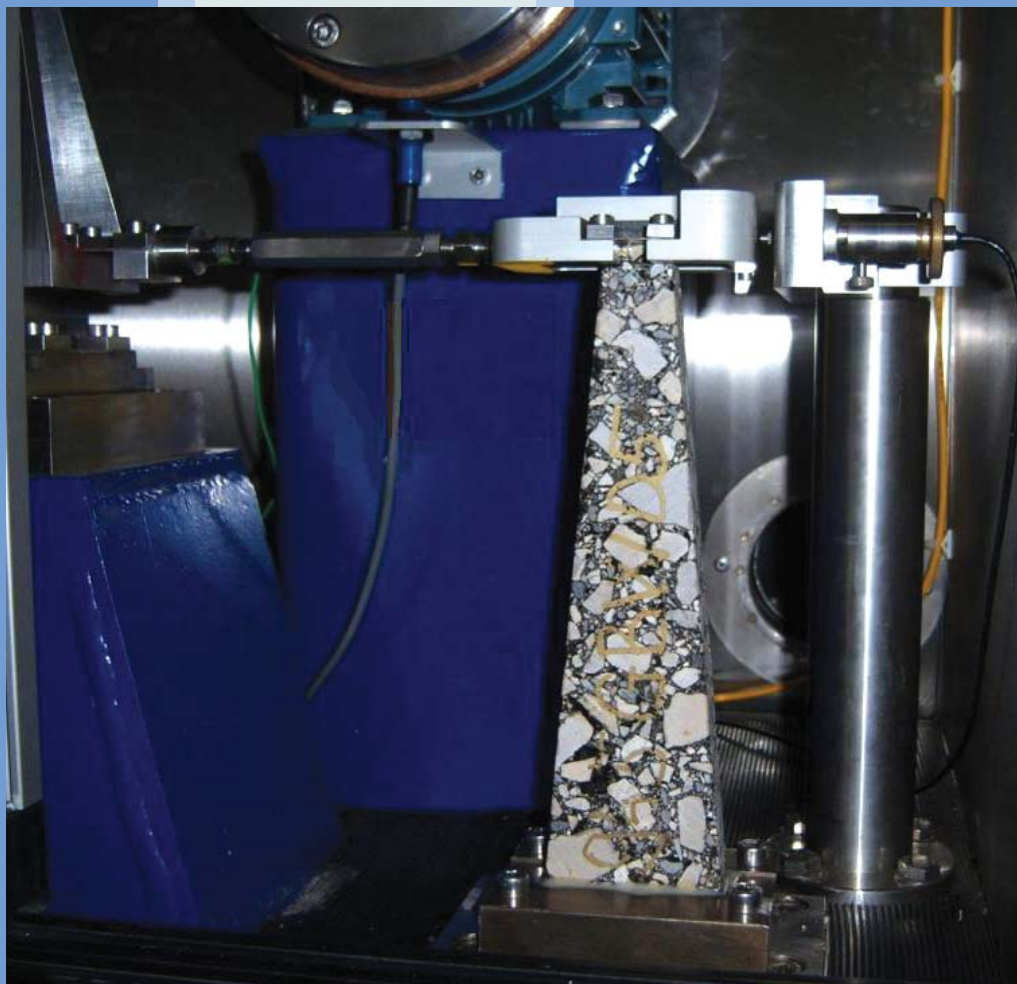




59. ÉVFOLYAM
8. SZÁM

KÖZLEKEDÉSÉPÍTÉSI SZEMLE

2009. AUGUSZTUS

FELELŐS KIADÓ:
Kerékgyártó Attila főigazgató

FELELŐS SZERKESZTŐ:
Dr. Koren Csaba

SZERKESZTŐK:
Fischer Szabolcs
Dr. Gulyás András
Dr. Petőcz Mária
Rétháti András

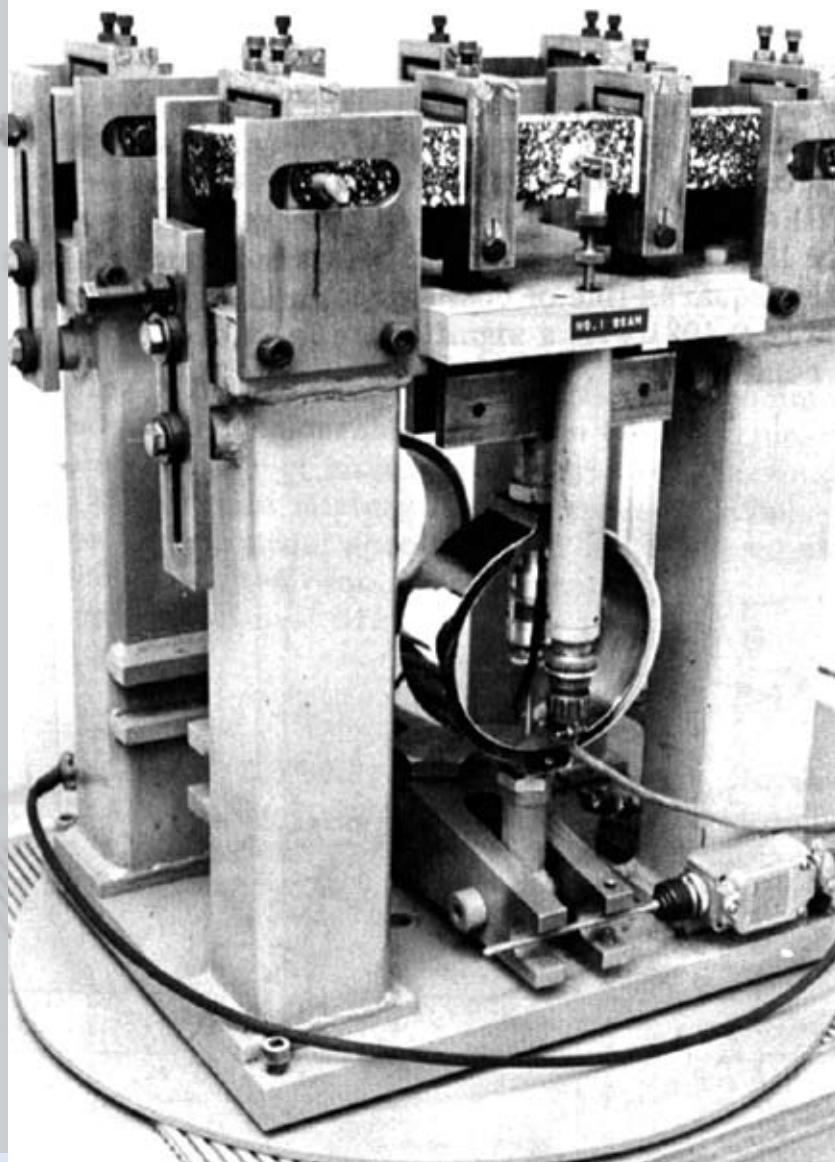
CÍMLAPON
ÉS A BORÍTÓ 2. OLDALÁN:
Hajlító-fárasztó berendezések

KÖZLEKEDÉSEPÍTÉSI SZEMLE
Alapította a Közlekedéstudományi
Egyesület.
A közlekedésepítési szakterület
mérnöki és tudományos havi lapja.

HUNGARIAN REVUE OF
TRANSPORT INFRASTRUCTURE
INDEX: 163/832/1/2008
HU ISSN 5060-6222

KIADJA:
Közlekedésfejlesztési
Koordinációs Központ
1024 Budapest, Lövőház u. 39.

SZERKESZTŐSÉG:
Széchenyi István Egyetem,
UNIVERSITAS-Győr Nonprofit Kft.
9026 Győr, Egyetem tér 1.
Telefon: 96 503 452
Fax: 96 503 451
E-mail: koren@sze.hu, petocz@sze.hu



TARTALOM

DESIGN, NYOMDAI MUNKA, HIRDETÉSEK, ELŐFIZETÉS:

Press GT Kft.

1134 Budapest, Üteg u. 49.
Telefon: 349-6135
Fax: 452-0270;
E-mail: info@pressgt.hu
Internet: www.pressgt.hu
Lapigazgató: Hollauer Tibor
Hirdetési igazgató: Mező Gizi

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

A lap tartalomjegyzéke és a korábbi lapszámok kereshető formában elérhetők itt: <http://szemle.lrg.hu>

KAROLINY MÁRTON – NYÍRI SZABOLCS

A hőmérséklet befolyása az aszfaltszerkezet igénybevételére

1

TÓTH CSABA

Aszfaltkeverékek viszkoelasztikus viselkedésének jellemzése
Huet–Sayegh-moddal

6

DR. PETHŐ LÁSZLÓ – BOCZ PÉTER

Pályaszerkezetek fáradási élettartamának meghatározása

13

DEVECSERI GABRIELLA

Magas hőmérsékletek hatása az aszfaltkeverékeket alkotó kővázakra

18

AMBRUS DÁVID

Aszfaltkeverékek merevségvizsgálatainak összehasonlító értékelése

22

DR. GÁSPÁR LÁSZLÓ – SZARKA ISTVÁN

A felületi egyenetlenség teljesítményi mérőszáma (európai áttekintés)

29

KINCSES LÁSZLÓ

A Borostyánkő-útvonal Magyarországon

36

A Grazi Műszaki Egyetem Vasútépítési és Közlekedés-gazdaságtani,
valamint Útépítési és Közlekedéstudományi Intézete

40

A HŐMÉRSÉKLET BEFOLYÁSA AZ ASZFALTSZERKEZET IGÉNYBEVÉTELÉRE¹

KAROLINY MÁRTON² – NYÍRI SZABOLCS³

1. BEVEZETÉS

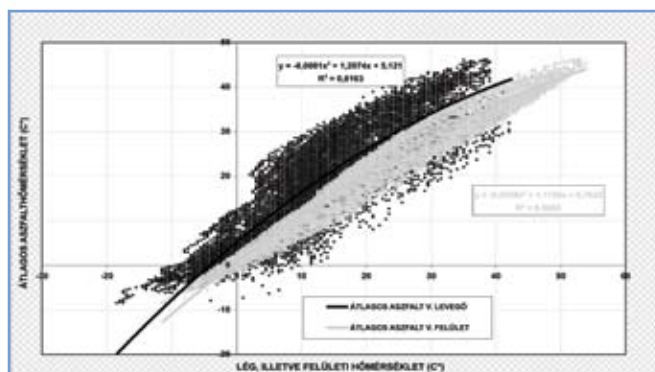
Közismert, hogy az aszfalt útpályaszerkezeten mérhető alakváltozások (lehajlások) függenek az aktuális hőmérséklettől. Az állapotfelvételi mérések során ezért általános az a gyakorlat, hogy az eredményeket egy referencia hőmérsékletre számítják át. A billenőkaros behajlasmérésre vonatkozó előírás [1] pl. ezt a referencia hőmérsékletet 20 °C értékben adja meg. Az már kevésbé közismert, hogy ezen referencia hőmérsékletet nem lehet tetszőlegesen felvenni, így pl. Nemesdy [2] leírja, hogy a típus-pályaszerkezetek kidolgozásánál milyen eljárást alkalmaztak. A MAÚT illetékes szakbizottsága jelenleg foglalkozik az érvényes méretezési szabályozás [3] átdolgozásával, ezen munka során felmerült a megerősítés méretezésénél a referencia hőmérséklet kérdése is és a szerzők úgy döntöttek, hogy a kérdést felülvizsgálják. A felülvizsgálat során kézenfekvő módon adódott három kérdés:

- A tapasztalati úton mérhető különböző hőmérsékletek közül melyiket használjuk (aszfaltszerkezet középvezetési hőmérséklete, pályaszerkezet felületi hőmérséklete, léghőmérséklet)?
- Azonos korrekciót használjunk-e minden pályaszerkezeten?
- Megkerülhető-e a hőmérsékleti korrekció problémája, azaz az általánosan vagy egyedien alkalmazandó referencia hőmérséklet meghatározása?

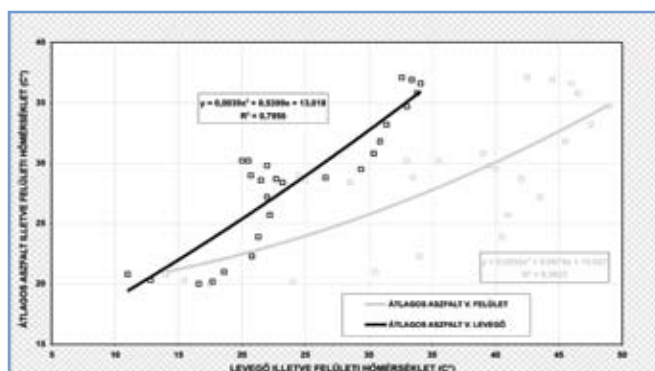
2. A MÉRENDŐ HŐMÉRSÉKLET

Kézenfekvő lenne, hogy az állapotfelvételi méréseknel az aszfaltszerkezet közepén mérhető (átlagos) hőmérsékletét határozzuk meg, mert minden bizonnyal ez adja leghasznosabb értéket, de ennek meghatározása hosszadalmas (furatban mérhető a hőmérséklet), az állapotfelvétel termelékenységet jelentősen csökkenti, arról nem is beszélve, hogy a mérési pontok később lokális hibákat okozhatnak a szerkezetben. Ezek után lehetséges variánsként marad az aszfalt felületi hőmérsékletének, valamint a léghőmérsékletnek a használata. Nyilvánvaló, hogy azt az adatot célszerű használni, amelyik szorosabb kapcsolatban van az átlagos aszfalthőmérséklettel. Ezen kapcsolatok szorosságának meghatározására vizsgálati adatok szükségesek. A H-TPA Kft. egy rövid kísérleti szakaszt létesített 2006-ban, ahol azonos földművön, javítórétegen és alaprétegen három különböző kötőanyagú aszfaltkeverék épült azonos vastagságban. A szakaszokon beépített hőmérők mérik a levegő, az aszfalt felszíni és 50 mm-es lépcsőkben a különböző mélységben tapasztalható szerkezeti hőmérsékletét. A méréseket félóránként automatikusan rögzíti az adatrögzítő és ezáltal hosszú időtartam alatt nyert adatok vizsgálhatók. Ezen adatok alapján először megvizsgáltuk egy teljes év során az átlagos aszfalthőmérséklet függését a felületi illetve a levegőhőmérséklettől. Az 1. ábrán láthatóan az átlagos aszfalthőmérsékletet egy év adatai alapján jobban határozza meg a felületi hőmérséklet, mint a léghőmérséklet és ez teljes mértékben várható volt. Amikor állapotfelvételt végzünk, a mérés időtartama azonban viszonylag rövid, tehát célszerű megvizsgálni, hogy egy rövidebb időtartamon belül is hasonló determinációs együtthatókat

kapunk-e. A 2. ábrán látható egyenletek először váratlanok tűnnek, mert a kapcsolatok szorossága megfordult, de ha belegondolunk abba, hogy az aszfalt felületi hőmérséklete viszonylag rövid időn belül milyen jelentős változásokra képes (pl. árnyékok, nedves felület, a felület albedója) már nem is annyira meglepő ez az eredmény. Ennek alapján azt javasoljuk, hogy a magyarázó változó értékének a léghőmérsékletet használjuk, mert mérése is egyszerűbb, továbbá egy adott út térségéből a léghőmérsékleti adatok (pl. meteorológiai állomásokból) könnyebben beszerezhetők, mint a felületi hőmérséklet adatok. Ezek használatának fontosságát a későbbiek alapján lehet majd belátni.



1. ábra: Éves szintű összefüggés az aszfalt átlagos hőmérséklete, valamint a felületi hőmérséklet, ill. a léghőmérséklet között



2. ábra: Napi szintű összefüggés az aszfalt átlagos hőmérséklete, valamint a felületi, ill. a léghőmérséklet között

3. A HŐMÉRSÉKLETI KORREKCIÓ ÉS A PÁLYASZERKEZET FELÉPÍTÉSE

A gyakorlatban használt hőmérsékleti korrekciók általában nem tesznek különbséget a különböző pályaszerkezetek között, legfeljebb szerepel bennük az aszfalttréteg vastagsága mint változó.

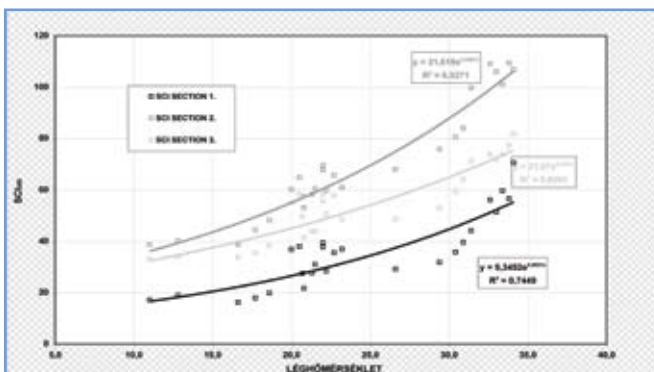
¹ A H-TPA II. Nemzetközi Konferencián 2009. május 11-én elhangzott előadás szerkesztett változata.

² építőmérnök, vezető tanácsadó, H – TPA Kft.

³ építőmérnök, főmérnök, Porr Építési Kft.

zó. Meglévő útpályaszerkezeteink felépítéséről jellemzően nem állnak rendelkezésre megbízható adatok, amennyiben feltárásokat végzünk, felmerül a reprezentativitás kérdése és amennyiben a felépítést ismerjük, még mindig kérdés az aszfaltanyag tulajdonsága – a modulus hőmérsékletfüggése –, amihez újabb vizsgálatok kellenek. Kísérleti szakaszunkon csak az aszfaltszerkezet kötőanyaga változott, ennek ismeretében érdekes képet ad a következő ábra. A hőmérsékletmérésekkel egyidejűleg Dynatest 8000 típusú berendezéssel minden hőmérséklet-rögzítés időpontjában méréseket végeztünk, a deflektiókból pedig számítottuk az SCI_{300} -értéket (ami a központi és a 300 mm távolságban mért deflektió különbsége) és ezeket a léghőmérséklet függvényében a 3. ábrán ábrázoltuk. Az SCI_{300} értéke a pályaszerkezet kötött rétegeinek állapotára jellemző teknőparaméter, amit azért használunk, mert számos kutatás szerint (pl. [4], [5]) jobban jellemzi a pályaszerkezet teherbírását, mint a központi behajlás. Megvizsgálva ezek után a diagramot, a következő megállapításokat tehetjük:

- az SCI_{300} értékek meglehetősen jó kapcsolatban vannak a léghőmérséklettel,
- a kapcsolat kísérleti szakaszonként ugyanakkor meglehetősen eltérő.



3. ábra: Az SCI_{300} -érték szerkezetenkénti függése a léghőmérséklettől

Ha ismét figyelembe vesszük, hogy az adott esetben csak az aszfaltrétegek kötőanyaga különbözik, az egyéb rétegek azonosak, levonhatjuk azt a következtetést, hogy minden pályaszerkezetnek egyedi, a többitől meglehetősen különböző a viselkedése különböző hőmérsékleteken, így az uniformizált hőmérsékleti korrekció alkalmazása szükségképpen alul-, vagy felülértékelte teszi a pályaszerkezetet, következésképpen az erősítés méretezését is.

Ezek ismeretében két lehetőségünk van:

- Megállapítjuk minden (homogén) útszakasz saját, egyedi hőmérsékleti korrekcióját, feljegyezzük és a továbbiakban ezt használjuk a referencia hőmérséklet meghatározására;
- A referencia hőmérséklet meghatározásának problémáját megkerülve keresünk megoldást.

Az első lehetőség reálisnak tűnik, mert eddigi tapasztalataink azt mutatják, hogy az egyes szakaszokon, különböző napokon végrehajtott ismételt mérések (egy napon belül különböző léghőmérsékleten ismételve) meglehetősen azonos regressziós függvényeket adtak. Ezzel együtt ez a megoldás egy szükségszerű „kalibrációs” mérést jelent, aminek időben – a szükségszerű fáradás miatt – vannak korlátai. A másik lehetőség megoldására a rendelkezésre álló mérési eredmények, valamint az ezek között már korábban felírt összefüggések ismeretében a később leírtakban adunk javaslatot.

4. ELSŐ KITÉRŐ – A HALMOZOTT KÁROSODÁSOK TÖRVÉNYE

Útpályaszerkezeteink a forgalomból és a környezeti hatásokból (ezek főleg meteorológiai jellegűek) eredő igénybevételek hatására fokozatosan, fáradási tönkremenetelt szenvednek el. Ez a tapasztalt tönkremeneteli formák nagyon nagy részénél (repedések alulról felfelé, repedések felülről lefelé, keréknyomképződések különböző formái) egyöntetűen igaz, legfeljebb az egyes tönkremenetelket előidéző ismétlésszám különbözik jelentősen. (Néhány, a hagyományos szilárdságtan eszközeivel nem leírható tönkremeneteli forma is létezik, ezek nem tartoznak jelen írás kereteibe.) A pályaszerkezettel foglalkozó mérnök számára a problémát az jelenti, hogy a forgalomból és a környezetből keletkező igénybevételek nagyságai jelentősen különböznek. Így pl. a terhelőtengelyek súlyereje a valódi forgalmi spektrumban nagyon nagy, a hőmérsékletek is különböznek, tehát a pályaszerkezet merevsége is változik, ezért az igénybevételek aggregációja nehézkes. Az AASHTO-kísérletek óta használjuk pl. az „egységtengely” fogalmát a különböző súlyerejű terhelő tengelyek referencia súlyerőre történő átszámítására. A különböző nagyságú (vagy különböző feltételek mellett ható) igénybevételek összeített károsító hatásának számítására a Palmgren–Miner-összefüggés használata általános. Az összefüggés a következők szerint írható le:

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} + \dots + \frac{n_n}{N_n} \leq 1$$

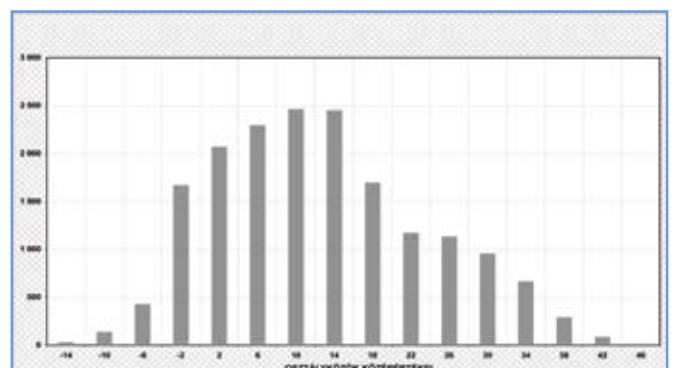
ahol

n_i – az adott terhelési szinthez tartozó tényleges teherismétlésszám

N_i – az adott terhelési szinthez tartozó, tönkremenetelt okozó teherismétlésszám

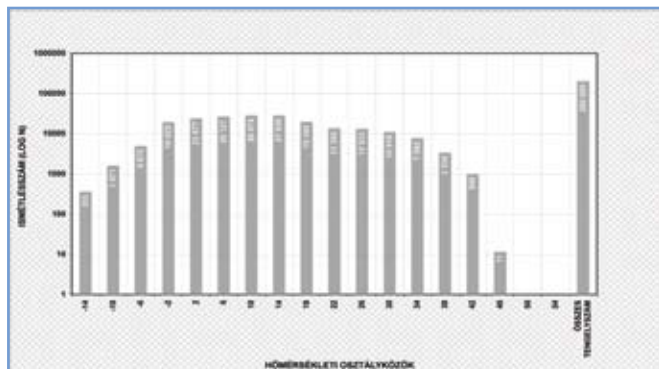
Amennyiben a két oldal egyenlő, a tönkremenetel éppen akkor következik be.

