for Greece", Proceedings from the 6<sup>th</sup> InternationalARRB Conference on Managing Pavements, Brisbane, Australia, p. 1–20.

Roberts, J., Roper, R., Loizos, A. (2004) "A New Engine for the Implementation of HDM Technology for

Road Infrastructure Analysis", Proceedings from the 6<sup>th</sup> International TRB Conference on Pavement Management Systems, Brisbane, p. 1–19.

Ulidtz, P. (2001) "Performance Economic Rating System (PERS) manual", Technical University of Copenhagen.

Zimmerman, K. A., Botelho, F., Clark, D. (2000) "Taking Pavement Management into the next Millennium", 79<sup>th</sup> TRB Annual Meeting, CD Compendium, Transportation Research Board, Washington D.C.

## Summary

### **Dr. Andreas Loizos: Road Infrastructure Management System – RIMS: an enhanced approach towards a global Pavement Management System**

The paper presents the development of a Pavement Management System (PMS), a product of Greek-Australian co-operation. A description of the RIMS system and its capabilities are presented and their differences with the HDM-4 models on which they are based. Then it proceeds to the presentation of various comparative sensitivity and preliminary validation analyses. The results highlight the differences in the main outputs, the issue of applicability and the need for harmonization of the PMSs/models.

## Nemzetközi szemle

### **A közútépítés mítoszainak eloszlata**

*Dispelling Highway Construction Myths*

*Peter A. Kopac*

*Public Roads Vol. 68, No. 6, May/June 2005.*

*(<http://www.tfhrc.gov/pubrds/05may/08.htm>)*

A közhiedelemben élő mítoszok gyakran olyan féligazságok, melyeknek elfogadása hátráltatja a technikai fejlődést és a hatékony minőségbiztosítást. A közútépítésben számos ilyen mítosz létezik, melyek eloszlatahoz kíván hozzájárulni a cikk.

- „A késztermék vizsgálata már nem javíthatja a minőséget” – a valóságban a megrendelői és állami minőségvizsgálat sokat segíthet a megfelelő kivitelezési minőség elérésében.
- „A végcél a termék jó teljesítőképessége” – a valódi cél a minimális életciklus költség elérése, mely az úthasználók és az üzleti adminisztráció igényeit egyaránt figyelembe veszi.
- „A műszaki szabályozás fejlődésével a minőség folyamatosan javul” – a szabályozást a mérnöki tudomány mellett gyakran a politikai, gazdasági és társadalmi igények is befolyásolják, ami nem vezet feltétlenül a minőség javulásához.

- „A minőségbiztosítási előírások jobb minőséget eredményeznek, mint a technológiai előírások” – ez egy lehetőség, amellyel a gyakorlatban élni kell, nem működik automatikusan.
- „A határértéken belüli arány a minőség ideális mérőszáma” – ez a mérőszám nem áll erős kölcsönhatásban a minőséggel, számos különböző minőségi eloszlás eredményez azonos mérőszámot.
- „A díjcsökkentés alkalmazása ösztönzi a minőség elérését” – ez nem minden esetben igaz, mert a díjak változtatásának nagyságrendje sokszor nem elegendő a valódi ösztönzéshez.
- „Megfelelő garanciavállalás esetén a megrendelőnek nem kell vizsgálni az anyagok és a késztermék minőségét” – ez egyszerűen nem igaz, az új típusú szerződések esetén fokozottan szükséges a minőség és a teljesítőképesség kapcsolatának meghatározása.
- „A megrendelő és a vállalkozó kockázatát ki kell egyenlíteni” – az optimális megoldásnál differenciáltan kell figyelembe venni a kockázatok típusát, mértékét és következményét.

Előremutató közös gondolkodással az ismertetett és hasonló mítoszok csapdái könnyen elkerülhetők.

G. A.

# A tésztahidak geometriai pontatlanságából származó veszteségek elemzése<sup>1</sup>

Vida Balázs<sup>2</sup>

## Bevezetés

A tervezési gyakorlatban sok esetben – a biztonsági tényező alkalmazása miatt – elhanyagolható a terhelés következtében létrejövő elmozdulások, alakváltozások hatása. Ritkán fordul elő, hogy a szerkezetben az anyag optimális kihasználtságának elérése, az egyenlethebírás megközelítése a cél. Ekkor az alakváltozások erőjátékot módosító hatása már nem hagyható figyelmen kívül, hiszen jelentős többlet-igénybevétel kelthet a legkisebb eltérés az optimális alaktól, amely lényegesen csökkenti a teljes szerkezet teherviselő képességét. A mérnöki tervezés egyik ilyen ritka, speciális ismereteket igénylő, de kétségkívül szórakoztató területe – a tésztahídépítés. A továbbiakban a Széchenyi István Egyetemen rendezett versenyen I. díjat nyert hídszerkezeten keresztül mutatom be az alakhibákat, a gyártási pontatlanságok hatását, valamint azt, hogy a pontos geometria révén hogyan lehet az anyagban rejlő maximális lehetőségeket kihasználni.

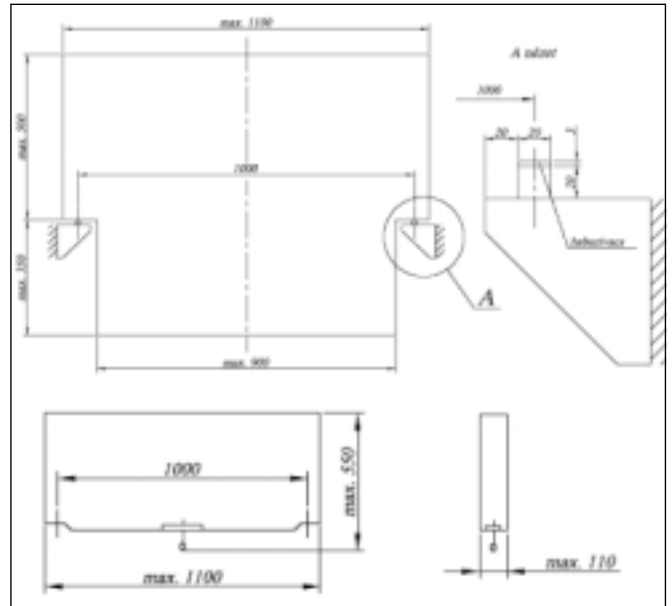
A spagettihíd-építés nem újkeletű találmány, a kanadai Okanagan College lassan negyedszázada hirdette meg első bajnokságát, melyet azóta is minden tavasszal megrendeznek. A győri egyetemen megrendezett verseny mind céljaiban, mind szabályaiban megfelelt a kanadai versenykiírásnak.