Vegyük észre, hogy a konkrét probléma, a referencia hőmérséklet keresése és megtalálása ezen összefüggés alapján lehetséges, hiszen a hőmérsékleti tartományok meghatározása, illetve az e tartományokban megjelenő forgalom nagyságának ismeretében éppen ilyen kumulált tönkremenetelt okozó folyamattal találkozunk. Megjegyzendő, hogy Nemesdy hivatkozott publikációjában lényegében ezt az eljárást követte. Ahhoz azonban, hogy az összefüggést használni tudjuk, szükséges az egyes, összetartozó $n_i - N_i$ értékpár ismerete. Az n_i -értékek meghatározása nem okoz gondot, a forgalomszámlálási adatokból megállapítható a célszerűen meghatározott hőmérsékleti osztályközökben áthaladó „egységtengely-szám”, mert képezhetők a megfigyelési adatok-



4. ábra: A félóránként mért hőmérsékletek tapasztalati sűrűségfüggvénye

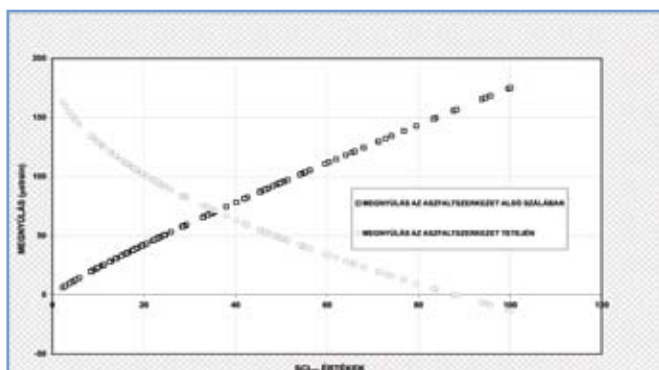
ból azon félórás intervallumok darabszáma, amikben ugyanaz a hőmérséklet áll fenn. Ezeket a forgalomszámlálási adatokkal összevetve az egyes n_i -értékek meghatározhatók. Egy demonstrációs számítás céljára a 4. ábrán megmutatjuk, hogy a tapasztalt hőmérsékletek hisztogramja (az egyes osztályközökben előforduló darabszám) hogyan alakul. A demonstrációs számítás céljára egy év alatti 200 ezer egységtengely-áthaladást a fenti időintervallumoknak megfelelően felosztottunk. Az 5. ábrán ezeket ábrázolva nyertük a Palmgren–Miner-összefüggés n_i -értékeit. Az N_f -értékek meghatározásához még egy kitérőt kell tenni.



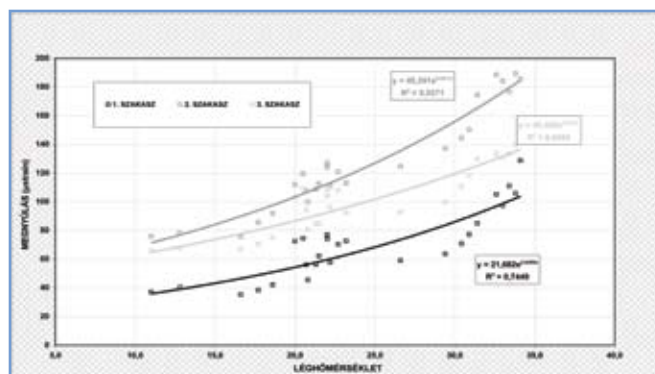
5. ábra: Az egyes hőmérsékleti osztályközökhöz tartozó egységtengely-darabszám

5. MÁSODIK KITÉRŐ – MEGNYÚLÁSOK SZÁMÍTÁSA TEKNÓPARAMÉTEREKBŐL

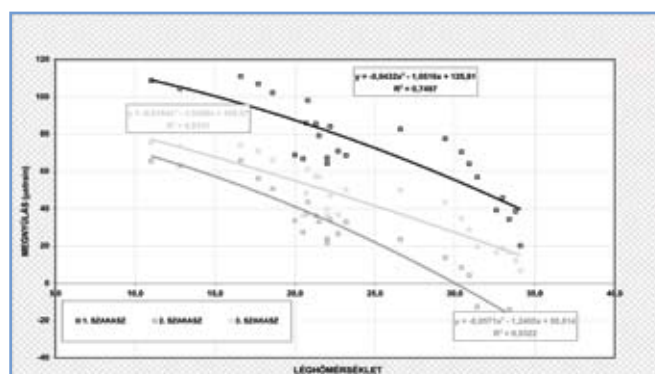
Az aszfaltszerkezetek fáradási méretezésénél – konvenció alapján – a szerkezetben keletkező megnyúlások értékeit számítjuk. Ezek számítására speciális szoftverek szolgálnak (pl. Shell-BISAR, Alize), amik nem igazán „felhasználóbarátok”, mert meglehetősen nagy figyelmet igénylő munka a kezelésük. Van Gurp [6] sokkal könnyebben használható (és számos ellenőrzéssel is megerősíthetően meglehetősen pontos) regressziókat fejlesztett ki, amik az aszfaltréteg alsó szálában és felső szálában keletkező megnyúlásokat kizárólag az SCI_{300} függvényében adják meg. Megjegyzendő, hogy ennek ismertetését [7] alatt már korábban megtettük. A 6. ábra nagyon jellegzetes diagramvonalait ezen regressziók segítségével rajzoltuk meg. Alkalmazva ezen regressziókat a kísérleti szakaszon különböző hőmérsékleten tapasztalt SCI_{300} értékekre, a következő ábrákon látható összefüggéseket nyerhetjük. A 7–8. ábrán látható regressziós függvények ismeretében kiszámíthatók – szakaszonként – az egyes hőmérsékleti osztályközökben értelmezhető, tönkremenetelt okozó ismétlésszámok. Megjegyzendő, hogy ezek kiszámításánál az aszfaltkeverék megengedett megnyúlását (a 10^6 ismétlésszám-



6. ábra: Van Gurp-féle regressziók alkalmazása egy konkrét pályaszerkezet esetében



7. ábra: A kísérleti szakasz aszfalt szerkezeteinek alsó szálában keletkező megnyúlás számított értékeinek hőmérsékletfüggése

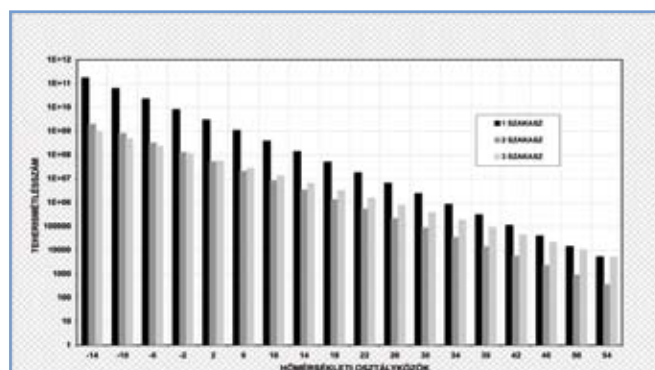


8. ábra: A kísérleti szakasz szerkezeteinek felső szálában keletkező megnyúlás számított értékeinek hőmérsékletfüggése

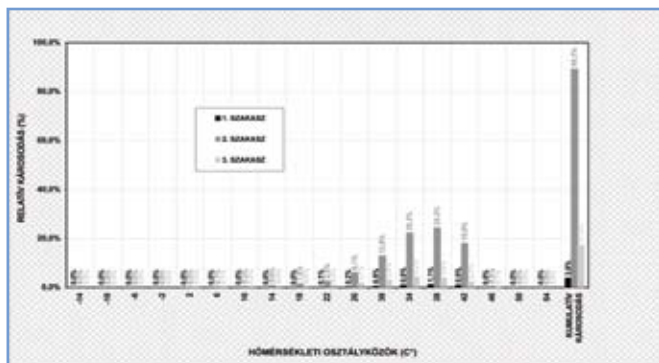
hoz tartozó megnyúlásértéket) példánkban állandó értékben vettük fel. Ugyanakkor nincs akadálya – bár a kapott képet kissé átrendezi – hogy ezen érték hőmérsékletfüggését is figyelembe vegyünk, pl. Bonnoure, vagy Medani és Molenaar fejlesztései alapján. A kiszámított – az egyes hőmérsékleti osztályközökben értelmezhető, tönkremenetelt okozó – ismétlésszámokat a 9. ábrán tüntettük fel. Ezek az ismétlésszámok használhatók a Palmgren–Miner-összefüggésben az N_f értékeként és ezek után az aggregáció végrehajtható.

6. AZ AGGREGÁCIÓ EREDMÉNYE

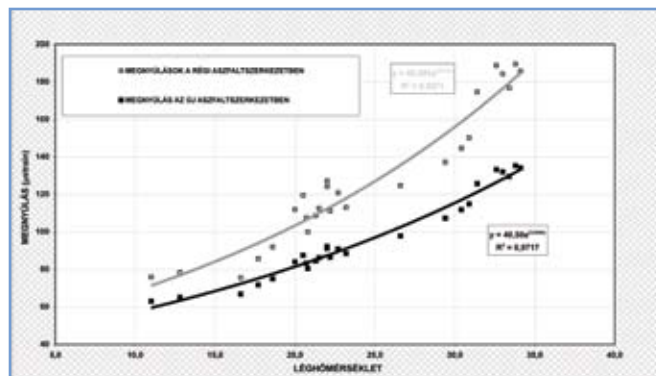
Kapott eredményeinket a 10–11. ábrákon mutatjuk be. Mindegyiknél meg kell jegyezni, hogy ezek teljes mértékben egybevágók Pethő korábbi eredményeivel [8], aminek munkánk vizsgáldásaink egyik kiindulópontja volt.



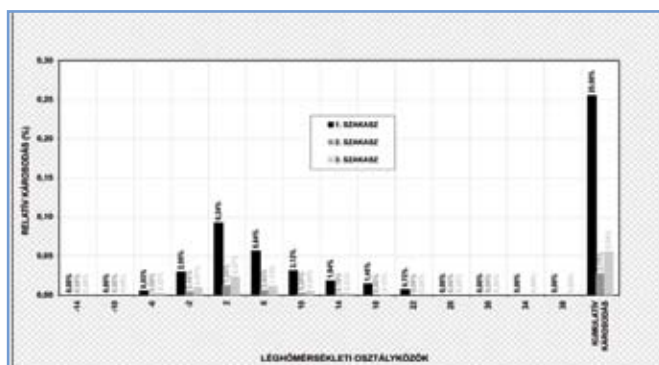
9. ábra: Az egyes hőmérsékleti osztályközökben számított, fáradási tönkremenetelt okozó teherismétlés-szám szakaszonként (N_f értékek)



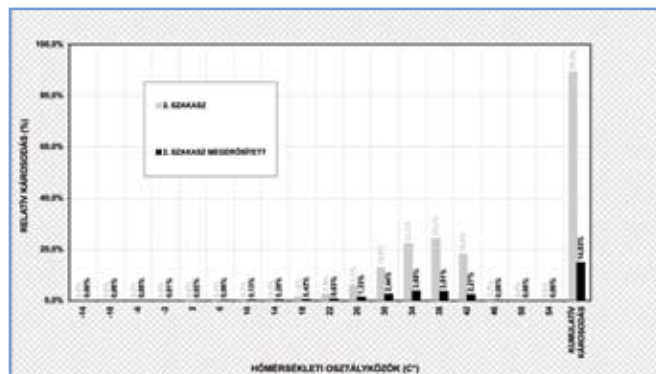
10. ábra: Egyedi és kumulált károsodások hőmérsékleti osztályközönkénti nagysága az aszfalttréteg alsó szálában keletkező megnyúlások esetében



12. ábra: Egy kiválasztott aszfaltszerkezet megnyúlásainak hőmérsékletfüggése megerősítés előtt és után



11. ábra: Egyedi és kumulált károsodások hőmérsékleti osztályközönkénti nagysága az aszfalttréteg felső szálában keletkező megnyúlások esetében



13. ábra: Hőmérsékleti osztályközönkénti egyedi illetve kumulált károsodások megerősítés előtt és után

Az ábrák tanulmányozása alapján a következő megállapítások tehetők:

- A szakaszok között nagyon jelentős különbség van, ez igazolja azt az állításunkat, hogy az általánosan alkalmazott hőmérsékleti korrekció alul-, vagy felülértékeléshez vezet;
- A tényleges károsodást okozó terhelések egy viszonylag szűk hőmérsékleti sávban helyezkednek el;
- Az aszfalttréteg alsó, illetve felső szálában ez a hőmérsékleti tartomány jelentősen különbözik.

Mindezek mellett vegyük észre, hogy a bemutatott módszer a hőmérsékleti korrekciót lényegében szükségtelenné teszi, ugyanakkor sokkal árnyaltabb értékelési lehetőséget ad.

7. ALKALMAZÁS MEGERŐSÍTÉS MÉRTEZÉSÉHEZ

Az eddigiek alapján egy meglévő szakaszon mért deflektciók és az ezekhez tartozó léghőmérsékletek segítségével lehetőségünk nyílt a meglévő állapot alapján a hátralévő élettartamra jó becslést adni. Kérdés, hogy a módszert lehet-e alkalmazni pályaszerkezet-megerősítés számításához. Molenaar az [5] alatti munkájában egy módszert fejlesztett ki arra, hogy az ismert SCI_{300} -értékekkel rendelkező meglévő útpályára ismert vastagságú és modulusú aszfalttréteg ráépítése utáni SCI_{300} -értékek hogyan határozhatók meg. Miután láttuk, hogy az SCI -értékek és az aszfaltszerkezetben keletkező megnyúlás között is ismert az összefüggés, ezzel az eljárással a méretezés végrehajtható. Amennyiben ismeretes az erősítő aszfaltkeverék modulusának hőmérsékletfüggése – és ez viszonylag egyszerűen határozható meg pl. Medani és Molenaar [9] alatti munkája alapján – a megerősített szerkezet új SCI -értékeinek és megnyúlásainak hőmérsékletfüggése is megállapítható. Egy kiválasztott aszfaltszerkezet megnyúlásainak meg-

erősítés előtti és utáni hőmérsékletfüggését láthatjuk a 12. ábrán. Ezen kalibrációs jellegű összefüggés ismeretében könnyedén meg tudjuk határozni az új szerkezetben az aggregált károsodások értékét, amit a 13. ábrán láthatunk. A 60 mm megerősítési vastagságra kiszámolt értékek az eredeti állapot nagymértékű javulását mutatják.

8. BEFEJEZÉS, ÖSSZEFOGLALÁS

A munkánk kezdetén feltett kérdések vizsgálata során arra a következtetésre jutottunk, hogy:

- A léghőmérséklet a viszonylag rövid ideig tartó mérések esetében meglehetősen jó kapcsolatban van az aszfaltkeverék általános hőmérsékletével, tehát célszerű ezt használni, annál is inkább, mert erre nézve a teljes hőmérsékleti spektrumon általában rendelkezésre állnak a tartóssági adatok, azaz melyik hőmérséklet milyen időtartamban fordul elő a konkrét helyen; erre az összegzett károsodások meghatározása miatt van szükség.
- A különböző pályaszerkezetek hőmérsékletfüggése nagymértékben más, ezért nem célszerű közös hőmérsékleti korrekció alkalmazása.
- A hőmérsékleti korrekció és a referencia hőmérséklet problémája megkerülhető, meglévő pályaszerkezetek esetében a deflektciók és a hozzá tartozó léghőmérsékletek felhasználásával.
- Lehetséges a megerősítés méretezésénél a hőmérsékletfüggést figyelembevevő módszer.

Dolgozatunk célja a hazai méretezési módszerek, eljárások fejlesztése, a hatékonyság növelése volt.

IRODALOMJEGYZÉK

- [1] MSZ 2509/4:1989, Útpályaszerkezetek teherbíró képességének vizsgálata. A behajlás mérése
- [2] Nemesdy E.: Az új magyar típus-útpályaszerkezetek mechanikai méretezésének háttere. Közlekedés és Mélyépítéstudományi Szemle, 1992/8.
- [3] Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezése és megerősítése, ÚT 2-1.202:2005 útügyi műszaki előírás
- [4] Ullidtz, P.: Modelling Flexible Pavement Response and Performance. 1998.
- [5] Molenaar, A.A.A.: Structural performance and design of flexible pavements and asphalt concrete overlays, PhD dissertation; Delft University of Technology, Delft, 1983
- [6] Van Gurp, C.A.P.M.; Wennink, P.M.: Design, structural evaluation an overlay design of rural roads (in Dutch) KOAC–WMD consultants; Apeldoorn, 1997.
- [7] Karoliny M. Útpályaszerkezetek állapotfelmérésének és megerősítésének néhány kérdése; Közúti és Mélyépítéstudományi Szemle, 2008. október
- [8] Pethő L.: A hőmérséklet-eloszlás alakulása az útpályaszerkezetekben és ennek hatása a pályaszerkezeti rétegek méretezésére, technológiai tervezésére. PhD-disszertáció; Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Út és Vasútépítési Tanszék
- [9] Medani, T.O., Molenaar, A.A.A.: Estimation of Fatigue Characteristics of Asphalt Mixtures using Simple Test, Herron, TNO Building and Construction Research and the Netherlands School of Advanced Studies in Construction, Vol. 45, No. 3, 2000, pp. 155–165.

SUMMARY

TEMPERATURE CORRECTION AND EFFECT OF TEMPERATURE ON DEFLECTIONS OF ASPHALT PAVEMENT STRUCTURE

Deflections of asphalt pavement structure depend on temperature. Deflection measurement results are usually recalculated for a given reference temperature. The article presents research results using different kinds of temperatures (air, surface, in-pavement). Air temperature is in rather good correlation with average temperature of asphalt pavement therefore it can be used for calculation of cumulated deterioration. Different pavement structures have different dependence on temperature therefore the usage of a common reference temperature correction is not advisable. There is even no need for using a reference temperature since the design of strengthening of an existing pavement structure can be performed applying measured deflections and proper air temperatures.

A FORGALMI ALAPEGYENLET ÉRTÉKELÉSE INHOMOGÉN FORGALOM ESETÉN

CONTINUITY EQUATION VALIDATION FOR NONHOMOGENEOUS TRAFFIC

G. TIWARI, J. FAZIO, S. GAURAV, N. CHATTERJEE

JOURNAL OF TRANSPORTATION ENGINEERING VOL. 134., 2008. 3. P. 118–127. Á:3. T:7. H:5.

A forgalom alapegyenlete kifejezi a forgalom nagyságát, a forgalom sűrűségét és a sebesség kapcsolatát. Az egyenlet 1952. évi megalkotásakor két fontos feltételezéssel éltek. Az egyik feltétel szerint a követési távolság és a sebesség állandó, vagyis nem alakul ki torlódás. A másik feltétel szerint a járműösszetétel egységes, és egy sávon belül állandó jellegű. A cikkben ismertetett kutatás célja az volt, hogy megvizsgálja az alapegyenlet érvényességét inhomogén forgalom-összetétel esetén. Három, jellemzően vegyes jármű-összetételű indiai útszakaszon egy órán keresztül ötperces időszakokban mérték az alapjellemzőket, melyeket videofelvétel segítségével értékelték ki. A forgalomban megkülönböztették a négykerekű személygépkocsi jellegű járműveket, a nehéz motoros járműveket, a motoros háromkerekű járműveket, a motoros kétkerekű járműveket, valamint a nem motorizált járműveket. Meghatározták az átlagos járműsűrűségeket a megfigyelések alapján és az alapegyenlet alkalmazásával. Az eredeti alapegyenlettel

összehasonlítva a vegyes összetételű forgalom rétegeit és összességét, egyaránt kedvező korrelációs együtthatók adódtak. A korreláció négy esetben 0,8 feletti érték volt, csak a nem motorizált forgalom esetén csökkent 0,5 értékre. További statisztikai tesztek is végeztek, melyek alapján arra következtetésre jutottak, hogy a forgalom alapegyenlete az inhomogén járműösszetételre is érvényes és alkalmazható. Egy lényeges eltérés azonban adódik az úthasználat eltérő jellege miatt, mert inhomogén forgalom esetén a sűrűséget a ténylegesen elfoglalt útterülethez kell viszonyítani. Ennek megfelelően a sűrűség dimenziója „jármű/km” helyett „jármű/m km”, egy adott járműosztályra vonatkozóan. Az inhomogén forgalom térbeli átlagsebessége pedig az egyes járműosztályok térbeli átlagsebességeinek súlyozott harmonikus átlaga.

G. A.

ASZFALTKEVERÉKEK VISZKOELASZTIKUS VISELKEDÉSÉNEK JELLEMZÉSE HUET-SAYEGH-MODELLEL

TÓTH CSABA¹

1. BEVEZETÉS

Az aszfaltkeverékekre vonatkozó követelményrendszer vonatkozásában a magyar szakmai testületek, élve a termékszabvány nyújtotta választási lehetőséggel, az empirikus eljárással szemben a fundamentális megközelítést választották. Ez a döntés azonban – szemben a korábbi hazai gyakorlattal – egyben az aszfaltkeverékek reológiai viselkedésével kapcsolatos vizsgálatok felértékelődését is jelentette. Ilyen vizsgálat például az aszfaltkeverék egyik legfontosabb jellemzőjének, a merevségnek a meghatározása, amely során jelenleg az aszfalt megítélésére egy kijelölt hőmérsékleten meghatározott egyetlen érték szolgál. Üzemi gyártásellenőrzés, kontrollvizsgálatok során természetesen jól használható, de csupán tájékoztató adat, a keverék valós viselkedésének jellemzésére, vagy például keverékek közötti különbségek feltárására korlátozottan alkalmas.

A keverékek viselkedésének alaposabb megismerése érdekében végzett munka során szükség lehet a keverék komplex modulusának teljes hőmérsékleti skálán történő rögzítésére is. Erre a célra alkalmas a nemzetközi gyakorlatban elterjedten használt „Huet–Sayegh”-modell, amelynek bemutatására az alábbiakban kerül sor. Az anyagmodell vizsgálati eredmények feldolgozására, aszfaltkeverékek összehasonlítására, illetve pályaszerkezet-méretezési szoftverekben az aszfaltrétegek anyagi tulajdonságainak algoritmizálására elterjedten alkalmazzák, segítségével a különböző hőmérsékleten és frekvencián végzett vizsgálati eredmények egyszerűen elemezhetők és feldolgozhatók.

2. VISZKOELASZTIKUSSÁG

A méretezés, így a pályaszerkezet-méretezés során a számítások pontosságát alapvetően befolyásolja, hogy a beépített építőanyagok várható viselkedése milyen megbízhatósággal becsülhető. Közismert azonban, hogy szakmánk egyik leggyakrabban használt anyagának, az aszfaltkeveréknek a viselkedése a terhelés jellegétől és a vizsgálati hőmérséklettől alapvetően függ. Ennek köszönhetően a keverékeink élettartamuk jelentős részében viszkoelasztikus anyagnak tekinthetők, azaz a viszkózus és rugalmas tulajdonságok egyidejű jelenléte kimutatható, ami jelentősen megnehezíti nemcsak az aszfalt-pályaszerkezeteink méretezését, de a keverékeink vizsgálatát is.

1962-ben Papazian az elsők között számolt be aszfaltkeverékeken végzett viszkoelasztikus vizsgálatokról: aszfalt próbatesten szinuszgörbével leírható, adott frekvenciájú terhelést alkalmazott és szinuszgörbével leírható igénybevételi alakváltozást mért (Clyne et al., 2003). A vizsgálatokat különböző hőmérsékleten és különböző terhelések mellett elvégezve Papazian arra a következtetésre jutott, hogy a viszkoelasztikusra vonatkozó

fogalmakat alkalmazni lehet a hajlékony pályaszerkezet méretezésében is. Természetesen a kísérletek óta eltelt több mint 40 év alatt számos újabb elmélet született és napjainkban is szinte naponta születnek anyagmodellek, amelyek bizonyos terhelési vagy hőmérsékleti tartományban precízebben képesek leírni a keverék viselkedését, azonban a lineáris viszkoelasztikus megközelítés a keveréktervezési kritériumok pontosításában és teljesítményének értékelésében még ma is jól használható. Ez annak köszönhető, hogy egyrészt a pályaszerkezet-méretező eljárások többsége aszfaltrétegek esetén még mindig elasztikus, vagy viszkoelasztikus anyagi tulajdonságok alapján modellez, másrészt a meleg aszfaltkeverékek vizsgálati módszereire vonatkozó európai előírások (pl.: MSZ EN 12 697-26, Merevség) kidolgozása során a terhelési idő és hőmérséklet kijelölése során ügyeltek arra, hogy a keverék lineáris viszkoelasztikus tartományban maradjon a vizsgálat alatt. Ennek köszönhetően a szabványos vizsgálati eredmények kiértékelése során tökéletesen elégséges, ha a lineáris viszkoelasztikuság feltételezésével élünk.

3. REOLÓGIAI ALAPMODELLEK

A viszkoelasztikus anyagok reológiai vizsgálata legegyszerűbben mechanikai analógiák segítségével történik. Ezek olyan anyagmodellek, amelyek a Hooke- és Newton-törvényeknek megfelelő rugók és viszkózus dugattyúk kombinációiból állnak és segítségével a feszültség hatására létrejövő deformáció vagy a deformációt létrehozó feszültség meghatározható. A legegyszerűbb modellek egyetlen – sorba vagy párhuzamosan kapcsolt – rugóból és dugattyúból állíthatók elő. Ezek a jól ismert Maxwell, illetve Kelvin–Voigt-modellek, amelyek azonban önmagukban túl egyszerűek az aszfaltkeverékek fizikai viselkedésének modellezésére. Ennek érdekében tehát, hogy a viszkoelasztikus viselkedést elegendő pontosan modellezni tudjuk, összetett modellekre van szükség, amelyek ezen alapelemek kombinációiból állíthatók elő. Ilyen kombinált modellek, amelyeket napjainkban aszfaltkeverékek vizsgálati során legelterjedtebben alkalmaznak, az általánosított Maxwell- vagy Kelvin–Voigt-, a Burgers-, illetve a Huet–Sayegh-modell (Nilsson et al., 2002).

Az anyagmodellek ún. gerjesztő függvényekkel vizsgálhatók, ahol a gerjesztés tulajdonképpen az anyagra kényszerített fizikai hatást jelent, amely lehet:

- terhelés (feszültség) gerjesztés, vagy
- deformációgerjesztés.

A gyakorlatban kialakuló terhelések és alakváltozások jellemzőinek meghatározásához különböző gerjesztő időfüggvények használhatók:

- azonnali konstans változás („egységugrás gerjesztés”),
- folyamatos növelés („egységsebesség gerjesztés”),
- állandó változás („szinuszos gerjesztés”).

¹ Okl. építőmérnök, MBA, H-TPA Kft.; e-mail: csaba.toth@tpagi.com

Az aszfaltkeverékek viszkoelasztikus tulajdonságainak leírásához jellemzően két, lineáris modellelem alkalmazható (Tóth S., 2000). Az első a Hooke-törvényt követő ideális rugó:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (1)$$

ahol:

σ – feszültség

E – rugalmassági modulus

ε – alakváltozás

A második elem az ideális viszkózus test, amelyet egy viszkózus folyadékkal telt dugattyú szimbolizál. Viszkózus elemnél az alakváltozást létrehozó feszültség az alakváltozás sebességének a függvénye, melyet a newtoni folyástörvény ír le:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \sigma \cdot \frac{1}{\eta} \quad (2)$$

Átalakítás után:

$$\frac{\varepsilon(t)}{\sigma} = \frac{1}{\eta} \cdot t = J(t) \quad (3)$$

ahol:

$\frac{d\varepsilon}{dt}$ – az alakváltozás sebessége

ε – alakváltozás

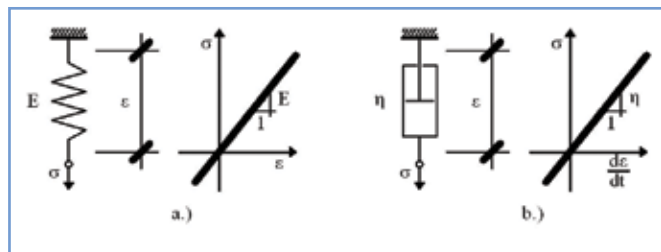
σ – feszültség

η – viszkozitási tényező

t – terhelési idő

$J(t)$ – az ideálisan viszkózus elem kúszási érzékenysége

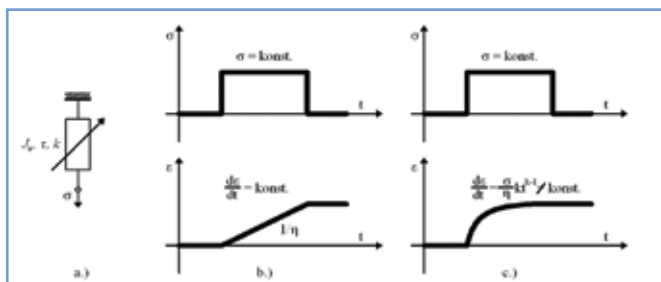
Az egyes anyagmodellek jelképekkel is szemléltethetők, az alapelemek szimbólumait, valamint azok feszültség–alakváltozás-összefüggéseit az 1. ábra mutatja.



1. ábra: Ideálizált modellelem-jellemzők

4. PARABOLIKUS ELEM

Jelentősen nehezíti azonban a pontos modellalkotást a bitumen hőmérsékletfüggése, ezért kizárólag lineáris elemekből felépülő



2. ábra: A lineáris és a nem-lineáris dugattyú feszültség–alakváltozás összefüggése egységugrás feszültségterhelés esetén

modellek nem képesek elegendően pontosan leírni az aszfaltkeverékek viselkedését. A kötőanyagok nem-linearitását figyelembe vevő modellelemek természetesen már régóta ismertek, gyakorlati alkalmazásuk azonban csak napjainkban, a számítástechnika fejlődésével került előtérbe.

Ilyen típus az ún. parabolikus elem, ami tulajdonképpen egy nem-lineáris dugattyúval szemléltethető, a 2. ábrán ábrázoltak szerint (Ullidtz, 1998). Jól látható a lineáris dugattyú és a parabolikus elem közötti különbség az egységugrás feszültséggerjesztésre adott válaszfüggvények alapján.

Parabolikus elem esetén az alakváltozás nem-lineárisan változik az idővel:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{\eta} \cdot t^k \quad (4)$$

ahol:

ε – alakváltozás

σ – feszültség

η – viszkozitási tényező

t – terhelési idő

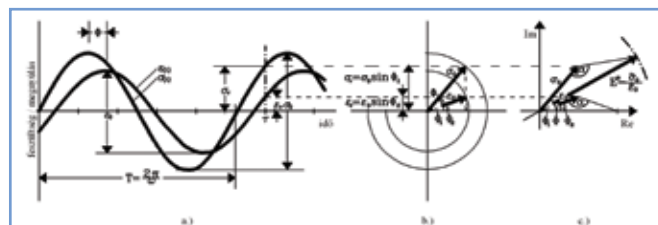
k – dimenzió nélküli paraméter és $0 < k < 1$.

A (4) egyenlet alapján látható továbbá, hogy a parabolikus elem szélső esetekben, $k=0$ esetén ideális rugalmas, $k=1$ esetén ideálisan viszkózus elemként viselkedik.

5. DINAMIKUS GERJESZTÉS

Eddig a modellek vizsgálatánál egységugrás gerjesztést használva, azzal az egyszerűsítéssel éltünk, hogy a terhelés statikus, a gyakorlatban azonban a forgalom okozta dinamikus terheléstől nem lehet eltekinteni. Ezért a feszültséggerjesztés esetén terjeszszük ki vizsgálatainkat a valós forgalmi terhelést jobban szimuláló harmonikus gerjesztés esetére is!

Az eddigi konstans „ σ ” terhelés helyett alkalmazunk „ $\sigma_t = \sigma_0 \sin(t)$ ” alakú periodikus feszültséget. Ekkor az aszfaltkeverék viszkoelasztikus jellege miatt az alkalmazott szinuszosan változó feszültség és az ugyancsak szinuszosan változó elmozdulás között fáziseltérés alakul ki a 3.a) ábrán szemléltetettek szerint. Ismert azonban, hogy a harmonikus mozgás a körmozgás paralel projekciójaként is felfogható, ennek értelmében mind a gerjesztés, mind a válaszfüggvény bármely „ τ ” időpontban felírható az egyenletes körmozgás alapegyenleteivel is, a 3.b) ábrán ábrázoltak szerint.



3. ábra: Viszkoelasztikus anyagok komplex gerjesztésének szemléltetése

Ezen paraméterek trigonometrikus összefüggésekkel történő matematikai leírása azonban sok esetben nehézkes, ezért nagymértékben megkönnyíti a számításokat, ha a körmozgás koordináta-rendszerét „megfeleltetjük” a komplex számsíknak. Az így nyert „komplex” matematikai eszköztár a vizsgált összefüggések legkényelmesebb tárgyalását kínálja, s ez a gondolat vezet a

komplex modulusnak mint fogalomnak a bevezetéséhez, amelyet a 3.c) ábra szemléltet.

Alkalmazva a komplex analízis néhány alaptételét, belátható, hogy a gerjesztés és a válaszfüggvény is megadható komplex alakban:

$$\tilde{\sigma} = |\sigma_0| \cdot (\cos \Phi_1 + i \cdot \sin \Phi_1) \quad (5)$$

és

$$\tilde{\varepsilon} = |\varepsilon_0| \cdot (\cos \Phi_2 + i \cdot \sin \Phi_2) \quad (6)$$

ahol:

$\tilde{\sigma}$ – a gerjesztő feszültségfüggvény komplex alakja,

$\tilde{\varepsilon}$ – az alakváltozás válaszfüggvény komplex alakja,

$|\sigma_0|$ – a maximális feszültség abszolút értéke,

$|\varepsilon_0|$ – a maximális alakváltozás abszolút értéke,

Φ_1 – a feszültségvektornak a valós (Re) tengely pozitív irányával bezárt szöge,

Φ_2 – az alakváltozás vektorának a valós (Re) tengely pozitív irányával bezárt szöge.

A feszültség- és alakváltozás-értékek fenti, trigonometrikus alakban történő megadása mellett célszerű még a komplex analízisből ismert Euler-féle formula alkalmazásával az exponenciális alakot is megadni:

$$\tilde{\sigma} = |\sigma_0| \cdot e^{i \cdot \Phi_1} \quad (7)$$

és

$$\tilde{\varepsilon} = |\varepsilon_0| \cdot e^{i \cdot \Phi_2} \quad (8)$$

A E^* komplex modulus mind exponenciális, mind trigonometrikus alakban a feszültség és alakváltozás arányaként határozható meg:

$$E^* = \frac{\tilde{\sigma}}{\tilde{\varepsilon}} = \frac{|\sigma_0|}{|\varepsilon_0|} \cdot e^{i \cdot \Phi} = \frac{|\sigma_0|}{|\varepsilon_0|} \cdot (\cos \Phi + i \cdot \sin \Phi) = E_1 + i \cdot E_2 \quad (9)$$

ahol:

Φ – fázisszög, a feszültség- és alakváltozás vektorok valós (Re) tengely pozitív irányával bezárt szögeinek különbsége

E_1 – a komplex modulus valós értéke, $\text{Re}(E^*)$

E_2 – a komplex modulus képzetes értéke, $\text{Im}(E^*)$

A komplex modulus valós értékét tárolási modulusnak is szokták nevezni, mert a deformáció kialakításához szükséges feszültségnek azt a részét képviseli, amelyet a deformálódott anyag tárol és a feszültség megszűnésével a deformáció megszüntetéséhez használ fel. A komplex modulus képzetes értéke az ún. veszteségi modulus, amely a feszültség azon részét képezi, amely az anyagban a deformáció során rendszerint hő formájában elvész.

A komplex modulus tehát egy mérhető értékekből – erő, idő, távolság – számolt és képzett vektor, amely azonban jellemzően nehézkesen használható, ezért célszerű a komplex modulus abszolút értékét, a merevséget bevezetni és használni:

$$|E^*| = \frac{|\sigma_0|}{|\varepsilon_0|} = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad (10)$$

A merevség és a fázisszög ismeretében a tárolási és a veszteségi modulusok szintén számolhatók:

$$E_1 = |E^*| \cdot \cos \Phi \quad (11)$$

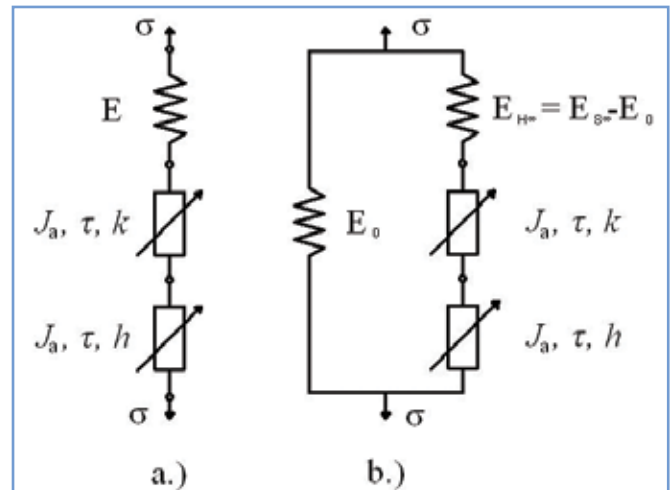
$$E_2 = |E^*| \cdot \sin \Phi \quad (12)$$

Érdemes még a veszteségi tényezőnek mint a tárolási és a veszteségi modulus hányadosának a definiálása is:

$$\frac{E_2}{E_1} = \tan \Phi \quad (13)$$

6. HUET-SAYEGH-MODELL

A Párizsi Egyetemen Huet 1963-ban dolgozta ki a modelljét a dinamikus terhelés alatt álló bitumen mechanikai leírására (Olard, 2003). Modellje egy rugó és két parabolikus elem sorba kapcsolásából áll (4.a) ábra).



4. ábra: A Huet- (a) és a Huet-Sayegh-modell (b)

Azonban míg a bitumen mechanikai viselkedése dinamikus gerjesztés esetén a Huet-féle modellel széles hőmérsékleti és frekvenciaspektrumban jól leírható, addig aszfaltkeverék esetében a modell – főként alacsony frekvenciáknál és magas hőmérsékleteknél – nem jellemzi megfelelően a valóságot. Ennek főként az az oka, hogy a modell szerint a komplex modulus ezeknél a peremfeltételeknél nullához tart, azonban kísérletekből ismert, hogy aszfaltkeverékek esetén a komplex modulus – egy nullánál nagyobb – E_0 -értékhez tart, amely a keverék kővázának köszönhető.

Néhány évvel később Sayegh disszertációjában figyelembe vette, hogy a bitumennel szemben az aszfaltkeverékek esetén a hőmérséklet növekedésével a kőváz teherviselő szerepe megmarad és egy olyan párhuzamosan kapcsolt összetett modellt fejlesztett ki, amelyet napjainkig elterjedten alkalmaznak dinamikusan terhelt aszfaltok viskoelasztikus viselkedésének modellezésére. A Huet-Sayegh-modell komplex modulusa az alábbi összefüggés alapján határozható meg.

$$E^*(i\omega\tau) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta \cdot (i \cdot \omega \cdot \tau)^{-k} + (i \cdot \omega \cdot \tau)^{-h}} \quad (14)$$

ahol:

E_0 – komplex modulus alsó határértéke, ha $\omega\tau \rightarrow 0$

E_{∞} – komplex modulus felső határértéke, ha $\omega\tau \rightarrow \infty$
 ω – körfrekvencia
 i – képzetes szám, $i^2 = -1$
 τ – időtényező
 δ, k, h – dimenzió nélküli paraméterek, és $0 < k < h < 1$

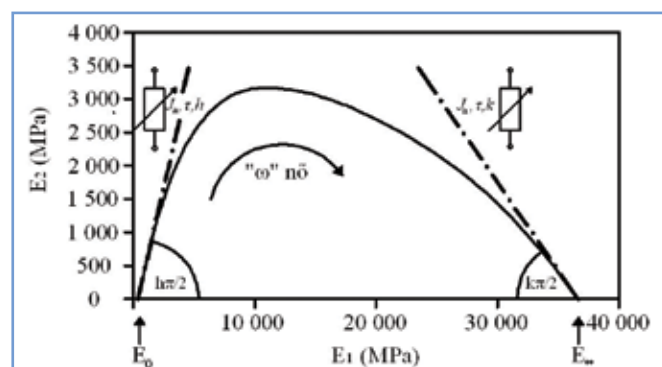
A modell különböző hőmérsékleten végzett eredményeket egyidejűleg használ fel és ezen értékeket az ún. „ τ ” időtényező segítségével veszi figyelembe. Az időtényező használata az „idő–hőmérséklet szuperpozíciós elv” alkalmazásán alapul, így tulajdonképpen a klasszikus eltolási tényezőnek (Tóth S., 2000) feleltethető meg. Ez alapján számolható lenne például az Arrhenius-törvény vagy a WLF-egyenlet alapján is, a gyakorlatban azonban elégséges (Pronk, 2005, Partl, 2006) valamilyen másodfokú összefüggés segítségével meghatározni, például az alábbiak szerint:

$$\ln(\tau) = a \cdot T^2 + b \cdot T + c \quad (15)$$

ahol:

τ – időtényező
 T – hőmérséklet
 a, b, c – konstans

Az 5. ábrán látható, hogy a tárolási modulus függvényében ábrázolva a veszteségi modulusokat, a modell az ún. Cole–Cole-diagram segítségével grafikusán is értelmezhető. Sőt mivel a modell összetettsége nem teszi lehetővé a paraméterek analitikus meghatározását, azok grafikusán is kiserkeszthetők (Zeghal et al, 2006), ahogy azt anno Huet maga is tette.



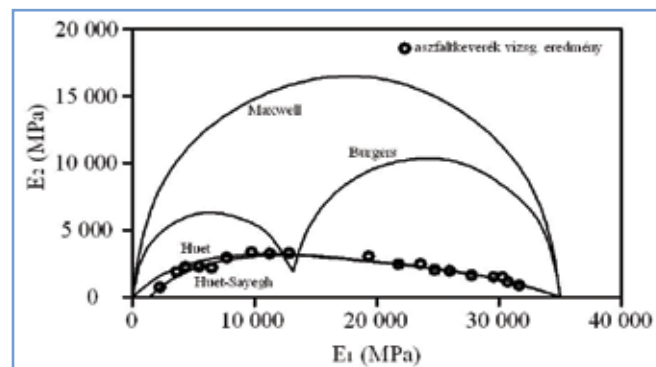
5. ábra: A Huet–Sayegh-modell paramétereinek értelmezése a Cole–Cole-diagramon

Természetesen a grafikus megoldással szemben a nemzetközi gyakorlathoz hasonlóan ma már célszerű valamilyen optimális technikát alkalmazni. Ennek legegyszerűbb módja például egy olyan iterációs eljárás alkalmazása, amely során a modellparamétereket célzottan úgy kell változtatni, hogy az anyagvizsgálatokból származó adatok és a modellszámítás közötti hibák négyzetösszege minimumértéket vegyen fel:

$$\min \sum_{i=1}^{N} \left(\left[E_1^{\text{vizsg.eredm.}}(\omega_i) - E_1^{\text{mod.ell}}(\omega_i) \right]^2 + \left[E_2^{\text{vizsg.eredm.}}(\omega_i) - E_2^{\text{mod.ell}}(\omega_i) \right]^2 \right) \quad (16)$$

A modell megbízhatóságát és mindennapi használhatóságát számos publikáció (pl. Pronk, 2005., Blab et al, 2005., Doucet, 2006.) támasztja alá, különösen érdekes azonban Partl publikációja (Partl, 2006), amelyből egy kiragadott vizsgálati eredményt tartalmaz a 6. ábra. Jól látható, hogy az úgynevezett hagyományos modellek a fázisszöget nem képesek megfelelően becsülni, ezáltal a modellszámítások eredményét az ún. Cole–Cole-diagramon ábrázolva a veszteségi modulus becslése során nagy eltérés tapasztalható.