A verseny célja egy 1 méter támaszközű, minél nagyobb terhelést elbíró szerkezet megépítése. Fontos tény, hogy a megépített hidat egyetlen ponton terhelik folyamatosan növekvő erővel, statikusan, dinamikus hatásoktól mentesen.

A jelenleg életben lévő szabályok szerint a híd befoglaló méretei 1000 mm fesztáv, 550 mm maximális magasság és 100 mm szélességben korlátozottak, a híd össztömege legfeljebb 1000 g lehet, ebbe beletartozik a tészta, a ragasztó, a terhelő elem és a szemes csavar tömege is. Szabályozott a felhasználható ragasztóanyag mennyisége is, a ragasztott felület a teljes híd felületének legfeljebb 20%-a lehet, és csak csomópontokban szabad rögzíteni. A hivatalosan nyilvántartott világrekordot Köves András (Budapesti Műszaki Főiskola Bánki Donát Gépészmérnöki Kar) állította fel tavaly 257,33 kg teherbírású hídjával.

Bár még csak néhány éve szervezte meg az első magyarországi versenyt az *Ybl Miklós Műszaki Főiskola*, majd pár év tapasztalatszerzés után a *Budapesti Műszaki Főiskola Bánki Donát Gépészmérnöki és a Nyíregyházi Főiskola Műszaki és Mezőgazdasági Kara* is meghirdette a maga versenyét.

Az első országos Tésztahíd-építő versenyt a Bánki Donát Műszaki Főiskola rendezte 2005. május 20-án „RECCS 2005” Kárpát-medencei tésztahíd-építő verseny címmel, melyen már a Széchenyi István Egyetem is képviseltette magát három csapattal. A versenykiírás műszaki paramétereit az 1. ábra mutatja be.



1. ábra: A magyarországi versenykiírás (Forrás: BMF Bánki Donát Gépészmérnöki kar)

## Szerkezetválasztás

A szerkezet kialakításának megválasztása az egyik legfontosabb lépés. A kialakítás nemcsak az erőjátékot határozza meg, hanem az esztétikai élményt is, ami hozzá tartozik a legtöbb mérnöki alkotáshoz. A tésztahíd-építések során próbáltam különféle formákat, melyek több-kevesebb sikerrel viselték a terhelést, de rövid időn belül be kellett látnom, hogy csak egyetlen szerkezet rendelkezik elegendő tartalékkal.

### A kialakítást befolyásoló tényezők

– A terhelés helye és fajtája

A terhelés egy előre meghatározott méretű (100 x 50 x 10 mm-es rétegelt lemez) terhelőelemen keresztül hat, amelyben egy szemes csavart helyezünk el. Tehát a szerkezetet úgy kell kiképezni, hogy képes legyen egy helyre koncentrált erő felvételére. A terhelő erő folyamatosan nő a szerkezet tönkremenetelig.

– A támaszokban keletkező erők

A terhelő szerkezet vízszintes irányú erők felvételére nem képes, ezért úgy kell kialakítani a hidat, hogy a támaszokban csak függőleges irányú erők ébredjenek, illetve a vízszintes irányú támaszerőket a támasz és a terhelő szerkezet közötti súrlódás fel tudja venni.

<sup>1</sup> A hazai és a világversenyen sikerrel szereplő híd – a TDK-dolgozat szerkesztett formája

<sup>2</sup> Ötödéves építőmérnök hallgató, Széchenyi István Egyetem, Győr, e-mail: [vida.balazs@freemail.hu](mailto:vida.balazs@freemail.hu)

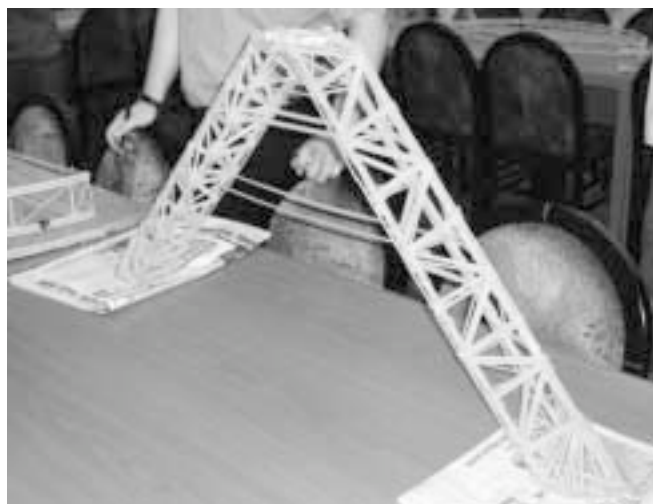
- Központosan húzott és nyomott rudak, a külpontos erők (nyomaték) elkerülése  
A rudakban ébredő húzó- vagy nyomóerők a keresztmetszet középpontjában keletkezzenek, megelőzve ezzel a külpontoságból adódó nyomatékot, ami az elem korai tönkremenetelét okozhatja. A szerkezeten fellépő nyomatékok okozta tönkremeneteleket a továbbiakban még részletesen tárgyalom.
- A szimmetria szerepe a szerkezetben  
A tésztahidak többnyire két, egymással párhuzamos síkbeli tartóból épülnek fel, melyeket rácsoszat merevít. Amennyiben a két tartó rácsoszata nem fedi egymást, a szerkezet terhelés alatt térben elcsavarodhat. A csavarodást a két oldal aszimmetrikus viselkedése okozza. Előfordul, hogy a szerkezet egyik oldalára tolódik a terhelés, szélsőséges esetben a csavarodás olyan méretű is lehet, hogy a szerkezet lefordul a terhelő berendezésről.
- Nyírt keresztmetszetek  
A tészta mint építőanyag, nyírásra nagyon hamar tönkremegy, ezért a szerkezetet nyírt keresztmetszet nélkül kell megépíteni.
- A nyomott rúdelemek kihajlásának csökkentése  
A nyomott rúdelemek hosszát az alkalmazható legkisebb méretűre kell rövidíteni, ezzel megelőzve az elemek kihajlását, melyet az anyag kezdeti görbessége is előidézhethet. A rúdelemek méretét befolyásolja a ragasztás módja is, mivel pontatlan ragasztással könnyen 20% feletti ragasztott felület adódhat a végleges szerkezeten.