Látványosan demonstrálható továbbá az ábrán a Huet- és a Huet–Sayegh-modell közötti különbség is, igazolva ezáltal a teherviselő kőváz jelenlétének egyszerű eszközökkel történő modellezhetőségét.



6. ábra: Különböző modellszámítások összehasonlítása egy aszfaltkeverék-vizsgálati eredményssal (Forrás: Partl, 2006)

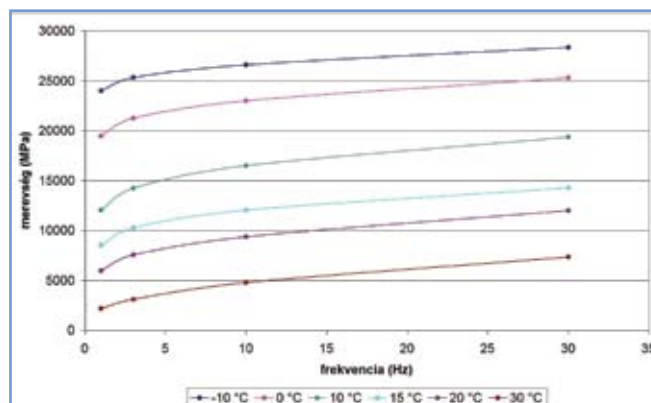
7. A HUET–SAYEGH-MODELL ALKALMAZÁSA HAZAI KEVERÉKEK ESETÉN

A modell alkalmazásához 2007-ben gyártott keverék vizsgálati eredményei álltak rendelkezésre. A keverék összetételét az 1. táblázat tartalmazza.

1. táblázat: Az aszfaltkeverék összetétele (mK-22/F)

Alapanyag	Összetétel %
Mészke, Felnémet	6,5
0/4, Iszcaszentgyörgy	32,5
4/11, Iszcaszentgyörgy	20
11/22, Szob	41
Kötőanyag: PmB-A 15/30	5,4

Jelenlegi gyakorlat szerint a keverékek merevségét rögzített körülmények (pl.: 15 °C-on, 10 Hz terhelés) mellett vizsgáljuk, ez a paraméter azonban alapvetően függ a hőmérséklettől, illetve a terhelési időtől. Nyilvánvaló hogy a hőmérséklet emelkedésével az adott feszültséghez tartozó deformáció nő, így a merevség csökken. A vizsgálatok során széles hőmérsékleti tartományban (–10; 0; 10; 15; 20; 30 °C), különböző terhelési frekvenciák mellett (1–3–10–30 Hz) meghatározásra kerültek a tárolási, veszte-



7. ábra: Az mK-22/F aszfaltkeverék izotermái

ségi modulusok és a fázisszögek. Ezen paraméterek alapján pedig számolhatóvá vált a komplex modulus abszolút értéke, a merevség is. A különböző vizsgálati feltételek mellett meghatározott merevség értékeit a 7. ábra mutatja be.

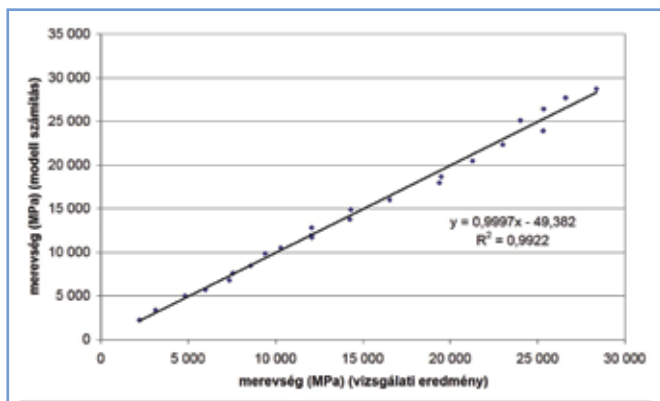
A korábban ismertetett modellt ezen vizsgálati eredményesoron tesztelve, az optimalást Excel-program Solver-moduljának segítségével elvégezve, meghatározásra kerültek a modellparaméterek, amelyeket a 2. táblázat tartalmazza.

2. táblázat: A keverékhez meghatározott modellparaméterek

E_0	E_∞	k	h	δ
1	34 355	0,1028	0,5292	0,1802

Látható, hogy az elméleti merevségi maximumot jelképező „ E_∞ ” értéke az elméleti várakozásoknak megfelelő 35 000 MPa körüli értéknek adódott, míg statikus szilárdság nem volt kimutatható. Ez várakozásunknak ellentmondó eredmény, hiszen a vizsgált keverék nyomvályú-vizsgálati eredményeinek ismeretében feltételezhető, hogy a köváz „szerkezeti ellenállása” magas hőmérsékleten is kimutatható lesz, azonban nem is feltétlenül szokatlan. Számos esetben tapasztalható, hogy nyomvályúvizsgálaton megfelelt keverék a későbbiekben plasztikus deformációt szenved, árnyalva ezáltal a plasztikus deformációs hajlam megítélésére szolgáló módszereink megbízhatóságát. A keverékek magas hőmérsékleten tapasztalt viselkedésének elméleti háttere ma még nem teljesen tisztázott, azonban számos új kutatás azt igazolja, hogy magas hőmérsékleten a kötőanyag szerepe eltér a hagyományos elméletekben foglaltaktól. Ezen állítások szerint, a keverékek viselkedése ebben a tartományban inkább a szemcsés anyagokra jellemző, így talajmechanikai modellekkel – például a hagyományos Mohr–Coulomb törési vagy a kritikus állapot elmélettel (Critical State Soil Mechanics, CSSM) – jobban modellezhető (Pellinen et al., 2004). Ezen elméletek igazolása azonban még folyamatban van.

A modellparaméterek ismeretében már a főbb anyagjellemzők meghatározhatók, így a modell pontosságának egyik legfontosabb mércéjeként a vizsgálati eredményekből meghatározott illetve a modellszámítás alapján adódó merevségértékek összehasonlíthatók. A 8. ábra a két adatsor közötti korrelációt mutatja, ami rendkívül jónak mondható. Ez azt is jelenti, hogy mérési eredmények ilyen típusú feldolgozásával a pályaszerkezet-méretezési modellek számára jól használható függvény-



8. ábra: A vizsgálat és a számított merevségi értékek összehasonlítása

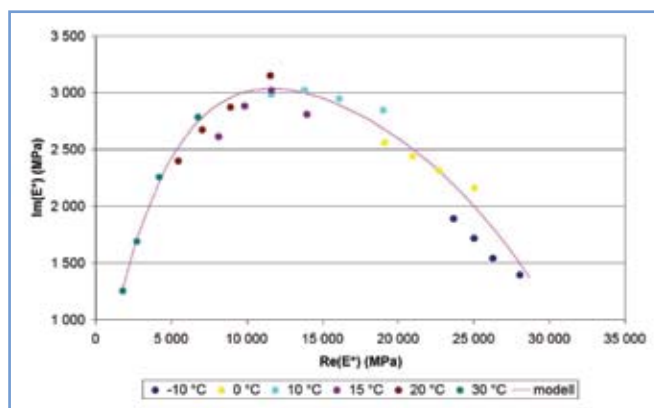
kapcsolat adható. Nem véletlen tehát, hogy számos méretező szoftver (pl. a holland Veroad, a francia ViscoRoute) is a Huet–Sayegh-modellt használja.

A modell megbízhatósága természetesen nemcsak a merevségi értékek jó korrelációjával támasztható alá. A 3. táblázat egyéb jellemzők esetén is nagypontosságú egyezést mutat.

3. táblázat: A vizsgálati eredmények illetve a modellszámítások közötti kapcsolat szorossága

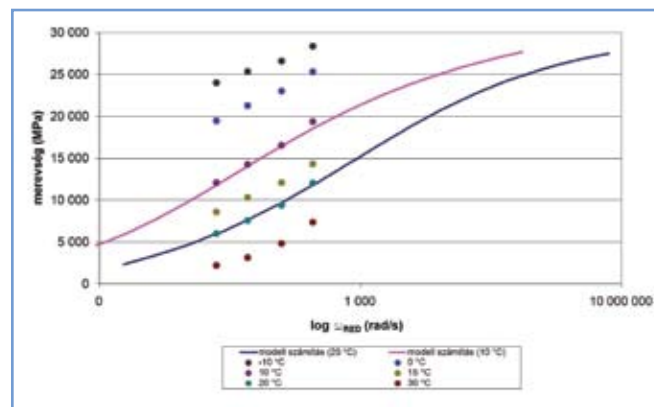
Korreláció	E^*	$\text{Re}(E^*)$	$\text{Im}(E^*)$	Fázisszög
R^2	0,9922	0,9926	0,9127	0,9867

A 9. ábrán kiértékelt dinamikus anyagvizsgálatok és az illetett Huet–Sayegh-modell Cole–Cole-diagramját ábrázolja. Minden szín azonos hőmérsékleten és különböző frekvenciákon végzett vizsgálatokat jelöl, ahol a görbe bal ága felé haladva magasabb hőmérsékletek és alacsony frekvenciák jellemzők (lágy viselkedés), a görbe jobb ágánál pedig alacsony hőmérsékletek és magas frekvenciák találhatók (merev viselkedés).



9. ábra: A mért és a modellezett eredmények alapján készített Cole–Cole-diagram

Szintén a mérési adatokat és a modellszámítás eredményét mutatja be a 10. ábra, azonban az eddigiektől eltérő formában. A merevségi értékeket a redukált körfrekvencia függvényében ábrázolva a reológiából ismert mestergörbe nyerhető. Jelen esetben a modellszámítás 20 °C-os referencia-hőmérsékleten történt, de természetesen a megfelelő időtényező segítségével a számítások

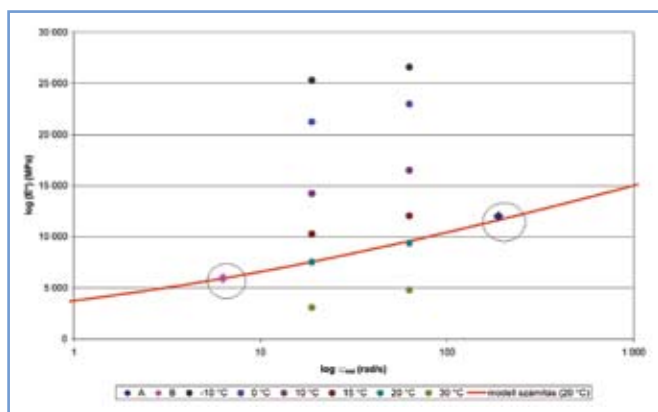


10. ábra: A különböző hőmérsékleten mért értékek illetve a modell alapján kiszámolt 10 és 20 °C-os mestergörbék

tetszőleges referencia-hőmérsékleten is elvégezhető. Ezt szemlélteti az ábra, ahol a 20 °C mellett a 10 °C-os referencia-hőmérsékletre meghatározott terhelés–merevség-görbe is látható.

Látható, hogy a merevségi görbe lefutása a különböző referencia-hőmérsékletek esetén nem változik, ugyanazon E_0 - és E_∞ -értékekhez tart, csupán a vízszintes tengely mentén, önmagával párhuzamosan tolódik el.

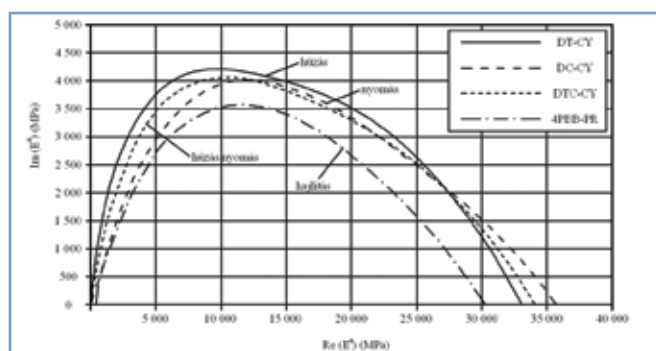
Fontos eredmény ugyan a mérési eredmények ilyen pontos matematikai leírása, azonban a modellszámítások validálása érdekében alapvető fontosságú, hogy a modellszámítás a nem vizsgált tartományra vonatkozóan milyen pontos becslést képes adni. Ennek érdekében szűkítve a modellalkotáshoz felhasználható vizsgálati eredmények körét, elhagytuk az 1 és a 30 Hz-en végzett vizsgálati eredményeket és prognózist készítettünk erre a két terhelési szintre. A 11. ábra grafikusan ábrázolja az 1 és 30 Hz-es eredményeket szimbolizáló „A” és „B” elhelyezkedését a 3 és 10 Hz-eredmények alapján meghatározott modellgörbéhez képest. Jól látható, hogy a pusztán a 3 és 10 Hz-en elvégzett vizsgálatra támaszkodva az 1 és 10 Hz-es vizsgálatokra készített modellbecslés és a valóságban ezen a terhelési szinten elvégzett eredmények milyen jól egybeesnek.



11. ábra: A modellszámítás és a vizsgálati eredmények összehasonlítása

A 4. táblázat számszerűen mutatja az eredményeket. A merevségi értékek 0,89 illetve 4,29 százalékos hibával történő becslése megnyugtatónak tekinthető, még a nehezebben mérhető és becslhető fázisszög esetén tapasztalt becslési hiba, más modellekkel összevetve is kielégítő.

A modell segítségével nemcsak különböző keverékek, hanem – szokatlan módon – akár különböző vizsgálati módszerek is vizsgálhatók. Látványos képet mutat az aszfaltkeverék viselkedéséről különböző terheléstípusok esetén a 12. ábra. (Hofko, 2008). Az aszfaltkeverék merevsége négy különböző, szabványos vizsgálati eljárással került meghatározásra: ezek a közvetlen húzáspróba (DT-CY), a



12. ábra: Különböző merevségvizsgálati módszerek vizsgálati eredményeinek leírása a Huet–Sayegh-moddellel (Forrás: Hofko, 2008)

közvetlen nyomásvizsgálat (DC-CY), a közvetlen húzó-nyomó vizsgálat (DTC-CY) és a négyponos gerendán végzett hajlítóvizsgálat (4PBB-PR) volt. Hofko a vizsgálati eredményeket Huet–Sayegh-moddellel dolgozta fel, és ábrázolta a Cole–Cole-diagramon.

Ha megfigyeljük a merevségi értékeket, akkor a görbék jobb oldali metszéspontja az x-tengellyel, az alacsony hőmérsékletek, valamint magas frekvenciák melletti ún. „üvegesedési modulus” képviseli, itt a legnagyobb merevség a közvetlen nyomásvizsgálatnál található. A minimum értéket ezzel analóg módon a húzási tartományhoz, azaz a közvetlen húzásvizsgálathoz lehet hozzárendelni, ha figyelmen kívül hagyjuk a gerendán végzett négyponos vizsgálat eredményeit, amelyeket csak közvetetten lehet a másik három vizsgálat eredményeivel összehasonlítani. A közvetlen összehasonlításához túlságosan nagyok az eltérések a próbatest geometriájában és a vizsgálógépbeli elhelyezkedésében, valamint a terhelés fajtájában.

Látható tehát, hogy a modell segítségével nemcsak a keverékek közötti, hanem a vizsgálatok közötti különbségek is kimutathatók. Az eredmények jól visszaadják az aszfalt különböző terhelésfajták (húzás, nyomás, húzás/nyomás, hajlítás) esetén tapasztalt viselkedését. A közvetlen húzásvizsgálatnál az aszfalt lágyabban reagál, ugyanakkor az alakváltozás viszkózus részei – amelyeket a görbék maximumai jelölnek – és ezzel a fázisszögei magasabbak, mint a nyomási tartományban.

8. ÖSSZEFOGLALÁS

Mint arra már korábban többször is utaltunk, az előírt hőmérsékleten meghatározott egyetlen merevségi értékkel a keverékek jellemezhetők ugyan, de keverékek közötti különbségek nem tárhatók fel teljes körűen.

Ez természetesen semmiképpen sem egy új gondolat. Egy tekintélyes munkacsoport (CROW-report, 2006) az új holland aszfalt-pályaszerkezet-méretezési rendszer számára tett ajánlásai során kihangsúlyozta, hogy minden esetben javasolja a mestergörbe meghatározását előírni, tekintettel annak értékes információ-tartalmára. Ez a gondolat természetesen már hazai publikációkban is fellelhető: „...A komplex modulus és a fáziseltolódás függését a hőmérséklettől és a frekvenciától az anyagviselkedés ujjlenyomatának tekintik, ...” (dr. Tóth S. – Perlaki, 2006). A keverékviselkedés pontosabb megítélése érdekében tehát mindenképpen segítségünkre lehet a keverékek komplex modulusának, merevségének teljes hőmérsékleti skálán történő rögzítése, például a típusvizsgálat készítése során.

Természetesen mindezek előtt azonban a MAÚT Aszfaltutak szakbizottsága jó szándékú javaslatának, miszerint bizonyos keverékek esetén

4. táblázat: A modellszámítás főbb eredményeinek összevetése a vizsgálati értékekkel

Vizsgálatok, hőmérséklet: 20 °C	Vizsgálati eredmény	Modell-számítás	Eltérés
Merevség, 30 Hz-en	12 018	11 911	0,89%
Merevség, 1 Hz-en	5970	5714	4,29%
Fázisszög, 30 Hz-en	16,1	14,78	8,20%
Fázisszög, 1 Hz-en	23,5	25,52	8,56%

a fáradási és a merevségi értékek megadandók, kellene érvényt szerezni. Ki kellene dolgozni annak rendszerét, hogy ezen adatokat ki, kinek, mikor, milyen formában köteles átadni, és természetesen garantálni ezen adatok valóságtartalmát és kutathatóságát is egyben. Minden jó szándék és lelkesedés ellenére azonban továbbra is kérdés, hogy mennyire lehetünk optimisták a tekintetben, hogy egy ilyen típusú „aszfalt-adatbank” megteremtésével belátható időn belül a holland kollegák nyomába eredünk. Bár elnézve aszfaltburkolataink állapotát, talán nem túlzott szakmai populizmus azt állítani, hogy igény lenne rá.

IRODALOMJEGYZÉK

- MSZ EN 12 697-26 Aszfaltkeverékek. Meleg aszfaltkeverék vizsgálati módszerei. 26. rész: Merevség
- Hofko, B.: Rheologische Modelle zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Asphalten. Strasse und Autobahn 5. 2008.
- Pronk, C.: The Huet-Sayegh Model; a Simple and Excellent Rheological Modell for Master Curve of Asphaltic Mixes. Geotechnical Special Publication No. 146. Asphalt Concrete. 2005
- Tóth S., Perlaki R.: Bitumen- és aszfaltszabványok követelményrendszeinek reológiai alapjai. Az aszfalt. 2006. 2. szám
- Tóth S.: Reológia, reometria. Veszprémi Egyetemi kiadó, 2000.
- Olard, F.: Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux á basses températures. Ph.D. disszertáció, Lyon 2003.
- Doucet, F.: Complex Modulus Characterization of Asphalt Mixes at MTQ and LCPC. 10th International Conference on Asphalt Pavements, 2006. ISAP
- Literature survey on existing design methods for flexible pavements. Intermediate report of the CROW Working Group on Design Tool for Asphalt Pavements Phase 1 and 2. CROW-report D06-06. May 2006

- Partl, M. N.: Mechanical Properties and Performance Characterization of Bituminous Materials. Course on Carleton University, 2006
- Nilsson, Hopman, Isacson: Influence of Different Rheological Models on Predicted Pavement Responses in Flexible Pavement. Road Materials and Pavement Design. Volume 3 – No 2/2002
- Ullidtz, Per: Modelling Flexible Pavement Response and Performance. 1998
- Blab, R., Lackner, R., Aigner, L.: Mathematical background for models SAMARIS projekt. Sustainable and Advanced MAterials for Road InfraStucture. Annex J. 2005.
- Clyne, T., Li, X., Marasteanu, M., Skok, E.: Dynamic and Resilient Modulus of Mn/DOT Asphalt Mixtures. Final Report, 2003 Minnesota Department of Transportation Research Services
- Pellinen, T., Song, J., Xiao, S.: Characterization of Hot Mix Asphalt with Varying Air Voids Content Using Triaxial Shear Strength Test. 8th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa, September 2004.
- Adams, Y. E., Zeghal, M., El Hussein, M.: Complex Modulus Test Protocol and Procedure for Determining Huet-Sayegh Model Parameters. IRC-IR-871, 2006.

SUMMARY

DESCRIPTION OF THE VISCO-ELASTIC BEHAVIOUR OF ASPHAL MIXES BY THE HUET-SAYEGH THEORY

The article summarises the basis of the internationally applied theory of Huet-Sayegh, reviews the main rheological concepts required for the visco-elastic modelling of the asphalt mix, then data from an own asphalt mix test are analysed according to the model.

A SEBESSÉG-FORGALOMNAGYSÁG-FÜGGVÉNY ELMOZDULÁSÁNAK TERMÉSZETE TORLÓDÁSOS AUTÓPÁLYÁN

MOVEMENT NATURE OF SPEED-FLOW RELATIONSHIP ON CONGESTED EXPRESSWAY

Z.Y. HUANG, X.H. CHEN, H.F. LIN, Z.L. YANG, L.Y. LI

JOURNAL OF TRANSPORTATION ENGINEERING VOL. 134., 2008. 3. P. 137-144. Á:3. T:2. H:15.

Torlódásos forgalomban egy autópályán egy helyi szűkület általában meghatározott hosszon gyakorol hatást a sebesség és a forgalomnagyság kapcsolatára, és ez a hatás függ a szűkület elhelyezkedésétől. A cikk szerzői a sebesség-forgalomnagyság-függvény alakulását vizsgálták a torlódásos forgalomban. Shanghai város egy nagy forgalmú autópálya-szakaszán öt egymás utáni hétköznapi ötpercenként mért forgalmi adatait elemezték a hurokdetektorok mérési adatai alapján. A 8,5 km hosszúságú emelt szintű gyorsforgalmi úton 93%-ban személygépkocsik közlekednek. Két irányban összesen 28 fel- és lehajtó ág csatlakozik, esetenként rendkívül rövid fonódási szakaszokkal, és a főpályán változó sávzámmal, ezért gyakoriak a torlódások. Hat olyan helyszínt találtak, ahol a teljes sebesség-forgalomnagyság-függvény kirajzolódott az eredményekből, tehát megjelent a felső ág, az alsó ág és a kapacitásmaximum térsége is. Az adatok további részletes vizsgálata kimutatta, hogy a teljes sebesség-forgalomnagyság-függvényt a felső ág és az alsó ág elmozdulása hozza létre. A felső ág jobboldali

végződése a szűkülettől távolodó forgalomban a távolság növekedésével arányosan növekvő sebesség felé, míg az alsó ág a szűkülethez közeledő forgalomban a távolság csökkenésével arányosan csökkenő sebesség felé mozdul el. Ez az elmozdulási jelenség megegyezik a járművezetők általános viselkedésével, amikor távolodnak egy szűkülettől vagy közelednek egy szűkület felé. Az elemzés során meghatározták az elmozdulás jelenségét erősítő vagy gyengítő tényezőket. Megállapították, hogy egy adott szűkület hatása mindkét irányban 600 m távolságig érzékelhető. A hetven éve fennálló klasszikus Greenshields-elmélet szerinti teljes függvény mindig két szűkület között alakult ki. A kapacitás maximuma nemcsak a szűkületben, hanem a szűkületek közötti torlódásos szakaszon is jelentkezett. A szűkülettől való távolság ismeretében a torlódásos forgalom sebesség-forgalomnagyság-függvénye jól előrebecsülhető.

G. A.

PÁLYASZERKEZETEK FÁRADÁSI ÉLETTARTAMÁNAK MEGHATÁROZÁSA ASZFALTANYAGOK LABORATÓRIUMI VIZSGÁLATA ALAPJÁN

DR. PETHŐ LÁSZLÓ¹ – BOCZ PÉTER²

1. BEVEZETÉS

Hazánk az útvagyon nagyfokú elhasználódása és a gyorsforgalmi úthálózat nagymértékű kiépítése okán az útfelújítások, útépitések korát éli. Mivel nagy összegű beruházásokról van szó, amelyből tekintélyes részt tesz ki az aszfaltanyag beépítése, célszerű a beépítési mennyiséget gazdaságos szinten tartani.

A hazai útpályaszerkezetek felépítését tartalmazó útügyi műszaki előírás [1] mechanikai (analitikus) méretezési módszerek alapján került kidolgozásra [2], ugyanakkor az aszfaltanyagok tulajdonságait csak az átlagos, akkoriban előállított aszfaltkeverékek mérési eredményei alapján vette figyelembe. Az aszfalttechnológia fejlődésével megjelentek a nagyteljesítményű, új összetételű aszfaltkeverékek (pl. modifikált bitumenek alkalmazásával), amelyek más mechanikai tulajdonságokkal bírnak, mint 15-20 évvel ezelőtti elődeik. A vizsgálatok célja az aszfaltkeverékek valós mechanikai tulajdonságainak mérése, és a mérési eredmények felhasználása a pályaszerkezetek fáradási élettartamának – többretegű rendszerek számítására alkalmas szoftver segítségével történő – meghatározásához.

2. AZ ASZFALTBURKOLATOK FELÉPÍTÉSE

Az aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek felépítését hazánkban az ÚT 2-1.202:2006 jelű, „Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezése és megerősítése” című útügyi műszaki előírás (ÚME) szabályozza [1].

Az előírás hétféle forgalmi terhelési osztályt különböztet meg (A, B, C, D, E, K, R) a tervezési élettartam alatt áthaladó $F=100$ kN terhelésű egységtengely-áthaladási szám alapján. Minden nehézcímű-típushoz egységjárműszorzó tartozik, amely az adott járműtípust a megfelelő számú, a fázasztóhatással egyenértékű egységtengellyé számítja át. A pályaszerkezetek az aszfalt pályaszerkezet alatti (alsó) alapréteg anyagától függően lehetnek hajlékony és félmerev rendszerűek. Az alkalmazható alaprétegtípusok: M56 vagy FZKA mechanikai stabilizáció, cementes kötőanyagú stabilizáció (CK), illetve beton. Az előírás szerint a pályaszerkezet épülhet kizárólag aszfaltból is (teljes aszfalt pályaszerkezet).

Az előírás a különböző alaprétegtípusok és a különböző forgalmi terhelési osztályok függvényében adja meg a beépítendő aszfalt-réteg vastagságát (Ezeket nevezzük típus-pályaszerkezeteknek). Noha a pályaszerkezetben megkülönböztetünk kopóréteget, kötőréteget, illetve opcionálisan felső alapréteget, amelyek mind aszfaltanyagból készülnek, az előírás nem köti meg ezek vastagságát külön-külön, hanem csak az összes vastagságot. Emellett

nem veszi figyelembe az alkalmazott anyag tényleges tulajdonságait sem.

3. A KÉTPONTOS HAJLÍTÓ-FÁRASZTÓ VIZSGÁLAT

Az aszfaltkeverékek fáradási tulajdonságainak modellezését az MSZ EN 12 697-24:2004+A1:2008 jelű, „Aszfaltkeverékek. Meleg aszfaltkeverék vizsgálati módszerei. 24. rész: Fáradási ellenállás” című európai szabvány [3] alapján laboratóriumi hajlító-fárasztó kísérletekkel lehet végrehajtani. A szabvány több, eltérő módszert is tartalmaz, a tanszékünk az 'A' melléklet szerinti „Kétpontos hajlítóvizsgálat trapezoid alakú próbatesten” című vizsgálatot és a 'D' melléklet szerinti „Négyponthoz hasonló alakú próbatesteken” című vizsgálatot képes elvégezni. Jelen cikkben kizárólag a kétpontos hajlítóvizsgálat eredményeivel foglalkozunk.

A vizsgálat lényege egy 250 mm magas, 25 mm vastagságú trapezoid alakú próbatest felső élével párhuzamos, szinuszos függvény szerint változó hajlítása, miközben a próbatest alsó éle befogásra kerül. A vizsgálóberendezés elmozdulásvezérelt, azaz a hajlítóvizsgálat közben a próbatest felső éle elmozdulásának amplitúdója állandó. Az aszfaltanyag tulajdonságából következően azonban az állandó elmozdulásmaximumhoz egyre kevesebb erő szükséges, mert a próbatest merevsége csökken. A berendezés megfelelő ciklusokban feljegyzi a beállított állandó elmozduláshoz tartozó változó – csökkenő – erőértéket, majd eb-



1. ábra: Kétpontos hajlító-fárasztó berendezés

¹ Okleveles építőmérnök, PhD, egyetemi adjunktus, BME Út és Vasútépítési Tanszék; e-mail: petho@uv.t.bme.hu

² Okleveles építőmérnök, egyetemi adjunktus, BME Út és Vasútépítési Tanszék; e-mail: bocz@uv.t.bme.hu

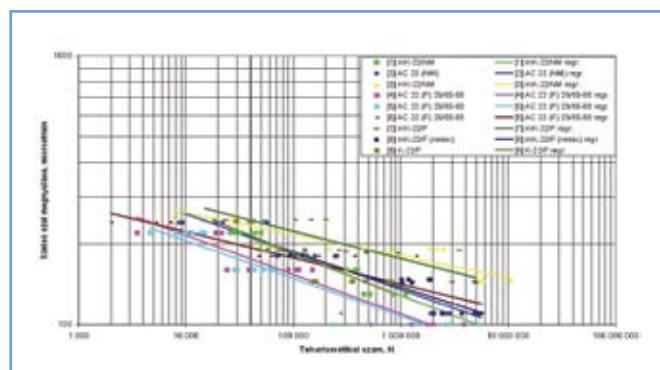
1. táblázat: Vizsgált aszfaltanyagok

No.	Keveréktípus	Wöhler-görbe meredeksége	Korreláció	Merevségi modulus, MPa	
				átlag	szórás
1	mK-22/NM	-0,15	0,94	17 713	1012
2	AC 22 (NM)	-0,14	0,95	18 952	891
3	mK-22/NM	-0,08	0,61	15 248	1162
4	AC 22 (F) 25/55-60	-0,15	0,92	17 703	926
5	AC 22 (F) 25/55-60	-0,14	0,89	16 787	1389
6	AC 22 (F) 25-55/65	-0,10	0,73	13 514	1839
7	mK-22/F	-0,10	0,76	11 178	1265
8	mK-22/F (remix)	-0,13	0,80	12 816	1092

ből merevségi moduluszt számít. A fáradási élettartam az a fárasztási ciklusszám, amely során a próbatest a kezdeti merevségének 50%-át elveszíti (ezt nevezi a szabvány egyezményes tönkremeneteli kritériumnak). A vizsgálatot három terhelési szinten – azaz három különféle elmozdulásamplitúdó alkalmazásával – hat-hat próbatest fárasztásával kell végrehajtani, majd ciklusszám–megnyúlás (ti. a próbatest szélső szálának megnyúlása) diagramban log–log léptékben ábrázolni. A 18 egyedi mérésre hatvány alakú regressziós fáradási görbe (Wöhler-görbe) illeszthető. A vizsgálat eredménye az $N=10^6$ ciklusszámmal tartozó megnyúlás – az aszfalt szélső szálának megnyúlása, illetve a fáradási görbe egyenlete (meredeksége). Az 1. ábrán a vizsgálóberendezés látható, a trapezoid próbatesttel, amelyet ragasztással rögzítenek egy lecsavarozott talphoz, illetve a felső él mozgatásához szükséges kerethez. A próbatest felső életől balra található kar mozgatja a próbatestet, és ez tartalmazza az erőmérő egységet is, amely a hajlításhoz szükséges erőt méri.

4. A VIZSGÁLAT VÉGREHAJTÁSA

A vizsgálataink során kilenc különböző aszfaltkeveréken végeztük el a 3. pontban említett szabvány szerinti fárasztóvizsgálatot (1. táblázat). Az aszfaltanyag tulajdonságaiból következően mind a vizsgálati hőmérséklet, mind az alkalmazott terhelés frekvenciája befolyásolja az eredményeket, így azonos vizsgálati körülményeket alkalmaztunk: a vizsgálati hőmérséklet 10 °C, a frekvencia 25 Hz [8]. A keverékek mindegyike kötőréteggént vagy felső alapréteggént alkalmazott $D_{\max} = 22$ mm szemmagyságú aszfaltkeverék. A kapott fáradási görbék a 2. ábrán láthatók. Az 1. táblázatban



2. ábra: Fáradási görbék az egyes aszfaltkeverékekre (MSZ EN 12 697-24 szerinti kétpontos hajlítás)

ismertettük az egyes aszfaltanyagok fáradási görbéjének meredekségét, illetőleg a vizsgálat során kiszámított kezdeti merevségi modulus értékének átlagát is, a vizsgált 18 próbatestre.

5. A FÁRADÁSI ÉLETTARTAM MEGHATÁROZÁSA

A pályaszerkezetek fáradási élettartamát (megengedett tengelyáthaladási számát) a többretegű mechanikai modellt alkalmazó, a Shell Laboratórium által kifejlesztett BISAR számítógépes szoftver segítségével határozzuk meg [4]. A szoftver képes maximum tíz-rétegű rendszer kezelésére. Minden réteg egy homogén, vastagsággal, merevségi modulussal és Poisson-számmal jellemzett, x – y síkban végtelen kiterjedésű réteg, a legalsó réteg pedig z irányban végtelen féltér. A rendszer legfelső rétegére elhelyezhetők függőleges és vízszintes komponensekkel rendelkező terhelések, majd a szoftver tetszőleges x , y , z koordinátákkal megadott helyen képes kiszámolni a rétegekben keletkező igénybevételeket (feszültségeket és megnyúlásokat). A rendszer nagy előnye, hogy a rétegek közötti tapadás különböző fokozatait is képes kezelni.

A BISAR programban összesen $5 \times 4 = 20$ -féle pályaszerkezeti modellt állítottunk fel (2. táblázat), az alaprétegtípusnak és a forgalmi terhelési osztálynak megfelelően (típus-pályaszerkezetek). A forgalmi terhelési osztályok közül a kis forgalom miatt az A és B terhelési osztályt kihagytuk. A kiindulási feltételezések a következők voltak:

- földmű modulusa: 40 MPa
- CK_1 merevségi modulusa: 2000 MPa
- FZKA modulusa: 135 MPa
- kopóréteg modulusa: 12 000 MPa
- kopóréteg vastagsága: 40 mm
- kötőréteg modulusa: a nyolcféle aszfaltanyag kezdeti merevségi modulusa szerint
- kötőréteg vastagsága: a megkívánt vastagság (2. táblázat) mínusz 40 mm kopóréteg
- az aszfaltretegek között teljes tapadás, az egyéb rétegek között teljes elcsúszás.

A kezdeti adatokból látható, hogy a húszféle pályaszerkezeti modellbe a kilencféle vizsgált aszfaltanyag kezdeti merevségi modulusát helyettesítettük be, így összességében $20 \times 9 = 180$ -féle pályaszerkezeti modell állt elő. A kötőréteg vastagságát úgy határoztuk meg, hogy a megkívánt vastagságból levontuk a 40 mm kopóréteget, majd ezt annyi rétegre osztottuk szét, ahány rétegben az adott vastagság kivitelezhető (ÚT 2-3.301 jelű ÚME alapján $D_{\max} = 22$ mm szemmagyság mellett $70 \div 100$ mm vastagság építhető egy rétegben).

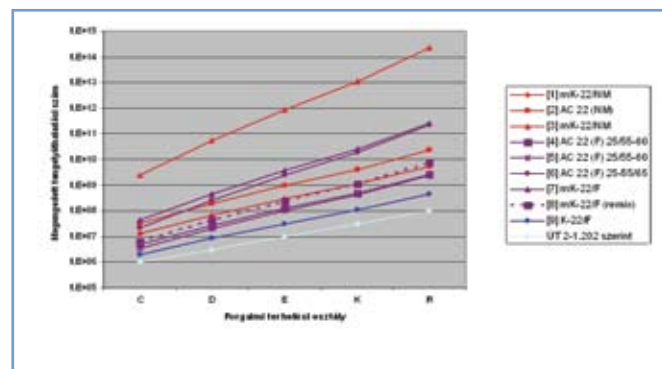
2. táblázat: Az ÚT 2-1.202 jelű útügyi műszaki előírás alapján megkívánt aszfaltvastagságok [mm]

Alapréteg típusa	Forgalmi terhelési osztály				
	C	D	E	K	R
Teljes aszfalt	180	210	240	270	310
FZKA (200 mm)	150	180	220	250	290
CK ₁ (150 mm)	130	170	200	240	280
CK ₁ (200 mm)	100	140	190	230	270

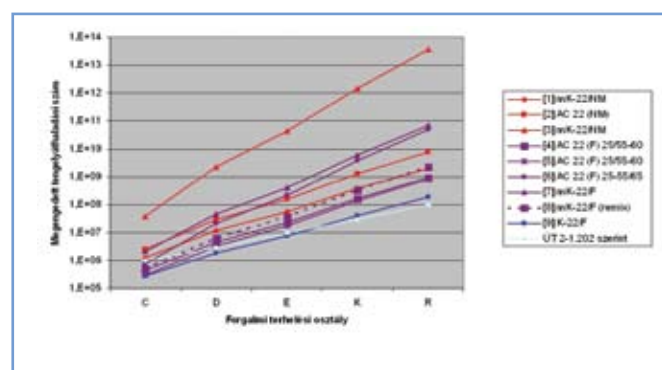
A felépített pályaszerkezeteket egy, $R = 0,15$ m átmérőjű körfelület mentén megoszló, $F = 50$ kN nagyságú kerékteherrel terheltek. Tekintettel arra, hogy az aszfalttrétegek a modellünkben együtdolgoznak, így a kerékteherelés a legalsó aszfalttréteg alsó szélén okozta a legnagyobb megnyúlást, mégpedig a terhelési középpont alatt. A BISAR-szoftverrel tehát ezt a megnyúlásértéket (microstrain, 10^{-6} mm/mm) számoltattuk ki. Ez a megnyúlásérték logikusan az aszfaltvastagság és/vagy a merevségi modulus növelésével csökken. A fáradási (Wöhler-) görbe alapján egy adott megnyúlásértékhez leolvasható az egyezményes tönkremeneteli kritérium eléréséig szükséges tengelyáthaladási szám.

6. A VIZSGÁLAT EREDMÉNYEI

A 3–4. ábrán feltüntettük az egyezményes tönkremeneteli kritériumig szükséges tengelyáthaladási szám értékeit, az 5. pontban vázolt számítási eljárás alapján. A négyféle alaprétegtípusból



3. ábra: Megengedett tengelyáthaladási számok a modellezés eredményei alapján (Teljes aszfalt pályaszerkezet)

4. ábra: Megengedett tengelyáthaladási számok a modellezés eredményei alapján (CK₁ alapréteg 15 cm vastagságban)

a teljes aszfalt, illetve a 150 mm vastag CK₁ alapréteggel épült pályaszerkezetet ragadtuk ki; külön jelölve az adott forgalmi terhelési osztályhoz tartozó megengedett tengelyáthaladási számot is. Látható, hogy míg a teljes aszfalt pályaszerkezet esetén az ÚT 2-1.202 jelű ÚME rétegvastagságainak alkalmazásával minden anyag megfelel a forgalmi terhelési osztályban elvárt tengelyáthaladási számnak, a CK₁ alapréteg esetén a C, D, E forgalmi terhelési osztályokban néhány aszfaltanyag alkalmazásával készült pályaszerkezet eredményei alatta maradnak az elvárt értéknek. Ennek oka, hogy az ÚME számítási alapja figyelembe vette a terhelési szünetek élettartam-növelő hatását (shift faktor), jelen számításban ezt – a biztonság javára történő közelítéssel – nem vettük figyelembe, hiszen célunk az egyes aszfaltanyagok teljesítményének összehasonlítása.

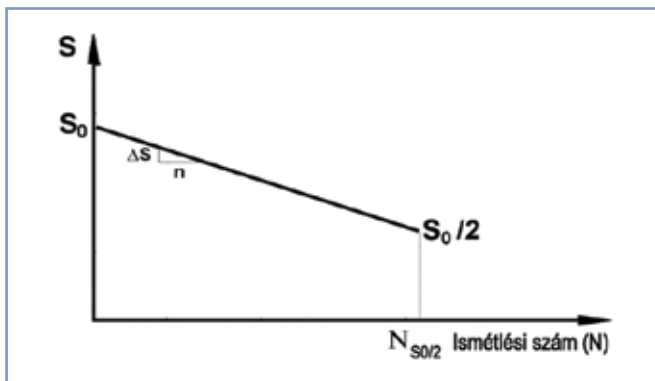
A számítási eredményekből látható, hogy a fáradási élettartam növekedését nem elsősorban a merevségi modulus növekedése okozza, hanem a fáradási (Wöhler-) görbe fekvése és hajlása. Lapos hajlású Wöhler-görbe esetén a szélső szál megnyúlásának enyhe csökkenésével (ti. a pályaszerkezet vastagságának kismértékű növelésével) rohamos fáradásiélettartam-növekedéssel lehet számolni. A fenti számításban a 7-es sorszámú anyagnak a kezdeti merevsége a legkisebb, viszont a kedvező hajlású Wöhler-görbe nagy fáradási élettartamot ad az ezzel az anyaggal készült pályaszerkezetnek.

A vizsgált aszfaltanyagok közül a 9-es sorszámú anyag az egyetlen, amely hagyományos bitumennel készült, és az ÚT 2-1.202 jelű ÚME szerint épített vastagságban nagyságrendileg hozzá is a tőle elvárt tengelyáthaladási számot. A modifikált bitumennel készült keverékek azonban nagyságrendekkel nagyobb tengelyáthaladási számot is elviselnek, így arra következtethetünk, hogy a keverék típusától függően a burkolat megkívánt vastagsága – egyéb szempontokat is figyelembe véve – akár csökkenthető is lenne.

Megjegyzendő azonban, hogy a hazai méretezési módszer a Shell-Grand Couronne-módszerrel előrebecsült fáradási görbét vette alapul [5], amely a fáradási görbe kitevőjeként 0,20-as értéket határoz meg. Az 1. táblázat adataiból látható, hogy a jelenleg alkalmazott nagyteljesítményű aszfaltok kitevője ennél kisebb, $0,10 \div 0,15$ körül alakul. Ez azonban a 100 kN nagyságú egysegtengelyre történő átszámítási szorzók megváltozását is maga után vonhatja. A tengelysúly $F=100$ kN egysegtengelyhez képesti növekedése ezek alapján a súlyarány nem az ötödik ($1/0,20 = 5$), hanem a 7–10. hatványával arányos.

7. A MEREVSÉGCSÖKKENÉS HATÁSA

Eddigi modellezésünk alapja az volt, hogy a pályaszerkezetekben a terhelés hatására az aszfalttréteg alsó szélén a legnagyobb megnyúlás keletkezik. Ez az ismétlődő megnyúlás az aszfaltanyag fáradását (merevségének csökkenését) okozza, amit a laboratóriumi



5. ábra: A merevségcsökkenés számítása arányossági tényezővel

kétpontos hajlító-fárasztó vizsgálat is bizonyít. Minél nagyobb a megnyúlás, annál kevesebb teherismétlés elegendő az egyezményes fáradási kritérium eléréséig.