### A végleges szerkezet kiválasztása

A tényleges szerkezetek 1:1 arányú modellezésére, terhelés alatti tényleges viselkedésük elemzésére ritkán adódik lehetőség, mivel egy szerkezet kivitelezése hosszadalmas. Ezért egyszerűbb számítógépes modellezéssel vizsgálni a különféle geometriájú, szerkezeti kialakítású tartókat. Először már megépült hidak szerkezetét elemeztem. A modellezéshez végelem-eljárás alapján számító programot (*AxisVM*) használtam, a modellezés során a legfontosabb pontok – mint a támaszerők, a rúdelemek, az ébredő igénybevételek, az elmozdulások és a kihajlások – elég nagy pontossággal meghatározhatók voltak. A vizsgálatokat háromszög alakú és íves hidak vizsgálatával kezdtem.

### Háromszög alakú hidak (két 45°-ban összefordított tartó, alsó vagy felső vonórudakkal összekötve)

A 2. ábrán bemutatott hídon két nagy inerciájú tartó fordul szembe, és bár a tartók nagy terhelést bírnának, az ébredő támaszerőket nem képes felvenni a négy kis keresztmetszetű vonórúd. A kialakítás további hibája a vonórúd elhelyezése és a támaszok kialakítása, mely indokolatlanul nagy területű, nem koncentrálódik egy vonalmenti támaszra. Megállapítható, hogy 1 kN terhelés esetén 496,57 N vízszintes irányú erő ébred a támaszban, amit vonórúddal esetleg fel lehet venni a két támasz felett, de nagy húzott elemkeresztmetszet szükséges.

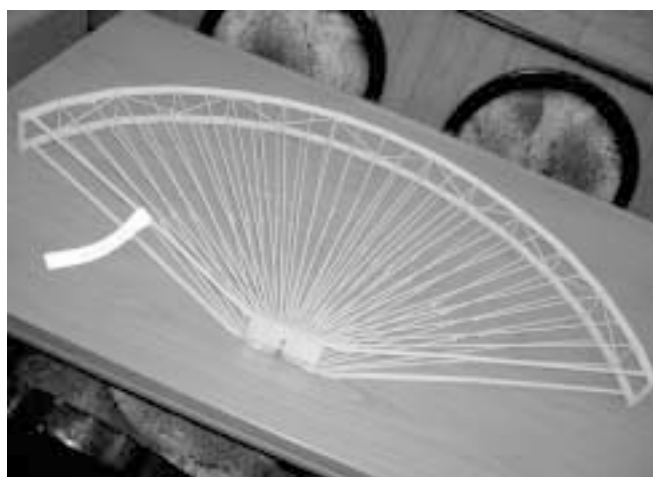


2. ábra: Két 45°-ban összefordított tartó vonórudakkal összekötve  
(Forrás: „RECCS 2005” Tésztahid-építő verseny)

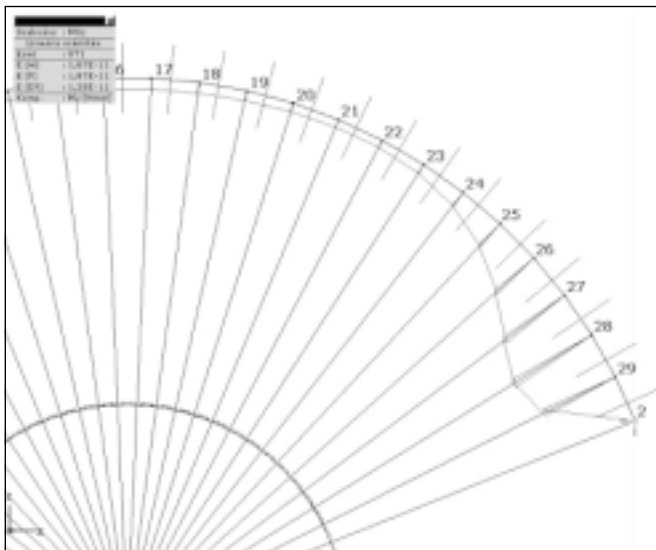
A másik elrendezésű háromszög hídon a ferde tartók a támaszok síkja alatt alkotnak háromszöget. A támasznál a gerendán megjelenő nyíróerő és nyomaték azonnali kárt okoz a szerkezetben, teherviselését elveszti. A nyomott rúdelemekben jelentős kihajlás léphet fel a nagy rúdhosszak és a merevítések hiánya miatt, ami szintén gyors tönkremenetelhez vezethet. A szerkezetben 1 kN terhelés hatására a gerendában ébredő nyomaték a támasznál eléri a 25 Nm-t. Ezt a terhet tésztaból épített keresztmetszettel nem lehet felvenni a kiírt 1000 grammos tömeg tartásával. A szerkezeten minden rúdban ébrednek kihajlást okozó nyomatékok.

### Ívhidak (nem teljes félkörív, süllyesztett terhelési ponttal – 3. ábra)

A vizsgált hídon az elemzés során a nyomott ívben ébredő jelentős nyomatékot és a támaszokon keletkező nagymértékű vízszintes erőket mutatott a számítás. A támaszközépen fellépő nyomatékok már kismértékű terhelés hatására is relatív nagy értékeket vettek fel. A támaszokon keletkező vízszintes irányú erőket egy, a támaszok között kialakított vonórúd segítségével fel lehetne venni, ami egyben csökkentené az övre jutó igénybevételeket is.



3. ábra: Ív alakú, nem teljes félkörív, süllyesztett terhelési ponttal  
(Forrás: „RECCS 2005” Tésztahid-építő verseny)



4. ábra: Nyomatékok

A hídban 1 kN terhelés esetén ébredő nyomatékokat (Nmm) a 4. ábra mutatja be.

A megépült változatok kutatása, számos elemzés és vizsgálat igazolta, hogy a versenykiírásnak megfelelő legnagyobb teherbírású szerkezet a küllőzött félkörív! A félkörívhidak előnyös tulajdonságait saját szerkezetem elemzésével ismertetem.

### Az anyagjellemzők meghatározása

A szakirodalomból gyűjtött adatok az anyag határfezsültségét és rugalmassági modulusát hajlítási törőkísérlettel állapították meg.

A törőkísérlet során az itt részletezett geometriai adatokkal rendelkező, középen koncentrált erővel terhelt kéttámaszú tartómodelleket vizsgáltuk:

Tömör spagetti szál:

$$\Phi = 1,8 \text{ mm átmérő}$$

Csőkeresztmetszetű makaróni:

$$\Phi = 3,2 \text{ mm külső és } \Phi = 1,3 \text{ mm belső átmérő}$$

Csőkeresztmetszetű makaróni:

$$\Phi = 3,0 \text{ mm külső és } \Phi = 1,0 \text{ mm belső átmérő}$$

A hajlításból kapott húzószilárdság törési határértéke 40 kísérlet alapján átlagosan:

$$\sigma_H = 18,0 \text{ N/mm}^2$$

A rugalmassági modulus átlagértéke a törési állapot közelében (40 mérés alapján).

$$E = 2000 \text{ N/mm}^2$$

A nyomott rudak törési határerejét az  $F_H = \varphi A \sigma_H$  képlettel javasoljuk számítani, ahol  $\varphi$  egy segédletből  $\lambda$  függvényében kivehető a 37-es szilárdsági csoportba tartozó acélszilárdság csökkentő tényezőinek oszlopából.  $\lambda$  a szokásos módon a  $\lambda = l_o / i$  képlettel számítható, ahol  $l_o$  a rácsrúd kihajlási hossza és  $i$  az inerciasugár.

Forrás: Ybl Miklós Műszaki Főiskola:

<http://mechanics.yymf.hu/spagetti/02vers.htm>

A számításaim során alkalmazott anyagjellemzőket ellenőriztem,

$s_{Hh} = 18,0 \text{ N/mm}^2$  – a vizsgálatok után megfelelőnek találtam a húzó határfezsültség felvett értékét.

$E = 2000 \text{ N/mm}^2$  – a vizsgálatok utáni verifikált értéket  $E = 2250 \text{ N/mm}^2$ -re módosítottam.

A módosításhoz a kiértékelendő adatokat a Széchenyi István Egyetem Hídlaborjában végzett próbaterhelések és a próbaterheléseket követő versenyterhelés alkalmával gyűjtöttem be. A jegyzőkönyvekben szereplő elmozdulásértékeket és a hozzájuk tartozó terhelő erőket visszahelyettesítve a modellbe megkaptam az anyag valós rugalmassági modulusát.

### A végleges szerkezet geometriai adatai és számítógépes modellje

A választásom a modellek között sok keresgélés, tanulmányozás és építés közben szerzett tapasztalat után a küllőzött félkörív hídra esett. A félkörív 0,5 m-es sugarával teljes mértékben kihasználja a kiírásban szereplő befoglaló méreteket. Az ív kialakítása is egyszerűsödik sablon alkalmazásával, ami egyben gyorsítja az építést és csökkenti annak esélyét, hogy a két egymással párhuzamosan futó tartó nem fedi egymást.

#### A híd alakja

A tartó két 0,5 m-es félkörívből áll. Ezek érintője merőleges a támaszpontban, vagyis a szerkezetből függőleges terhelés érkezik a támaszokra. A szerkezet terhelési pontja a támaszokat összekötő egyenes felezőpontjában helyezkedik el, és ide koncentrálnak a terhet közvetítő küllők is. A tartó küllőzését egyenletes kiosztással terveztem a szerkezeten, az egyenletes kiosztást a számítógépes modellezéssel igazolom a továbbiakban. A küllőelemeket oldalanként három sorban építettem be az ívelemek közepén és szélein, így is mellőzve az elem tengely irányú nyomatékok lehetőségét.

A szerkezet két félkörívét rácsozással rögzítettem egymáshoz, hogy biztosítsam köztük az együttdolgozást.

#### A választott szerkezet vége-selemes modellje

A szerkezetem megfelelő kialakításához és modellezéséhez az AxisVM komplex vége-selemes programcsomagot használtam. A program síkbeli és térbeli szerkezetek statikai és dinamikai vizsgálatára alkalmas, lineáris és nemlineáris számítási eljárásokkal. A programmal a szerkezet határteherbírását, tönkremenetelét nem lehet megállapítani, de a fellépő feszültségekből lehet következtetni a határteherbírásra. A téstahíd modelljét egy síkbeli szerkezetre egyszerűsítettem, mivel a tartó két egymással párhuzamos ívből áll, és bennük csak síkbeli erők ébrednek, a térbeli erők elhanyagolhatóak. A szerkezeten a továbbiakban bemutatott igénybevételek, elmozdulások és támaszerők 1 kN terhelés alatt ébrednek.

#### Keresztmetszeti kialakítások és adataik

Az ívelemek keresztmetszetét a 5. ábra mutatja be, adatai a következők:

$$h = 6 \text{ mm}$$

$$b = 20 \text{ mm}$$

$$A_x = 82,94 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 112,8 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 369,3 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 1959,9 \text{ mm}^4$$



Az ívhíd küllőiben ébredő rúderők 1 kN terhelés hatására

$N_x$ rúderő [N]	A küllő száma	A rúd száma
19,74	91	47
34,35	90	48
37,33	89	49
36,42	88	50
35,36	87	51
34,89	86	52
34,94	85	53
34,98	84	54
34,99	83-53	53-83

A szerkezetet alkotó tézsza elemek lehetséges hibái:

- kezdeti görbeség,
- változó keresztmetszet,
- hosszanti repedés,
- keresztirányú repedés.