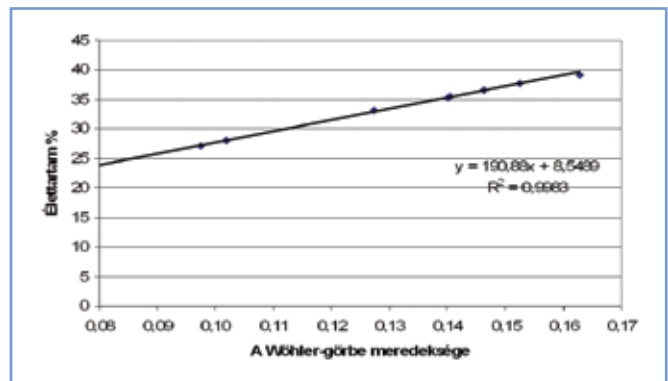
Kérdés azonban, hogy mitől függ az alsó aszfaltréteg alsó szálának megnyúlása? A BISAR-szoftverrel végzett számítások alapján – és logikusan is – a pályaszerkezet vastagságától, emellett a legnagyobb hatása az alsó aszfaltrétegek merevségének van [6]. Ha a használat során a pályaszerkezet vastagsága állandó is, a merevség csökkenni fog, éppen a tengelyáthaladások miatt is. Csökkenő aszfaltmerevség azonban a szélső szál nagyobb megnyúlását fogja okozni. A két mennyiség tehát (merevségcsökkenés – megnyúlásnövekedés) visszahat egymásra. Így a feladat annak megállapítása, hogy az alsó aszfaltszál merevsége milyen ütemben csökken. Ehhez az 5. ábra ad magyarázatot, amely az aszfaltanyag merevségcsökkenési ütemét (S_{akt}) ábrázolja a tengelyáthaladások függvényében (n). A kezdeti merevség (S_0) és az aktuális szélsőszálmegnyúláshoz alkalmazott teherismétlési szám ($N_{S0/2}$) a laboratóriumi vizsgálatok eredményeiből kinyerhető. Az aktuális merevségi érték tehát számítható:

$$S_{akt} = S_0 - n \cdot \frac{S_0 / 2}{N_{S0/2}} \quad (6.1)$$

Megfelelő n érték felvételével részfáradásokat állíthatunk elő. Azt vizsgáljuk, hogy az új pályaszerkezetben n_1 számú terhelési ciklus az adott merevséghez tartozó fáradási élettartam (N_1) hány %-a. Majd a merevséget a fent említett módon csökkentve, BISAR-szoftverrel ismét kiszámítható a – csökkentett merevséghez tartozó – szélsőszálmegnyúlás. Ennek alapján egy következő n_2 ($=n_1$) számú terhelési ciklus – a csökkent merevség miatt – egy $N_2 < N_1$ élettartamhoz viszonyított %-os értéket ad. Ezeket a részteket a Miner-hipotézissel [7] összegezve, akkor éri el a pályaszerkezet a kifáradás határát, ha a kumulált érték az 1-et eléri:

$$S_{akt} = S_0 - n \cdot \frac{S_0 / 2}{N_{S0/2}} \quad (6.2)$$

A laboratóriumi vizsgálatoknak alávett kilencféle aszfaltkeverék esetében elvégeztük ezt a számítást. Minden keverék esetében a húszféle pályaszerkezeti modellre elvégeztük a számítást, és megállapítottuk, hogy a fáradási élettartam a leírt hatás miatt hogyan csökken. Az új élettartamot az eredetileg (hagyományosan) számított fáradási élettartam százalékában állapítottuk meg. Érdekes eredmény, hogy ez a százalékos érték nagyon kis (5%-on belüli) szórással minden típus-pályaszerkezet esetében hasonló, így ezeket átlagolhattuk.



6. ábra: Korrelációs számítás

A vizsgált anyagoknál a fáradási élettartam a fent említett hatás miatt a keverék függvényében az eredeti élettartam 25÷40%-ára csökken. Az aszfaltkeverékek Wöhler-görbéjének meredeksége és a csökkentett fáradási élettartam (a Wöhler-görbéből, a kezdeti merevség segítségével számított fáradási élettartam százalékában) között nagyon erős korrelációt találtunk. Minél laposabb hajlású a Wöhler-görbe, annál erősebben jelentkezik ez az öngerjesztő hatás (6. ábra), azaz az adott keverék annál érzékenyebb a szélsőszálmegnyúlás növekedésére. Igaz, hogy a lapos Wöhler-görbe ezen hatás szempontjából kedvezőtlen, de az 5. pontban elvégzett számítások alapján az ilyen keverékekkel épített pályaszerkezetek ennél sokkal nagyobb tartalékokkal rendelkeznek.

8. ÖSSZEFOGLALÁS

Vizsgálataink során megállapítottuk, hogy az ÚT 2-1.202 jelű előírásban megadottakkal ellentétben az egyes aszfaltanyagok konkrét, laboratóriumban mért mechanikai tulajdonságai (kezdeti merevség, fáradási görbe) alapján készített pályaszerkezeti modellek eltérő fáradási élettartamot valósítanak meg. A vizsgálatok alapján megállapítható, hogy az aszfaltanyag fáradási élettartam szempontjából legfontosabb kedvező tulajdonsága a Wöhler-görbe lapos hajlása, amely élettartam szempontjából fontosabb, mint az aszfaltanyag merevségi modulusa. Így a modifikált bitumennel készült aszfaltkeverékeket célszerű nagyteljesítményű keverékként tekinteni. A fáradás miatti aszfaltmerevség-csökkenés számításba vétele ismét érdekes eredményt hoz, itt azonban a lapos Wöhler-görbe kedvezőtlen hatású, azonban messze nem ellentételezi a kedvező tulajdonságokat. Megjegyezzük, hogy a bitumen öregedése és egyéb hatások az aszfaltkeverék merevségét eltérő irányban befolyásolják, számításaink célja itt kizárólag a fáradás hatásának figyelembevétele volt.

A vizsgálat megállapítja, hogy a nagyteljesítményű aszfaltkeverékekből készült pályaszerkezetekben – ezen modellezés alapján – kisebb rétegvastagság beépítése is elegendő lehet az ÚT 2-1.202 jelű előírás által megkívánt tengelyáthaladási szám megvalósításához.

IRODALOMJEGYZÉK

- [1] ÚT 2-1.202:2005 jelű utügyi műszaki előírás, Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezése és megerősítése
- [2] Nemesdy E. (1992): Az új magyar típus-útpályaszerkezetek mechanikai méretezésének háttere, Közlekedésépítés- és Mélyépítéstudományi Szemle, XLII. évf., 8. szám

- [3] MSZ EN 12 697-24:2004+A1:2008 (2008): Aszfaltkeverékek. Meleg aszfaltkeverék vizsgálati módszerei. 24. rész: Fáradási ellenállás
- [4] Shell International Oil Product BV (1998): BISAR 3.0 User Manual, Bitumen Business Group
- [5] Bonnaure, F. P., Huibers, A. H. J. J., Boonders, A. (1982): A Laboratory Investigation, of the Influence of Rest Periods on The Fatigue Characteristics of Bituminous Mixes, Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 51, pp.104–128
- [6] Bocz, P.: The effect of stiffness and duration parameters to the service life of the pavement structure, Per. Pol. Civil Eng., 53/1 (2009), 35–41.
- [7] Miner, M. A. (1945): Cumulative Damage in Fatigue, The American Society of Mechanical Engineers, Vol. 67, pp. 159–164, Los Angeles
- [8] MSZ EN 13 108-20:2006 (2006) Aszfaltkeverékek. Anyag-előírások. 20. rész: Típusvizsgálat.

SUMMARY

PREDICTION OF FATIGUE LIFE OF ASPHALT PAVEMENT STRUCTURES

In the last decades several changes were introduced in the field of asphalt mixture design. These changes lead to the development of asphalt mixtures higher performance, which was only partially introduced to the pavement structure design. The “new” materials show quite different properties than the late bituminous mixtures. The aims of the investigations were to measure the real mechanical properties of the different asphalt mixtures. Having these values calculations were performed on the prediction of the fatigue behaviour of the asphalt pavement structures.

EGY ÚJ ELJÁRÁS A DISZKRÉT FELÜLETI HIBÁK ALUMINOTERMÍKUS HEGESZTÉSEL TÖRTÉNŐ JAVÍTÁSÁHOZ

A NEW PROCESS FOR THE ALUMINOTHERMIC WELD REPAIR OF DISCRETE RAIL SURFACE

PROF. ANDREW MCNAUGHTON, BRIAN WHITNEY
EUROPEAN RAILWAY REVIEW, ISSUE 6, 2008, PP. 14–19.

A vasúti forgalom alatt kialakuló diszkrét sínfejkárosodások kimutatására szemrevételezéses vizsgálatot, vagy ultrahangos törés-repedés-keresést szokás alkalmazni, amely azért is fontos, hogy a sín pályában fekvési élettartamát jelentősen növelni lehessen. Az NR (Network Rail) hálózatán a károsodások nagyjából 50%-át tették ki a felületi hibák, amiket meg is szüntettek. Ezek túlnyomórészt különböző kitérősek, károsodások formájában jelennek meg, amik a kerekek sínen való gördülési mozgásaiból, és a kerék és a sín között a gyorsításoknál kialakuló súrlódások hőhatásai miatt keletkeznek. Manapság ezeket a károsodásokat a sín újraprofilozásával vagy e munkafolyamat előtt kézi ívhegesztési technológiával is javítják. Mindkét módszer nagyon időigényes a sín újraprofilozása miatt, amely rendszerint a semleges hőmérséklet visszaállítását is igényli, a kézi ívhegesztés pedig további hibákat is eredményezhet, mint például a salakbeégés, valamint a hegesztési kezdő- és végkráterek.

A nagysebességű vasútvonalak nehezebb fenntartási hozzáférhetősége miatt, valamint a fenntartási költségek csökkentése érdekében a sínfejen jelentkező hibák kijavítására egy innovatív megoldást kísérleteztek ki, amely nem teszi szükségessé egyes részekben a sínarab cseréjét, ezzel is megspórolva két AT (aluminotermikus) sínhegesztést. A HRW-technológiát az NR és a TWGB (Thermit Welding GB Ltd.) közösen fejlesztette ki, amellyel várhatóan sok ilyen típusú hibát ki tudnak majd javítani.

A HRW-módszer lehetővé teszi az alapanyaggal megegyező minőségű varratok készítését, amelyet mind hagyományos kézi, mind ultrahangos gépi eljárásokkal lehet vizsgálni, és ellenőrizni. A technológiát főleg annak érdekében találták ki, hogy alternatív megoldásként

szolgáljon a kézi ívhegesztési sínjavítások mellett, amellyel egy normál műszakon belül el lehet végezni a munkálatokat. Előnye, hogy a sínarabcsereléses megoldás esetén fellépő magas sínegyenességbeli hiba kockázata is minimálisra redukálódik. Nagy-Britanniában a gyári hegesztett hosszú sínekben jelentkezett felületi probléma, amit ennek a HRW-módszernek a sín előmelegítésével kiegészített változatával oldottak meg, így a varrat és az alapanyag jobb összeolvadását tudták garantálni. A varratokat roncsolásmentes vizsgálatoknak is alávetették, amellyel igazolták a technológia hatását.

A javíthatóságot nagyban befolyásolja a kialakult hiba nagysága, amely maximálisan teljes fejszélességű, 70 illetve 95 mm (utólagos sínmarás esetén) hosszúságú, és a sínfej kopásától függően legfeljebb 35 mm mélységű lehet. A varratot hegesztés előtt elő kell készíteni, ami a hibás hely kimarását, kitisztítását jelenti. A hegesztést hasonlóan kell elvégezni, mint az AT-sínhegesztésnél, csak ebben az esetben az öntőforma kizárólag a sínfejre illeszkedik. Az elkészült varratnak az előírásoknak meg kell felelnie, amelyek szilárdsági, keménységi, geometriai tulajdonságoknál írnak elő követelményeket, valamint ultrahangos méréssel megállapítható belső hibákra is adnak korlátozásokat.

Fejlesztési irányként az látszik, hogy a HRW-technológiával például alagutakban is lehet majd ilyen javításokat végezni, ahol például a propángázos előmelegítés tiltott, így csak az acetilgáz használható, illetve az is fontos lenne, hogy például a javítható hibák nagyságát növelni lehessen.

F. Sz.

MAGAS HŐMÉRSÉKLETEK HATÁSA AZ ASZFALTKEVERÉKEKET ALKOTÓ KÖVÁZAKRA

DEVECSERI GABRIELLA¹

1. BEVEZETÉS

Tág határok között mozog az a hőmérsékleti tartomány, amellyel az aszfaltkeverékek és az azokat alkotó kővázak teljes életciklusuk során találkozhatnak. Fagy esetén gyakori, hogy $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ -os hőmérsékletet is el kell viselnie az anyagnak, ugyanakkor a nyári hónapokban a nap hatására $+40\text{ }^{\circ}\text{C}$ -ra is felmelegedhet a burkolat. Ennél is magasabb hőmérséklet éri az aszfaltkeveréket és annak összetevőit a gyártás, illetve a bedolgozás során. Öntöttaszfalt esetében a keverék hőmérséklete $220\text{--}240\text{ }^{\circ}\text{C}$ -os is lehet. A minőség-ellenőrző vizsgálatok során ennél magasabb hőmérsékletek is érhetik a keverékeket. A bitumentartalom égetéssel történő meghatározása például $480\text{ }^{\circ}\text{C}$ – $540\text{ }^{\circ}\text{C}$ magas hőmérsékleten történik. Szélsőséges esetben (tűzesetek, alagúttűzek, katasztrófák esetén) akár $900\text{ }^{\circ}\text{C}$ -os hőmérséklet is kialakulhat az érintett területen. Az aszfaltkeverékek különböző hőmérsékleten való viselkedését korábban már többen tanulmányozták [6], [8]. Jelen kísérletsorozat során a magas hőmérsékleteknek (240 és $480\text{ }^{\circ}\text{C}$) az aszfaltkeverékeket alkotó kővázakra gyakorolt hatása került vizsgálatra. A vizsgálatok célja a kővázak magas hőmérsékleteken való viselkedésének, fizikai tulajdonságainak megismerés volt.

2. A VIZSGÁLAT MENETE

A vizsgálat elvégzéséhez három különböző helyről származó magyarországi kőzet (Tállya, Uzsa, Iszcaszentgyörgy) $11/16\text{ mm}$ -es frakcióját választottuk ki. A vizsgálat részleteit előző cikkünkben ismertettük [12]. A vizsgálat befejezése után $2\times 3\times 10$ szemmegoszlási diagram és tömegvesztesség-adat állt rendelkezésre az elemzéshez.

2.1. ALKALMAZOTT ANYAGOK

A vizsgált kőzetek a hazai aszfaltgyártásban gyakran alkalmazott típusok (tállyai andezit, uzsa bazalt, iszcaszentgyörgyi dolomit), melyek legfontosabb paraméterei az 1. táblázatban láthatók.

A hazai gyakorlatban az esetek többségében andezit illetve bazalt alkotja az aszfaltkeverék kővázat, azonban a kiömlési kőzetek háromszor, négyszer drágábbak az üledékes kőzeteknél. Magyarország dolomitkészleteit tekintve, érdemes arra nézve kutatást végezni (és vannak is ilyen irányú törekvések), hogy az üledékes kőzetek miként alkalmazhatók az aszfaltgyártásban. Ezért e kőzetek fizikai tulajdonságainak ismerete az aszfaltgyártás és a bányagazdálkodás számára egyaránt alapvető fontosságú.

Jelen laboratóriumi vizsgálat értékes információkat szolgáltat az aszfaltokat alkotó kővázak különböző hőmérsékleten való viselkedéséről, a fizikai tulajdonságaikban végbemenő változásokról. Lehetővé teszi az aszfaltok kővázának, magas hőmérséklettel szemben való viselkedésének jobb megismerését.

3. EREDMÉNYEK

A laboratóriumi vizsgálat során a kővázak fizikai tulajdonságaiban három fő változás volt megfigyelhető: i) szemmegoszlás-változás, ii) tömegváltozás, iii) színváltozás.

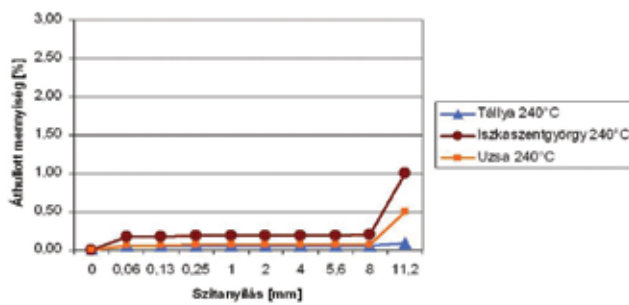
3.1. KŐZETEK SZEMMEGOSZLÁSÁNAK VÁLTOZÁSA

A laboratóriumi vizsgálatok alapján megállapítható, hogy a mintának mind a $240\text{ }^{\circ}\text{C}$ -on, mind a $480\text{ }^{\circ}\text{C}$ -on történő égetést követően megváltozik a szemmegoszlása. Az égetés hatására a $11/16\text{ mm}$ -es frakció szemeiből apró darabok töredeznek le. Az 1–12. ábrán a vizsgált kőzetek szemmegoszlás-diagramjai láthatók (a szemmegoszlás $11,2\text{ mm}$ fölötti része nem került ábrázolásra, mert 6 mm -nél minden egyes kőzet esetében a szemmegoszlás eléri a 100% -ot). Az ábrák alapján az egyes kőzetek égetés utáni szemmegoszlásai mind önmagukkal, mind egymással összehasonlíthatók.

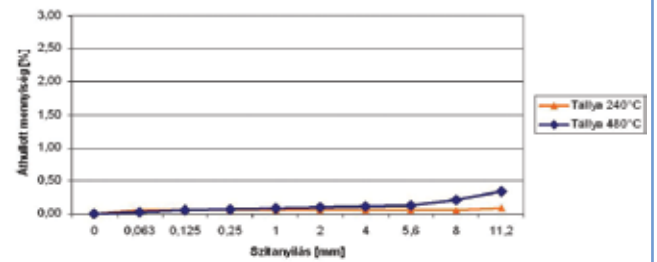
1. táblázat: A vizsgált kőzetek legfontosabb tulajdonságai

No.	Név	Kőzettípus	Szín $22\text{ }^{\circ}\text{C}$ -on	Jellemző ásványok	Száraz térfogatsúly, kg/m^3	LosAngeles, $\text{m} \%$
1.	Tállya	andezit	szürkésfekete	plagioklász, amfiból, piroxén, biotit	2650	19,07
2.	Uzsa	bazalt	szürkésfekete	plagioklász, piroxén, olivin	2750	13,23
3.	Iszcaszentgyörgy	dolomit	sárgásfehér	dolomit	2750	17,70

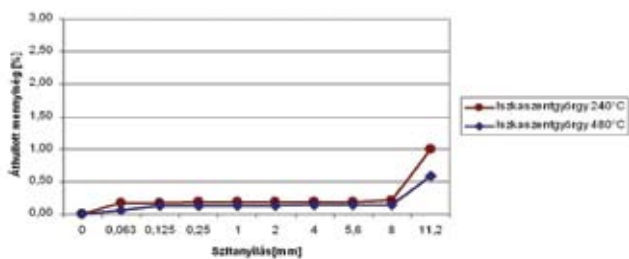
¹ Okl. építőmérnök, tanszéki mérnök, BME Út és Vasútéptérségi Tanszék; e-mail: devecseri@uvt.bme.hu



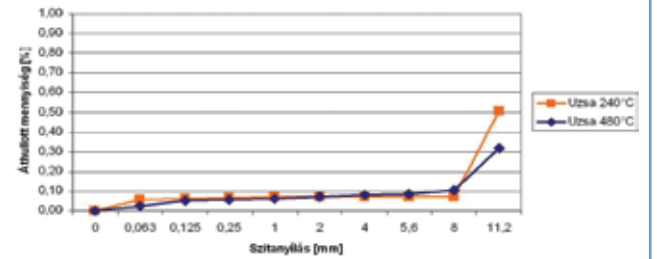
1. ábra: A vizsgált kőzetek szemmegoszlás-minimumai 240 °C-on történő égetést követően



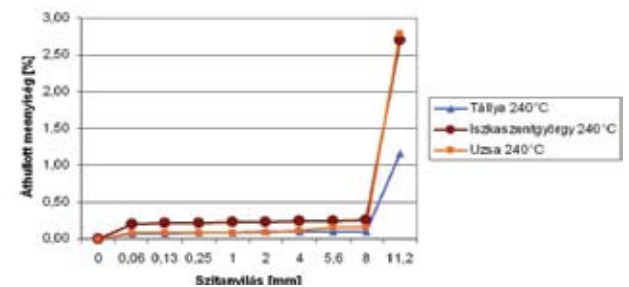
2. ábra: A tállyai andezit szemmegoszlás-minimumai 240 °C-on, valamint 480 °C-on történő égetést követően



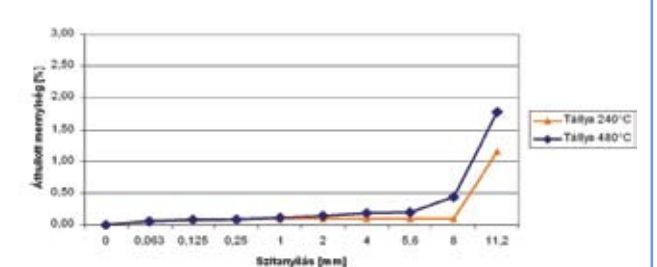
3. ábra: Az iszkaszentgyörgyi dolomit szemmegoszlás-minimumai 240 °C-on, valamint 480 °C-on történő égetést követően



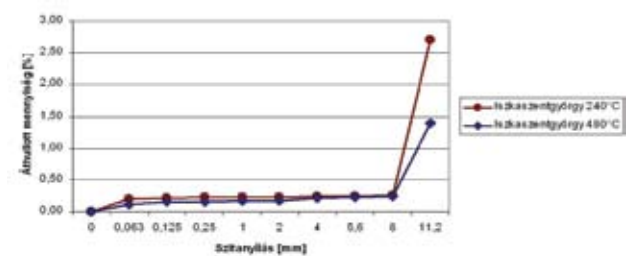
4. ábra: Az uzsai bazalt szemmegoszlás-minimumai 240 °C-on, valamint 480 °C-on történő égetést követően



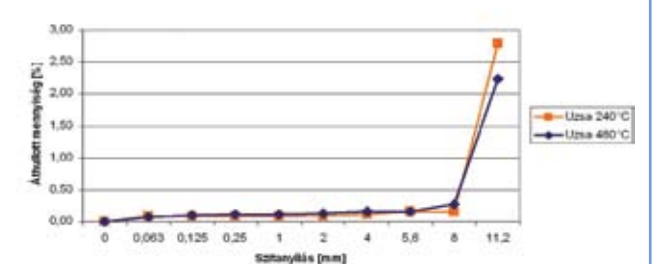
5. ábra: A vizsgált kőzetek szemmegoszlás-maximumai 240 °C-on történő égetést követően



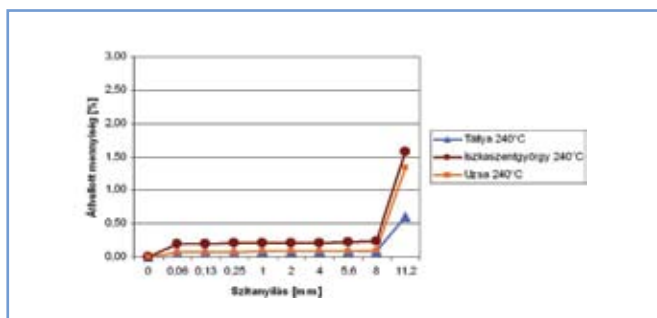
6. ábra: A tállyai andezit szemmegoszlás-maximumai 240 °C-on, valamint 480 °C-on történő égetést követően



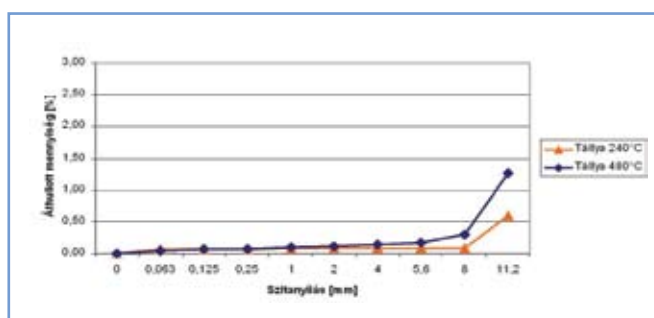
7. ábra: Az iszkaszentgyörgyi dolomit szemmegoszlás-maximumai 240 °C-on valamint 480 °C-on történő égetést követően



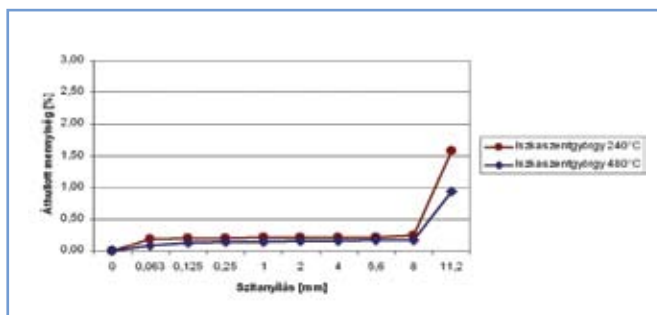
8. ábra: Az uzsai bazalt szemmegoszlás-maximumai 240 °C-on, valamint 480 °C-on történő égetést követően



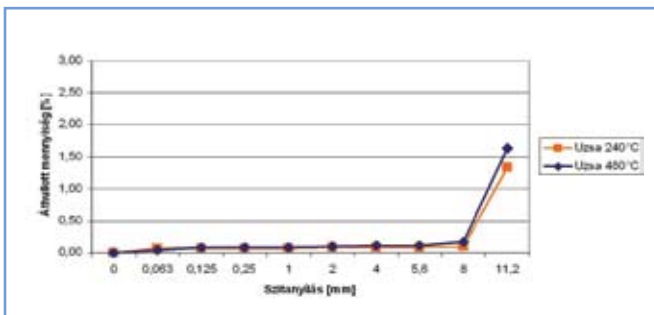
9. ábra: A vizsgált kőzetek szemmegoszlásátlagai 240 °C-on történő égetést követően



10. ábra: A tállyai andezit szemmegoszlásátlagai 240 °C-on, valamint 480 °C-on történő égetést követően



11. ábra: Az iszkaszentgyörgyi dolomit szemmegoszlásátlagai 240 °C-on, valamint 480 °C-on történő égetést követően

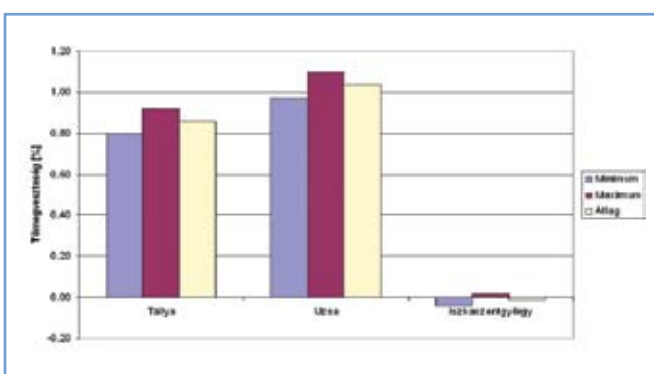


12. ábra: Az uzsai bazalt szemmegoszlásátlagai 240 °C-on, valamint 480 °C-on történő égetést követően

240 °C-on való égetést követően a tállyai andezit aprózódása 0,08–1,15% értékek között változott. 480 °C-on való égetést követően ennél magasabb aprózódás volt mérhető a tállyai andezit esetében. A magasabb hőmérsékleten az eredeti frakciónak legalább 0,35%-a lemállott, míg az aprózódás maximuma 1,77%-ra adódott. Az aprózódás átlagos nagysága 240 °C-on 0,60%, 480 °C-on 1,27% volt.

Az iszkaszentgyörgyi dolomit a tállyai andezittől eltérő viselkedést mutatott az égetés során. 240 °C-on való égetést követően a kőzet eredeti frakciójának 0,99–2,70%-a töredezett le. Az eredmények átlaga 1,58%-ra adódott, míg 480 °C-on történő hevítést követően az értékek 0,59–1,39% között változtak és az átlagos aprózódás 0,95%-ot ért el, azaz a hőmérséklet növekedésével fordítottan arányos volt a mállás mértéke.

Az iszkaszentgyörgyi dolomithoz hasonló jelenség volt megfigyelhető az uzsai bazalt esetében is. 240 °C-os égetést követően az aprózódás mértéke 0,51–2,78%-ra adódott, míg a 480 °C-t követően ez az érték 0,32–2,23 % között változott. Az átlagos mállás 240 °C-t követően 1,34% volt, míg 480 °C hatására az eredeti frakció 1,63%-a töredezett le.



13. ábra: A minták tömegvesztése

3.2. KŐZETEK TÖMEGVÁLTOZÁSA

A laboratóriumi vizsgálatok szerinti 240 °C hőmérséklet nem okoz a kőzetekben mérhető tömegváltozást. Ugyanakkor 480 °C hatására már megváltozik a minták eredeti tömege (13. ábra és

2. táblázat: Kőzatzak égetés hatására bekövetkező tömegvesztése

Név	Kőzettípus	Minták száma [db]	Tömegvesztés, m%			
			240 °C-on	480 °C-on		
				Átlag	Szórás	Min. Max.
Tállya	Andezit	2*10	0	0,86	0,04	0,80 0,92
Uzsá	Bazalt	2*10	0	1,04	0,04	0,97 1,10
Iszkaszentgyörgy	Dolomit	2*10	0	-0,01	0,02	-0,04 0,02

3. táblázat: A vizsgált kőzetek 240 °C és 480 °C hatására bekövetkező makroszkópos színváltozása

Név	Kőzet típus	Szín		
		22 °C-on	240 °C-on	480 °C-on
Tállya	Andezit	Szürkésfekete	Szürkésfekete	Vörösszürke
Uzsa	Bazalt	Szürkésfekete	Szürkésfekete	Barnás
Iszkaszentgyörgy	Dolomit	Sárgásfehér	Sárgásfehér	Rózsaszínes

2. táblázat). A tállyai andezit esetében a tömegvesztés nagysága 0,80% és 0,92% között változott. Az uzsai bazalt esetében nagyobb tömegvesztések voltak mérhetőek (0,97%–1,10%). A vizsgálatok szerint az iszkaszentgyörgyi dolomitnak nem volt számottevő tömegvesztése, ellenkezőleg, inkább csekély mértékű, átlagosan 0,01%-os tömegnövekedés jellemezte ezt a kőzetet.

3.3. KŐZETEK SZÍNÁLVÁLTOZÁSA

A laboratóriumi vizsgálat eredménye volt az ásványi kővázak 480 °C-on bekövetkező színváltozása. 240 °C még nem okozott szemmel látható színváltozást a vizsgált kőzeteken, azonban 480 °C-on a kővázak mindegyike szabad szemmel is jól látható színváltozáson ment keresztül (3. táblázat). Ezeket korábbi cikkünkben ismertettük [12].

4. KÖVETKEZTETÉSEK

Ásványi vázak 240 °C-on és 480 °C-on való égetése az aprózódásnak köszönhetően megváltoztatja a kővázak eredeti szemmegoszlását. A vizsgálat szerinti 240 °C-on való égetés hatására a kőzetek aprózódásának mértéke kevesebb mint 1,10%, míg 480 °C hatására a 11/16 mm-es frakció maximum 3%-a mállik le.

A 240 °C-on való égetés nem okoz a kővázak tömegében változást, míg a 480 °C-on való égetés hatására a kiömlési kőzetek tömege csökken, míg a dolomit tömege csekély mértékben változik, esetében inkább tömegnövekedés tapasztalható.

480 °C-on az andezit jobban aprózódik, mint 240 °C-on, míg a bazaltnál és a dolomitnál a magasabb hőmérséklet hatására kisebb mértékű aprózódás mérhető. Ennek az lehet az oka, hogy ezen a hőmérsékleten a mállás mellett a szemcsék összetapadásával is kell számolni.

IRODALOMJEGYZÉK

- [1] Balázs Gy., Buda Gy., Borján J., Kertész P., Kovács M., Lip-tay A., Zimony Gy. (1975) Építőkőveink vizsgálata útépitési alkalmasság szempontjából, Tudományos Közlemények 20. Közlekedési Dokumentációs Vállalat, Budapest, pp. 8–9; 184.
- [2] Hajpál M., Török Á. (2004) Mineralogical and colour changes of quartz sandstones by heat. Environmental Geology 46, pp. 311–322.
- [3] Hajpál M. (2008) Hevítés indukálta színváltozás természetes kőanyagoknál, építőkőveknél, Mérnökgeológia, Kőzetmechanika 2008, Műegyetemi Kiadó, Budapest, pp. 145–157.

- [4] Hajpál M., Török Á. (1998) Petrophysical and mineralogical studies of burnt sandstones, 2nd Int. PhD Symposium in Civil Engineering, Budapest, pp. 476–484.
- [5] Schreuders H. G., Marek C. R. (1989) Implication of aggregates in the design, construction, and performance of flexible pavements, ASTM International
- [6] Isacson U., Huayang Zeng (1997) Relationships between bitumen chemistry and low temperature behaviour of asphalt, Construction and Building Materials, Vol.11, No 2, pp. 83–91.
- [7] Kertész P. (1970), Kőzetfizika, Tankönyvkiadó, Budapest, pp. 140–143.
- [8] Palade LI, Attané P., Camaro S. (2000) Linear viscoelastic behavior of asphalt and asphalt based mastic, Rheol Acta, 39, Springer-Verlag 2000, pp. 180–190.
- [9] Papp F., Kertész P. (1975) Geológia, Tankönyvkiadó, Budapest, pp. 78–82; 114.
- [10] Török Á. (2007) Mérnökgeológia mérnököknek, Műegyetemi Kiadó, Budapest, pp. 81; 199–200; 294–295; 297–298.
- [11] Török Á., Hajpál M. (2005) Effect of Temperature Changes on the Mineralogy and Physical Properties of Sandstones. A Laboratory Study. Restoration of Buildings and Monuments. Vol. 11, No 4, pp. 211–218.
- [12] Devecseri G. (2009) Aszfaltkeverékek kővázainak változása az égetéssel történő kötőanyagtartalom-meghatározás során. Közlekedésepítési Szemle 59. évf. 7. sz. pp. 18–22.

SUMMARY

EFFECTS OF HIGH TEMPERATURES ON AGGREGATES IN BITUMINOUS MIXES

Bituminous mixtures can be exposed to different temperatures during their life cycle. The effects of high temperatures on asphalt aggregates have not been examined in details yet. Two temperatures were chosen (240 °C and 480 °C) to be examined. Aggregates are exposed to 240 °C temperature in mastic asphalt, and 480 °C temperature during asphalt binder analysis. High temperatures cause changes in the physical properties of aggregates. To assess these changes, 11/16 mm fractions of three different types (andesite, basalt and dolomite) of Hungarian aggregates were tested in the laboratory by submitting the samples to heating at 240 °C and at 480 °C. The weight losses, grain distributions and colour differences were recorded and compared.

ASZFALTKEVERÉKEK MEREVSÉGVIZSGÁLATAINAK ÖSSZEHASONLÍTÓ ÉRTÉKELÉSE¹

AMBRUS DÁVID²

1. TÖRTÉNETI ÁTTEKINTÉS

Az útépitési anyagok fáradásával és vizsgálati berendezéseinek kialakításával az 1950-es évek óta kezdtek el komolyabban foglalkozni, de magával az anyagfáradással, annak mechanikai tartalmával és képleteivel más anyagokon már jóval előbb foglalkoztak mára híressé vált tudósok.

A merevségvizsgálat már évszázadokkal ezelőtt is foglalkoztatta a kor nagy gondolkodóit. Leonardo Da Vinci, Galileo Galilei és Robert E. Hooke természetesen még csak gyakorlati tapasztalatokon alapuló összefüggéseket tudott felállítani a hajlítás és az anyagmerevség témakörében. Mégis azt kell mondani, hogy ezek önmagukban egy meghatározott tudást, ismeretet jelentettek a maguk korában.

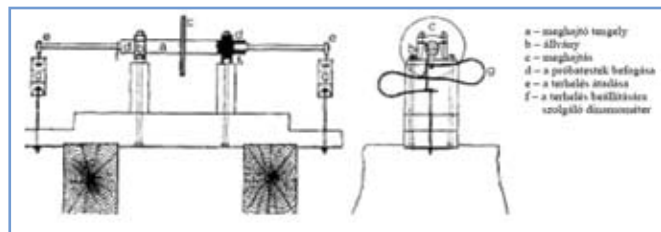
Ezeket az alapképleteket későbbi korok matematikusai, mérnökei és tudósai nem csak javították és korrigálták, hanem ezeken alapuló új összefüggéseket vezettek be a szilárdságtan témakörébe. Az ipari forradalomnak köszönhetően a technikai rohamos fejlődésnek indult, de az új anyagok bevezetése előre nem látható balesetek sorozatát produkálta. A vasúti fejlődés robbanásszerű fejlődésével egyidejűleg a jellegzetes törések egy újabb típusa, a kifáradás jelentkezett. Ezért mihamarabb erőfeszítéseket kellett tenni a probléma megoldására. Ezek a tények természetesen kihatással voltak egyrészt az anyagok tulajdonságainak kísérleti megismerésére, az anyagvizsgálatokra, másrészt a viselkedést elméletileg leíró, a szilárdságtannal foglalkozó tevékenységekre. Vizsgálólaboratóriumok kezdtek el létesülni Európa-szerte. Eleinte oktatási intézményekben, később pedig magántulajdonban. August Wöhler is vizsgálatainak jelentős részét a frankfurti egyetemen végezte, mint vasúti alkalmazott. Az 1. ábrán Wöhler fárasztógépe látható, amely két próbatest egyidejű vizsgálatára alkalmas.

A kifáradás alapjainak megteremtését Wöhlernek tulajdonítjuk, és a Wöhler-görbe, amelyet az egyéb anyagokhoz hasonlóan, az aszfaltok fáradásánál is használunk, mint fogalom szerepel szó-

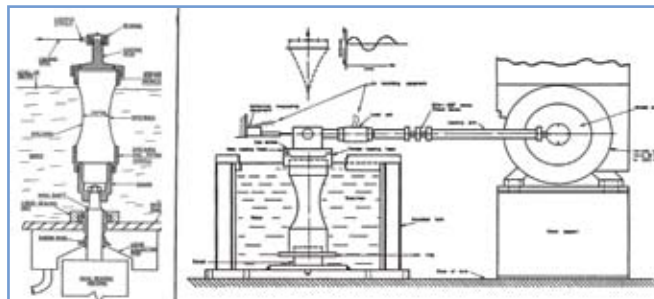
kincsünkben. A két világháború közötti időszakban inkább már a vizsgálóberendezések fejlődése volt a jellemző. Ezt segítette a nyúlásmérő bélyeg gyakorlati alkalmazásának bevezetése, amely az anyagvizsgálati technikát, és a kísérleti feszültséganalízist gyökeresen új alapra helyezte.

Az aszfaltmechanikában csak az 1950-es évektől kezdtek el foglalkozni a hajlítás-fárasztás témakörével. Ezek a vizsgálatok más formában már léteztek, de csak később váltak fontossá az aszfaltmechanikai vizsgálatok számára. Felismerték, hogy mivel a kerék alatti behajlási medence a kerékkel együtt halad, azért az aszfalttrétegekben a kerék haladási irányában váltakozóan lépnek fel a felülettel párhuzamos sugárirányú húzó- és nyomófeszültségek. Ez az egyik oka annak, hogy Európában az aszfaltok fáradási jellemzőinek, merevségi modulusának meghatározására a kétirányú hajlító-fárasztó vizsgálatok terjedtek el. A másik fontos előnye az ilyen típusú fárasztó vizsgálatnak, hogy maradó alakváltozások ennél a terhelési módnál nem jöhetnek létre, s ezzel az aszfalt viszkoelasztikus tulajdonságai, anyagállandói megbízhatóbban állapíthatók meg. Kezdetben ezeket a vizsgálatokat az aszfaltok méretezéséhez szükséges jellemzőinek megismeréséhez, mechanikai alapú pályaszerkezetek méretezési eljárásainak érdekében végezték. Ekkor még az aszfaltanyagok viselkedésének általános jellemzése, megismerése volt a cél. Az anyagismeretek alapján szerzett hasznos információk alapján jutottak el a vizsgálatokhoz használatos berendezések kereskedelemben való megjelenéséhez, ez tette lehetővé, hogy ma már a teljesítmény elvű keveréktervezésben is alkalmazhatók ezek a vizsgálatok.

Szakirodalmi kutatásaim során az aszfaltvizsgálathoz alkalmazott legkorábbi kétpontos berendezésről szóló cikk 1962-ben P. S. Pell nevéhez fűződik. Ezt a berendezést fejlesztette tovább L. F. Taylor, amelyet 1968-ban doktori disszertációjában mutatott be (2. ábra). Az első négy pontos berendezés pedig egy 1965-ös cikkben jelent meg, amely J. A. Deacon nevéhez fűződik (3. ábra).



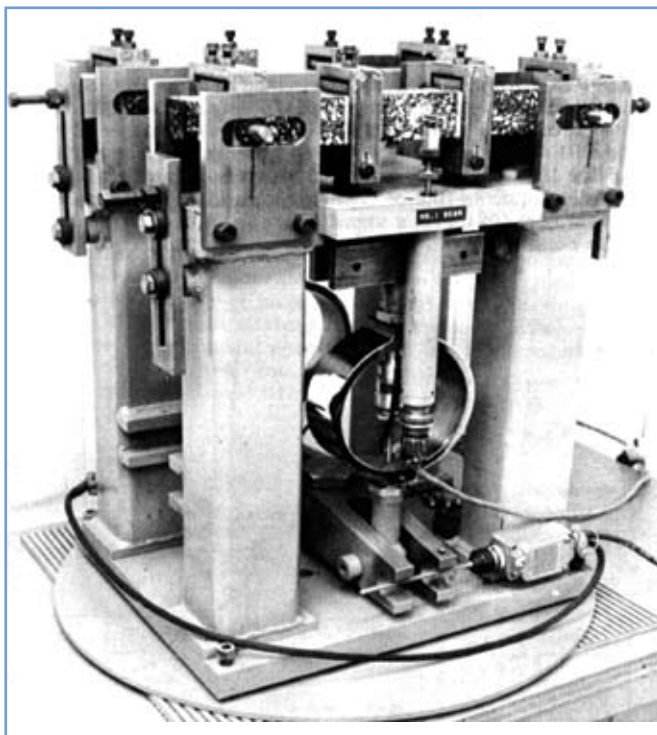
1. ábra: Wöhler fárasztógépe, amely két próbatest egyidejű vizsgálatára alkalmas [1]



2. ábra: A továbbfejlesztett kétpontos fárasztóberendezés. Baloldalt a forgótartó. Jobboldalt a berendezés oldalnézete [2]

¹ A cikk a MAÚT Nemesdy Ervin diplomatervező pályázatán II. díjat nyert dolgozat alapján készült

² BME Út és Vasútépitési Tanszék, e-mail: ambrus.david@luteenet.hu



3. ábra: Az első hidraulikus szabályzású elmozdulásvezérelt négy-pontos hajlító-fárasztó készülék [3]

Magyarországon 1975-től kezdett el foglalkozni a témával a BME Útépitési Tanszéke. Először egy Guericke által kifejlesztett gépen, aztán pályázat útján sikerült szerezni egy akkoriban kifejezetten fejlettnak mondható MTS-készüléket. Természetesen a berendezések azóta is fejlődtek. Éppen ezért a BME Út- és Vasútépitési Tanszék Települési Közutak Laboratóriuma is vásárolt a mai kornak megfelelő berendezéseket. Így a vizsgálataimat modern berendezéseken tudtam elvégezni.

2. ASZFALT ÚTPÁLYASZERKEZETEK HAJLÍTÓ IGÉNYBEVÉTELE

Az aszfaltburkolatokon zajló forgalom hajlításra is igénybe veszi az útpályaszerkezeteket. A hajlékony útpályaszerkezetek a járművek terhelésének hatására lehajlanak, majd a terhelés megszűnte után rugalmasságuk folytán felveszik eredeti alakjukat. Ezek az alakváltozások különböző feszültségi állapotokat okoznak. Közvetlenül a kerékabroncs alatt nagy a nyomó- és nyíróerő értéke, a bitumenes kopó- és kötőrétegek alsó részén pedig, a kerék alatt hajlító- és húzóerők dominálnak. Hajlításra azonban csak azok az út-pályaszerkezeti rétegek vehetők igénybe, melyek némi kohézióval, illetve húzószilárdsággal rendelkeznek. A szemcsés, kohézió és kötőanyag nélküli rétegek csak nyomó- és nyírófeszültségek felvételére és átadására képesek.