A nyomott elemek (ívelemek): a tönkremenetel egyik formája, a kihajlás okozta törés elkerülése érdekében az alkotó rúdelemek hosszát olyan méretűre csökkenttem, hogy az még pont megfelel a kiírásban korlátozó 20%-os ragasztási felületnek. A rúdelemek csomópontból csomópontra központosan közvetítik az erőket.

A húzott elemek (küllőelemek): a húzott elemek idő előtti tönkremenetelének két oka az illesztési pontatlanságból vagy a kezdeti görbeségből fakadhat. A pontos illesztés a kivitelezés egyik apró, de fontos lépése. A kezdeti görbeségből adódó korai tönkremenetelt az eredményezi, hogy a szálaban a görbeség és a csomópontokra nem merőleges elhelyezés külpontos erőket állít elő. A kis keresztmetszetű (2 mm) szál csekély inerciája révén nem képes a külpontos erő okozta nyomatékot felvenni, és ebből következően megszűnik az anyagfolytonosság, a szál elszakad.

A vizsgált alakhibák és az alakhibák előidézte tönkremenetek

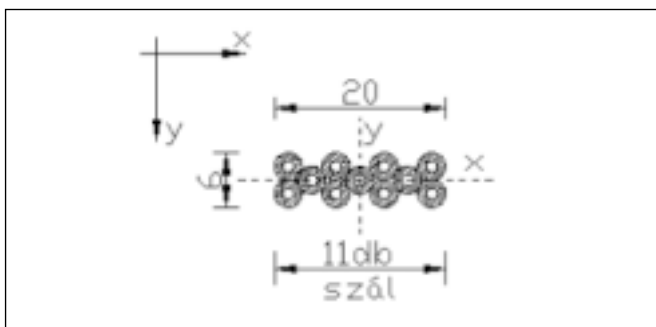
- Féloldali torzulás
- A terhelő csomópont elhelyezési pontatlansága
- Lapított, parabola közeli ív

Féloldali torzulás

A versenyre épített ív egyik oldalának kialakítása nem sikerült tökéletesre, az 500 mm-es ívsugár lecsökkent 494 mm-re. Emiatt az ívben kialakult egy „belapult” szakasz. A belapult szakasz végpontjain keletkező ívtörések következtében azokban a csomópontokban nagyobb  $N_x$  erők keletkeznek a küllőkben, és ez korábbi tönkremenetelt okozott.

A terhelő csomópont elhelyezési pontatlansága

A terhelő elem támaszok közti vízszintes elhelyezési pontatlansága akár 5 mm-es eltérés esetén nagymértékű nyomatékokat idéz elő az íven a támaszpont feletti rúdelemekben. Az  $M_y$  nyomatékok keletkezésének oka, hogy a híd terhelőpontja és a terhelő szerkezet erőátadó pontja nem esik egy függőlegesre. A terhelő erő két komponensre, függőleges és vízszintes erőre bomlik. A vízszintes erő nagysága kis erők esetén nem befolyásoló, de a vizsgált 1 kN-os terhelésnél már számottevő hatás-



5. ábra: Az ívelemek keresztmetszeti kialakítása

A  $\Phi=2\text{ mm} \times 3\text{ db}$  küllőelemek elhelyezkedését a 6. ábra mutatja.

Központi terhelő csomópont:

A központi csomópontból külön közelítő modell készült, ahol a sugárirányban egyenletesen kiosztott küllőszálak egy pontban koncentráltak. Ez a közelítés nem okoz a számításban jelentős eltérést, viszont jelentősen csökkenti a modell bonyolultságát, definiálásának nehézségét. A központi csomópont y irányú elmozdulását megszüntettem.

Támaszok:

Az ívhíd kialakításából adódón csak függőleges támaszerők ébrednek. A modellezés során észlelt vízszintes irányú erők olyan csekélyek, hogy azt a szerkezet „lába” és a terhelő szerkezet közti súrlódás felémészti. A vízszintes támaszerőket figyelmen kívül hagyhatjuk e szerkezet esetén, és nincs szükség támaszok közti vonórúd alkalmazására, mint több előbbi típus esetében.

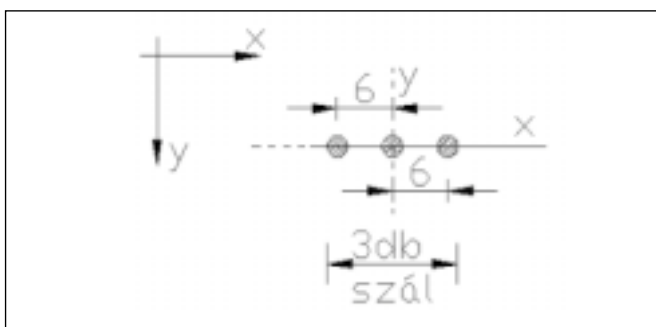
A támaszt az y tengely körül szabadon elfordulónak vettem fel, x irányú elmozdulást nem engedtem meg.

A küllők erőfelvétele:

A modellezett szerkezeten a küllőkben ébredő erők minden egymással szimmetrikus elem megegyező nagyságúak, és a tartó teljes hosszában megegyező nagyságúak azonos távolságú kiosztásnál. E tulajdonság eredményezi a szerkezet egyenlőterhelő képességét. 1 kN terhelés mellett a tartó küllőin ébredő rúderőket az 1. táblázat mutatja be.

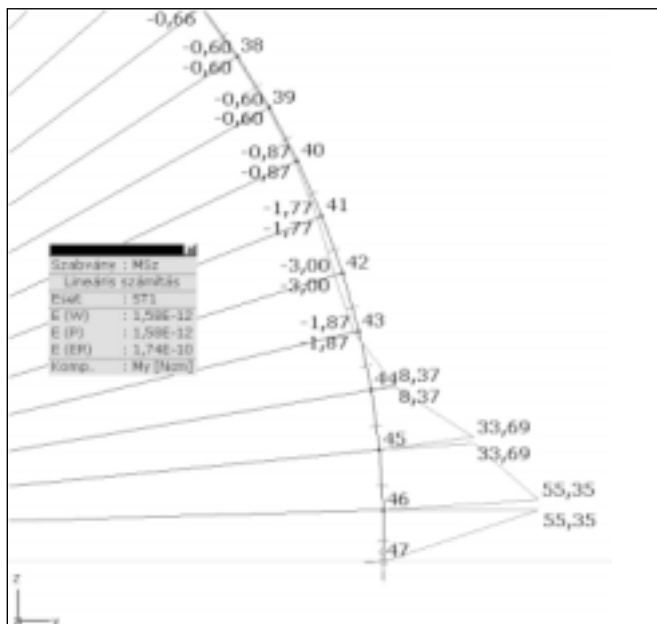
## Maximális teherbíráshoz a zavaró hatások minimalizálása

A legnagyobb teherbíráshoz eléréséhez elengedhetetlen volt a legnagyobb pontosságú elemek összeválogatása mind a nyomott, mind a húzott elemek között.



6. ábra: A küllők keresztmetszeti kialakítása





7. ábra: Pontatlanságból adódó nyomatékok

sal lép fel, az „A” támaszban 0,95 N, a „B” támaszban 18,45 N. Az 5 mm pontatlanságból származó nyomatékot a 7. ábra mutatja.

Lapított, parabola közeli ív

A lapított ív esetén jelentősen megváltozik a küllőkben ébredő erők nagysága, megszűnik az erők egyenletes eloszlása. Az 1 kN terhelés hatására kapott rúderőket a 2. táblázat tartalmazza.

A példa másik célja, hogy bemutassa, milyen támaszerők ébrednek, amennyiben az ív érintője a terhelőszerkezettel való érintkezési pontban nem függőleges. A táblázatban szereplő adatok jól illusztrálják, hogy a parabola formájú szerkezetben a függőlegeshez közeli küllőelemek majdnem kétszeres terhet viselnek. Ez a teherviselés az ív rúdelemein is kimutatható. A tartó korai tönkremeneteléhez vezet a túl nagy vízszintes támaszerő kialakulása és a küllőzésben kialakuló nagy erőkülönbség.

### A küllőzött félkörív „cipzárszerű” tönkremenetelének modellezése

A szerkezet tönkremenetele a húzott elemek (küllők) törésével kezdődik, ami a nyomott elemek (ív) törésé-

Az alakhibás tartó küllőin és rúdelemein ébredő erők 1 kN terhelés alatt

$N_x$ rúderő [N]	A küllő száma	A küllő helyzete
46,703	69	Függőleges
46,359	71	Közel függőleges
43,545	73	Közel függőleges
32,146	75	Közel függőleges
28,742	78	Közel 45°
29,742	80	Közel 45°
28,99	83	Közel vízszintes
<b>28,92</b>	<b>86</b>	Közel vízszintes
31,63	89	Közel vízszintes
16,62	91	Vízszintes

hez vezet. A folyamat során a törőterhet elérő küllő már nem vesz részt a teherviselésben, elhagyásával a megmaradó szerkezet merev, de nem nyomatékbírára tervezett ívelemein a nyomatékok megnőnek, ezáltal újabb elemei kerülnek törési állapotba.

A 3. táblázatszemlélteti, hogy a küllőkben fellépő erők hogyan futnak végig a szerkezeten, és vezetnek a tönkremenetelhez. A szerkezeten a dolgozni megszűnő küllők helyett az ív veszi fel azt az erőt, amit addig azok az elemek viseltek. Az ív nyomaték formájában veszi fel a terhelést, de kicsi inerciája miatt nem képes sokáig viselni és az ív törési állapotba kerül. A 3. táblázatban bemutatott 4 esetet, a fokozatosan eltörő küllők okozta nyomaték-átrendeződést a 8.–11. ábra szemlélteti.

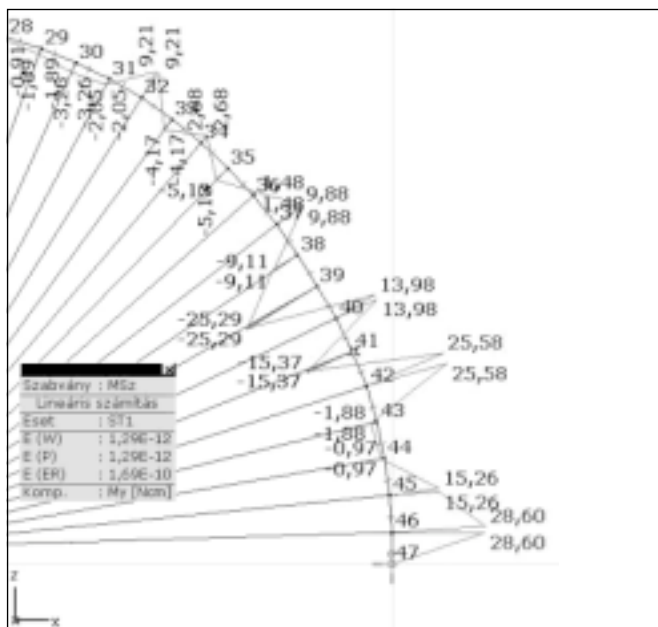
Mivel a pontos geometria lehetővé teszi, hogy a küllők egyenlő igénybevételt kapjanak, ezért optimális esetben a küllők egyszerre veszítik el teherbírássukat, a teljes híd robbanásszerűen megy tönkre.

### A hazai verseny és a kanadai világbajnokság tapasztalata

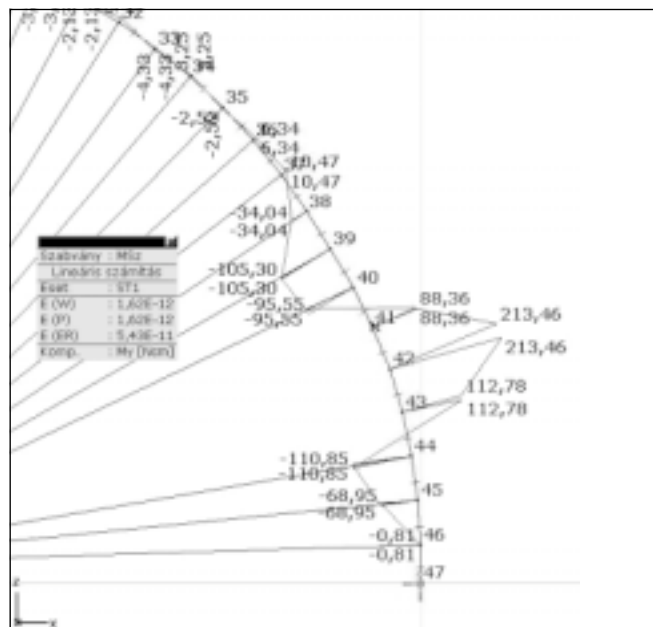
Az előzetes számítások és a modellezési folyamat megmutatta, hogy a geometriailag pontosan, hibátlan elemekből épített híd teherbírása képes túlszárnyalni a jelenlegi világrekordot. A 2005 novemberében megrendezett házi fordulóra épített híd teherbírása 325,5kg volt, de a törés előtti ellenőrző mérések 6mm pontatlanságot mutattak az íven. Ennek következtében, a

A küllő törésével járó nyomaték- és erőátrendeződés

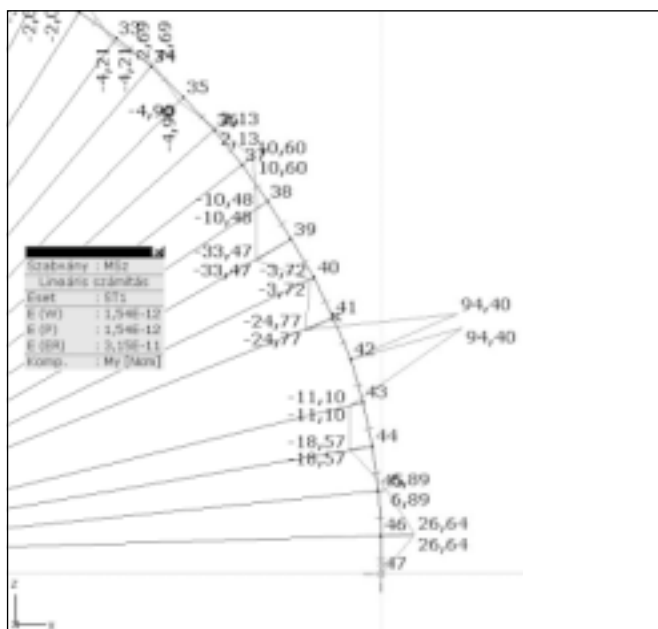
Küllőszám	1. eset		2. eset		3. eset		4. eset	
	$N_x$	$M_y$	$N_x$	$M_y$	$N_x$	$M_y$	$N_x$	$M_y$
37	24,98	-9,11	23,61	-10,48	16,42	-34,04	26,17	-180,02
38	23,58	-25,29	22,80	-33,47	30,96	-105,30	<b>153,25</b>	<b>-320,29</b>
39	31,30	13,98	36,40	-3,72	<b>100,83</b>	-95,55	-	45,75
40	37,18	-15,37	<b>57,15</b>	-24,77	-	88,36	-	235,33
41	<b>44,58</b>	25,58	-	94,40	-	213,46	-	365,69
42	43,10	-1,88	<b>62,99</b>	-11,10	-	112,78	-	268,62
43	39,56	-0,97	44,38	-18,57	<b>110,75</b>	-110,85	-	47,66
44	34,80	15,26	33,36	6,89	42,40	-68,95	<b>176,18</b>	<b>-296,11</b>
45	19,41	28,60	18,23	26,64	13,52	-0,81	37,60	-144,77



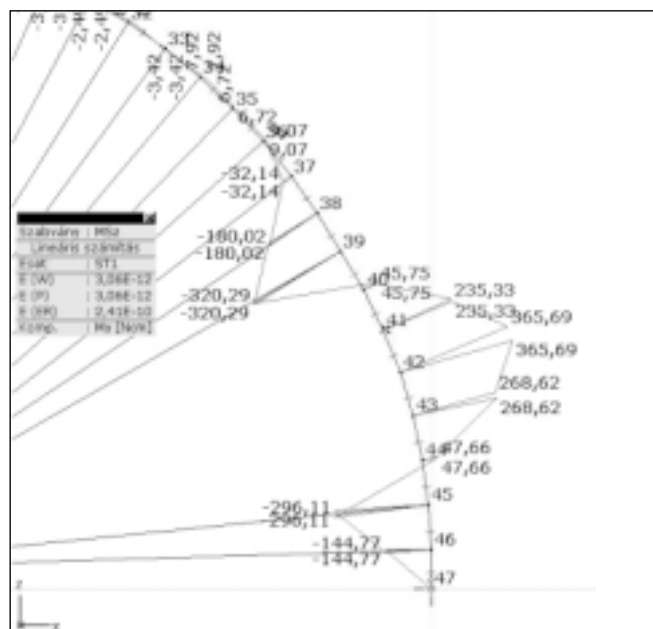
8. ábra: 1. eset – még minden küllő dolgozik



10. ábra: 3. eset – 3 db küllő már nem dolgozik



9. ábra: 2. eset – 1 db küllő már nem dolgozik



11. ábra: 4. eset – 5 db küllő már nem dolgozik



12. ábra: A verseny

kissé belapult ívszakaszban korábban következett be a tönkremenetel a fellépő külpontos erők hatására, így a híd tökéletes oldala egyben maradt.

A 2006. március 3-án megrendezett világversenyen (12. ábra) a hídra felszerelt szabványos terhelő elemet nem volt alkalmam előzetesen tesztelni, így a híd-szerkezethez rögzítése nem sikerült. A terhelőelem 101 kg terhelésnél levált a hídról. Ez a teljesítmény a második hely megszerzésére volt elég<sup>3</sup>, de egyben megerősítette az elhatározást, hogy jövőre még alaposabb felkészülés után ugyanezen a versenyen meg tudjam mutatni az épített híd tényleges, várhatóan 300 kg feletti teherbírását.

Ezúton is köszönöm a Széchenyi István Egyetem és Győr város, a Pont-terv Kft., az MSC Tervezőiroda, a Hídépítő Rt., az InterCad-Axis Kft. és a SZE-Hök támogatását.

<sup>1</sup> az első helyezetttről szóló cikk megtalálható: <http://www.nol.hu/cikk/400461/>

**Új fókuszban a közúti közlekedésbiztonság***New Focus for Highway Safety**A. George Ostensen**Public Roads Vol. 68, No. 5, March/April 2005.**(<http://www.tfhrc.gov/pubrds/05mar/01.htm>)*

A Szövetségi Útügyi Adminisztráció kezdeményezésére a közlekedésbiztonság teljesítmény elvű, eredmény orientált növelése kezdődött meg az USA-ban, melynek célja az évi 42 ezer közúti baleseti haláleset csökkentése. 2008-ra szeretnék elérni, hogy a fajlagos baleseti mutató a 2003-ban 100 millió megtett járműmértékre jutó 1,5 halálesetről 1,0-ra mérséklődjön. Az új stratégiai programban a korlátos erőforrásokat a legveszélyesebb helyekre irányítják. A 2002. évi baleseti adatok elemzésével kiválasztottak 16 tagállamot, ahol a baleseti mutatók az átlagnál rosszabbak. Ezek az államok kiegészítő szövetségi erőforrásokat kaphatnak a közlekedésbiztonság javítását célzó projekteikre. Az erőforrások között a pénz mellett szakemberkölszönzés és vezetői támogatás is szerepel. A felhasználás feltétele, hogy az adott tagállam rendelkezzen átfogó tervvel a közúti közlekedésbiztonság elősegítésére. Egyes baleset típusokra kiemelt figyelmet fordítanak, és külön meghatározzák az érintett tagállamok sorrendjét. Ilyen fontos baleset típus a csomóponti ütközés, a pályaelhagyás, a kétsávos külsőségi szakaszokon bekövetkező baleset, valamint a gyalogos elütés, melyek az USA más-más területén igényelnek beavatkozást. A gyalogos balesetek kezelésekor nemcsak tagállamokat, hanem nagyvárosokat is nevesítettek a programban. A Szövetségi Útügyi Adminisztráció műszaki megoldásokkal is segíti a balesetek számának csökkentését és azok hatásainak mérséklését. Az összes baleset jelentős részét kitevő pályaelhagyásos balesetek esetén az út szélét jelző különböző technológiájú rázó sávok adnak hatékony megoldást. A csomóponti és a gyalogos balesetek elkerülésére is számos javaslatot dolgoztak ki. A cikk konkrét példákat ismertet az egyes tagállamokban elért eredményekről és a jelenleg folyó projektekről.

**G. A.****New York város hídvagyonának védelme***Protecting New York City's Bridge Assets**Mo Sharif**Public Roads Vol. 68, No. 6, May/June 2005.**(<http://www.tfhrc.gov/pubrds/05may/06.htm>)*

New York város az East River történelmi hídjainak védelmében sikeres együttműködést folytat a szövetségi és állami szervezetekkel. A 4 nagy híd, mely átlagosan több mint 100 éves, nem egyszerűen a közlekedési infrastruktúra eleme, hanem városképi meghatározó is. 1883 és 1909 között épült a Brooklyn, a Manhattan, a Queensboro, és a Williamsburg híd, melyek összesített átlagos napi forgalma 493 ezer jármű és 340 ezer földalatti vasúti utas. A korábban elhanyagolt hidakon 2012-ig egy 2,8 milliárd dolláros rehabilitációs programot hajtanak végre, melynek keretében a hosszabb élettartamot lehetővé tévő megelőző fenntartási munkákat is végeznek. 1981-ben egy kábelszakadásos baleset a Brooklyn-hídon, majd a Williamsburg-híd 1988-as lezárása ráirányította a figyelmet ezekre a nagyszerű mérnöki alkotásokra. A korábbi szövetségi alapok az új hidak építését ösztönözték, de 1996-ban a Szövetségi Kormány megváltoztatta ezt a szabályozást, és megnyitotta a szövetségi forrásokat a hídfenntartás számára. New York város már 1997-ben megállapodást kötött a Szövetségi Útügyi Hivatallal és az állami Közlekedési Minisztériummal a történelmi hidak felújításáról. Jelenleg a Brooklyn-hídon és a Queensboro-hídon az elkészült rehabilitáció után a megelőző fenntartási munkákat végzik, míg a másik két hídon a rehabilitációval párhuzamosan folyik a megelőző fenntartás. Ez utóbbi egyebek között tisztítási, festési, szigetelési, közműfenntartási feladatokat jelent, de a kopóréteg cseréje is ide tartozik. A fenntartási munkák jelentős részét saját munkaerővel végzi a kezelő, emellett szerződéses vállalkozók is dolgoznak a hidakon. A házon belüli fenntartás megfelelően képzett szakembereket igényel. A történelmi nagy hidakon a feladatokat 12 mérnök irányítja. A téli üzemeltetésben a só helyett más, kevésbé agresszív jégoldó anyagokkal kísérleteznek.

**G. A.****A KÖZÚTI SZAKEMBEREKÉRT ALAPÍTVÁNY FELHÍVÁSA**

A személyi jövedelemadóról szóló 1996. évi CXXVI. törvény 4. § (1) bekezdés b) pontja szerint a Közúti Szakemberekért Alapítvány fogadhatja a magánszemélyek jövedelemadójának 1%-át. Amennyiben úgy érzi, hogy alapítványunk megfelelő célra, ezen belül megfelelő személyek támogatására fordítja az adományokat, úgy kérjük, hogy egyetértésének kifejezéséeként legyen támogatónk, valamint személyi jövedelemadója 1%-ával járuljon hozzá közhasznú tevékenységünkhöz.

**Adószám: 18097230-1-41****Bank: KHB 10403181-31800916-00000000**