Az útpályaszerkezeten a jármű kerékabroncsterhelésének hatására behajlási teknő jön létre a kerék alatt. Ez a kerékkel együtt mozog és így a keréknyomóban a kerék haladási síkjában az útpályaszerkezet minden pontjában egy kerék elhaladásakor kétszer változik ellenkező előjelűre a hajlító feszültség. Ugyanakkor a keréknyom szélső peremén csak a közel kör alakú behajlási medence változatlan hajlítófeszültségei terhelik a burkolatot, egy kerékáthaladásakor csak egyszer, felső felületén keresztirányú hajlító-húzófeszültséget okozva, melynek nagysága, a kerék alatti alsó hajlító-húzó feszültségnek körülbelül a 25%-a.

Nyáron a felső aszfaltrétegek rendkívül alacsony hajlító merevsége miatt, hajlítófeszültségek alig keletkeznek a felső rétegekben, inkább csak a nyomófeszültségeket elosztva közvetítik az alsó teherviselő rétegekhez. Az aszfaltrétegek hajlító igénybevételét csökkenti az a mérésekkel igazolt tény is, hogy Európában nyáron a szárazabb időjárásban, az útpályaszerkezeteket alátámasztó földmű teherbírása tetemesen megnő és az aszfaltrétegek hajlító merevségének elvesztése ellenére, az útpálya behajlása a kerékterhelések alatt csökken. Az aszfaltrétegek nyári dinamikus hajlító igénybevétele tehát gyakorlatilag nem okoz hajlító fáradási károsodásokat az aszfaltanyagban.

Az aszfaltrétegek téli, 0 °C alatti hajlító igénybevételénél a megnövekedett aszfaltmerevség arányában megnőnek a hajlítófeszültségek is. Ezek a hajlító-húzófeszültségek azonban megfelelően kialakított és méretezett együttműködő útpályaszerkezetek esetén, a hajlításra leginkább igénybevett alsó alaprétben is, a hőmérsékletnek megfelelő hajlító-húzószilárdság 30%-át sem éri el. Csökkenti az aszfaltrétegek téli hajlító igénybevételét, a földmű ilyenkor is tapasztalható nagyobb teherbírása. Amennyiben a pályaszerkezeti rétegek nem együttműködők, a leghidegebb és így legnagyobb merevségű felső rétegekben olyan nagy hajlító-húzó feszültségek keletkezhetnek, melyek meghaladják az anyag azonos hőmérsékleten meglévő húzószilárdságát. Ilyenkor a termikus feszültségekkel összegeződő hajlító-húzó feszültség a keréknyom mentén hosszirányú és mozaik repedezést okoz először a kopórétegben, majd egyre mélyebben.

Hozzá kell tenni még, hogy az útpályaszerkezeteket alátámasztó földmű teherbírása, a tél kezdeti és tél végi -1°C és +5°C közötti hőmérsékletű olvadási illetve csapadékos időszakban, a leggyengébb. Az útpályaszerkezeteknek ezekben az időszakokban kell a legnagyobb hajlító igénybevételeket elviselniük.

3. HAJLÍTÓ-FÁRASZTÓ VIZSGÁLATOK SZEREPE AZ ASZFALTMECHANIKAI VIZSGÁLATOK RENDSZERÉBEN

A fentebb említettek alapján a különböző aszfaltkeverékek útpályaszerkezeti szempontból fontos mechanikai tulajdonságokkal bírnak. Ezeket a tulajdonságokat egy komplett vizsgálati rendszerrel lehet meghatározni és összehasonlítani. A vizsgálatok segítenek a használati célnak legjobban megfelelő összetételű anyagok kiválasztásában. Segítségükkel meghatározható az aszfalt kötőanyagának, ásványi anyagának, összetételének, technológiai jellemzőinek hatása a kész aszfaltréteg mechanikai tulajdonságaira. Ezen vizsgálati eredmények alapján szokták korszerűsíteni és javítani a szabványok határértékeit és a minőség-ellenőrzést.

A merevségi modulus és a fáradási tulajdonság vizsgálata a pályaszerkezet vastagsági méretezése szempontjából jelentős. Ezek a vizsgálatok a mechanikai alapú útpályaszerkezet-méretezés elengedhetetlen kellékei. Az aszfaltkeverékek merevségének meghatározására az MSZ EN 12697-26 európai szabvány több, alapjaiban hasonló, de módszerében eltérő vizsgálatot engedélyez. Vannak gyorsabb és hosszabb ideig tartó vizsgálatok. A kutatásom során a különböző vizsgálati módszerek eredményei között kerestem a gyakorlatban is alkalmazható, matematikai szempontból is megfelelő összefüggéseket.

4. VIZSGÁLATI MÓDSZEREK

A kutatás során keverőtelepen készült három különböző kötőréteg-keveréket vizsgáltam. A keverékek szemnagyságban meg-

1. táblázat: A vizsgálati terv táblázatos összefoglalása

Keverékek	Vizsgálat típusa	Laboratóriumi jele	Vizsgált próbatestek darabszám, mg	Vizsgálati hőmérséklet, °C	Frekvencia, Hz
K-22/F	Kétpontos hajlítóvizsgálat trapéz alakú próbatesten	GDZ	16	5 15	10
mK-22/F		GBZ	18		15
mK-22/NM		GCZ	18		25
K-22/F	Négyponthasított hajlítóvizsgálat trapéz alakú próbatesten	GDX	18	5 15	5
mK-22/F		GBX	18		10
mK-22/NM		GDX	18		15
K-22/F	Hasító-húzó vizsgálat henger alakú próbatesten	GD	10	5 15	-
mK-22/F		GB	3		-
mK-22/NM		GC	10		-

egyeznek. Az első egy K-22/F keverék, amely B 50/70 bitumennel készült. A második egy mK-22/F keverék, amely PmB-A 30/60S speciálisan modifikált bitumennel készült. A harmadik egy mK-22/NM keverék, amely PmB-A 15/30 modifikált bitumennel készült. A vizsgálatokhoz szükséges próbatestek a keverőtelepekről behozott ömlesztett mintákból laboratóriumban kerültek előállításra.

Az elkészült próbatesteken a vizsgálatokat három, a merevség szabványban szereplő vizsgálati módszerrel végeztem. Ezek a kétpontos hajlítóvizsgálat trapéz alakú próbatesten, a négyponthasított hajlítóvizsgálat trapéz alakú próbatesten és a hasító-húzó vizsgálat henger alakú próbatesten.

Mindhárom keveréket mindegyik merevségvizsgálati eljárással két-két hőmérsékleten vizsgáltam. 5 °C-on és 15 °C-on. A hajlítóvizsgálatoknál hőmérsékletenként három különböző frekvenciát alkalmaztam. Terv szerint ezek 5 Hz, 10 Hz és 15 Hz értékűek lettek volna. Sajnos a kétpontos vizsgálóberendezés szoftvere nem engedi az 5 Hz frekvenciát, ezért azon 10 Hz, 15 Hz és 25 Hz-en mértem. Viszont a négyponthasított berendezés már nem bírja a 25 Hz-et, ezért azon maradtak az 5 Hz, 10 Hz és 15 Hz frekvenciák. A hasító-húzó vizsgálat esetén, a vizsgálat módjából következően, nincs lehetőség a frekvencia beállítására. A terhelés felfutási idejét alapul véve, ez a vizsgálat kb. 2 Hz frekvenciájú dinamikus terhelésnek felel meg. A vizsgálati terv táblázatos összefoglalását az 1. táblázat mutatja.

Kétpontos hajlító-fárasztó vizsgálat trapéz alakú próbatesten
A vizsgálóberendezés elmozdulásvezérelt. A kívánt elmozdulást excentertárcsa segítségével lehet beállítani. Párhuzamosan két trapézalakú próbatestet lehet vizsgálni vele. A trapézalak

azért előnyös, mert a befogási ponttól nagyobb hosszban azonos hajlítási nyomaték lép fel. Az egész berendezés egy klímaszekrényben található, amely biztosítja a vizsgálathoz szükséges hőmérsékletet.

Négyponthasított hajlító-fárasztó vizsgálat trapéz alakú próbatesten
Ez a vizsgálóberendezés is elmozdulásvezérelt, viszont ebben az esetben hidraulikus vezérlés biztosítja a kívánt elmozdulást. A gerenda próbatest befogási pontjain szabad elmozdulás és elfordulás lehetséges, de függőleges elmozdulás csak a két középső ponton lehetséges. Ez a berendezés is klímaszekrényben található, amely a kívánt mérési hőmérsékletet biztosítja.

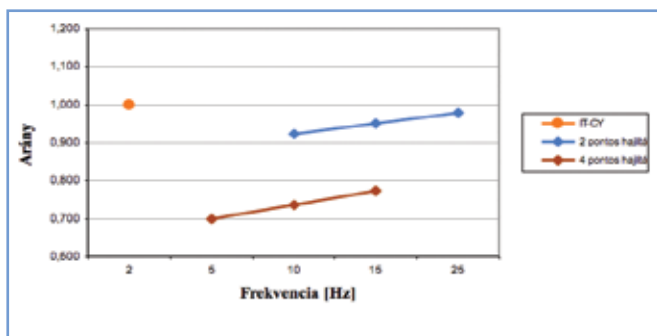
IT-CY hasító-húzó vizsgálat henger alakú próbatesten

Marshall próbatesteket vizsgáltam. A próbatestet a vizsgálókeletbe rögzítve, a függőleges átmérőjével párhuzamosan nyomóerőt fejtünk ki rá így keresztirányban húzófeszültség és deformáció keletkezik, amely mérhető. Mint az előző esetekben, itt is klímaszekrény biztosítja a kívánt mérési hőmérsékletet.

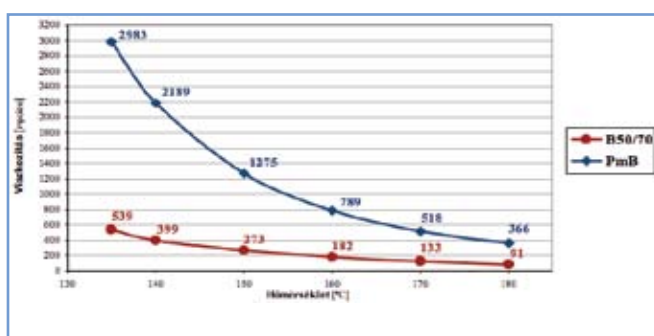
5. A MÉRÉSI EREDMÉNYEK KIÉRTÉKELÉSE

5.1. A DINAMIKUS FÁRASZTÁS A HASÍTÓ-HÚZÓ VIZSGÁLATHOZ VISZONYÍTVA

Ebben az esetben a keverékek IT-CY vizsgálatnál különböző hőmérsékleten meghatározott modulusát viszonyítottam a hozzájuk tartozó kétpontos hajlítás és négyponthasított frekvenciánkénti merevségeihez. Tapasztalataim szerint nincs anyagfajtánként és hőmérsékletenként azonos arány, viszont megállapítható, hogy a dinamikus vizsgálatok esetén a változás jellege a frekvencia esetén hasonló, ezt mutatja be a 4. ábra.



4. ábra: Különböző típusú vizsgálatokon mért K-22/F keverék kezdeti merevségeinek összehasonlítása 5 °C-on



5. ábra: Úti bitumen és egy modifikált bitumen hőmérséklet és viszkozitás összefüggése

2. táblázat: A vizsgálatokhoz használt keverékek bitumen jellemzői

Bitumen Típusa	Aszfalt típus		
	K-22/F	mK-22/F	mK-22/NM
	UB 50/70	PmB-A 30/60S	PmB-A 15/30
Származási hely	OMV	Százhalombatta	MOL
Penetráció 25 °C-on [0,1 mm]	57	49,6	19
Lágyuláspont [°C]	52,5	79,4	71,4
Fraass-féle töréspont [°C]		-16	-13

5.2. A MEREVSÉGEK VIZSGÁLATA A BITUMENTÍPUSOK FÜGGVÉNYÉBEN

Mint tudjuk, az aszfaltoknak a hőmérséklettől és a frekvenciától függő viselkedését a benne lévő bitumen határozza meg. Az eltérő bitumenek viszkozitási jellemzői jelentősen különböznek egymástól még azonos hőmérséklet tartományban is. Erre példaként mutatom be az 5. ábrát, amelyen egy normál és egy modifikált bitumen hőmérséklet-viszkozitás görbéje látható.

Az ábra a beépítési és keverési hőmérséklet meghatározásához készült, ezért az alacsonyabb hőmérsékleti tartományban nem tartalmaz adatokat. Az viszont így is látható, hogy a hőmérséklet csökkenésével jelentős eltérés alakul ki a viszkozitás mértékében. A laboratóriumi gyakorlatban a bitumen viszkozitását közvetlenül nem méri. Helyette a viszkozitásra utaló egyéb mérőszámokat, mint a lágyuláspontot, a penetrációt, a Fraass-féle töréspontot használják. Az általam a vizsgálatokhoz használt keverékek bitumenjeinek ezen jellemzőit a 2. táblázat tartalmazza.

A bitumenek jellemzői alapján megvizsgáltam, hogy ezek a jellemzők és a vizsgálati eredmények között milyen összefüggés fe-

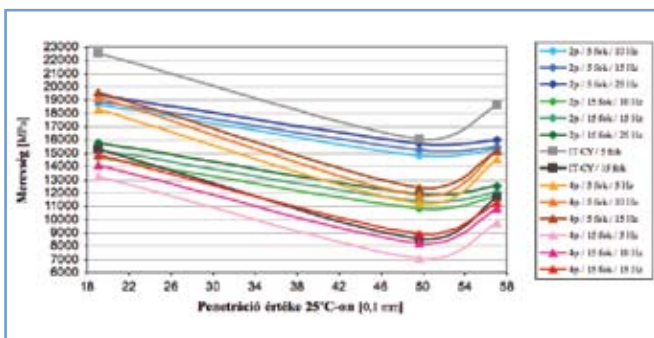
dezhető fel. A penetráció növekedése jól láthatóan a merevség csökkenését okozza, vagyis a bitumen minősége befolyásolja a különböző merevségeket.

Az mK-22/F keverékben alkalmazott PmB 30/60S bitumen egy speciális modifikációt tartalmaz. Ennek a jelölése az S. Lényegesen több benne a polimer. Ezért láthatóan eltorzítja az egyértelmű összefüggést. Ahogy a penetráció növekszik, úgy lágyul a bitumen. Ezért egy lágyabb bitumennel készült keveréknek kisebb merevséget kellene eredményeznie. Ezt torzítja el a nagymennyiségű polimert tartalmazó speciális modifikáció. A 6. ábrából az következik, hogy a kétpontos hajlító-fárasztó vizsgálatra kisebb hatása volt a speciális modifikációnak, kevésbé érzékeny rá. Az IT-CY hasító-húzó vizsgálat és a négyponthasító vizsgálat jelleggörbéi még a változás arányában is szemmel láthatólag hasonlóak.

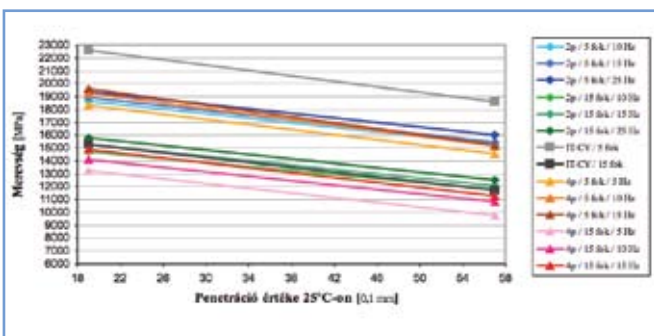
Ha kivesszük a speciálisan modifikált bitument, akkor egyértelműen látható, hogy a penetráció hatása közel azonos a különböző vizsgálatoknál. A 7. ábrán szemmel látható, hogy a 15°C-on IT-CY vizsgálat merevségei besimulnak a dinamikus fárasztással mért értékek közé. Így bizonyosságot nyert, ami már a 6. ábrából is látható volt. A változások jellege hasonló. Ebből következik, hogy érdemes korrelációanalízist végezni különböző szempontok szerint az összefüggések pontos megismerése érdekében.

5.3. A VIZSGÁLATOK KÖZÖTTI KORRELÁCIÓ

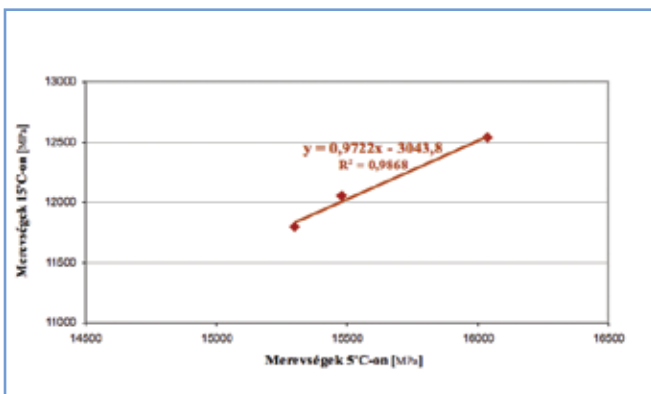
Az eltérő hőmérsékletek közötti összefüggés megtalálásához a vizsgálati módszerek és azon belül az anyagoként kapott értékeket hasonlítottam össze a különböző hőmérsékleteken. Így kaptam meg az anyag kezdeti merevségeinek korrelációját az 5 °C-os és 15 °C-os eredmények között, azonos típusú merevség vizsgálatnál.



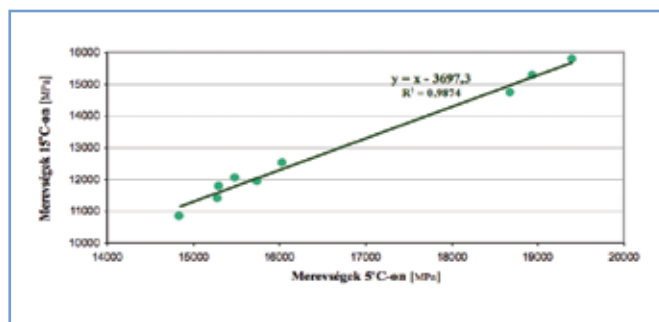
6. ábra: A három keverék vizsgálatonkénti merevségeinek alakulása a penetráció függvényében



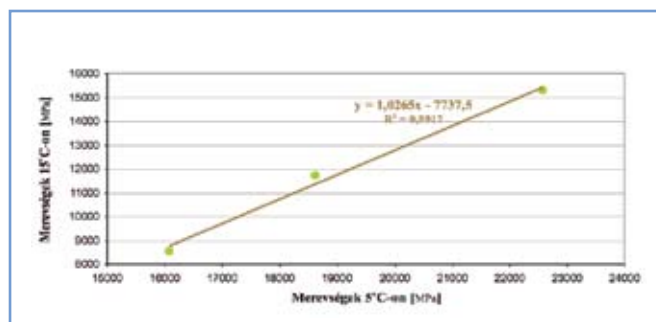
7. ábra: Vizsgálatonkénti merevségek alakulása a penetráció függvényében a PmB 30/60S bitument tartalmazó keverék nélkül



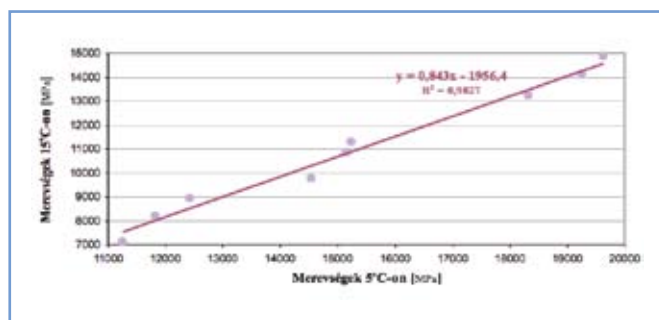
8. ábra: Kétpontos hajlítással különböző hőmérsékleten mért K-22/F kezdeti merevségeinek összefüggése a frekvenciától függetlenül



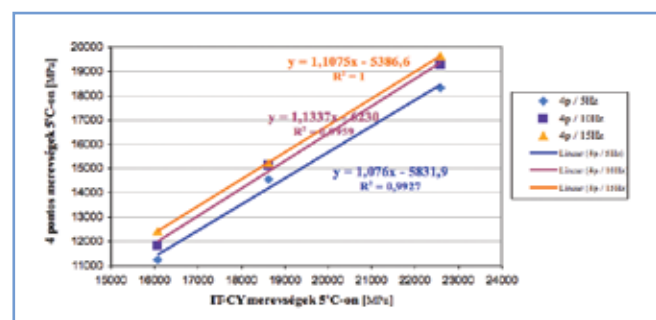
9. ábra: Kétpontos hajlítással különböző hőmérsékleten mért kezdeti merevségeinek összefüggése a frekvenciától függetlenül



11. ábra: IT-CY különböző hőmérsékleten mért merevségeinek összefüggése a frekvenciától függetlenül



10. ábra: Négyponthasítással különböző hőmérsékleten mért kezdeti merevségeinek összefüggése a frekvenciától függetlenül



12. ábra: Az IT-CY hajlító-húzó vizsgálat és a négyponthasító vizsgálat közötti összefüggés, keveréktől függetlenül, 5 °C-on

A 8. ábrán látható képlet segítségével, kétpontos hajlító-fárasztó vizsgálattal 5 °C-on mért K-22/F-es keverék kezdeti merevsége, nagy biztonsággal előrebecsülhető ugyanezen anyag 15 °C-on mérhető kezdeti merevség értékére, de csak azonos frekvenciák alkalmazása esetén. Az összefüggés használható egy 5 °C-on mért 10 Hz-es kezdeti merevség és egy 15 °C-on mérhető 10 Hz-es kezdeti merevség átszámítása esetén. Természetesen ilyen összefüggést a többi keverék esetén is sikerült találni a kétpontos és négyponthasító vizsgálatok esetén, de azok helyhiány miatt nem kerültek itt bemutatásra.

Az előző rész azt mutatta be, hogy egy adott anyagon mért 5 °C-os kezdeti merevségből hogyan lehet előrebecsülni egy 15 °C-on mérhető kezdeti merevséget, vagy viszont. A korrelációkeresés közben sikerült találni olyan összefüggést, amellyel a merevség vizsgálati módszerétől függően, beleértve az IT-CY-t is, bármelyik keverék esetén lehetőség van előrebecsülni egy anyag 5 °C-on kapott kezdeti merevségéből a 15 °C-on várható, de csak azonos frekvenciák esetén. A korrelációs együttható értéke és a merevségek kis eltérése a trendvonalról bizonyítja, hogy a kapott összefüggés nagy biztonsággal használható bármelyik anyag esetén. A kétpontos hajlításnál használható átszámító képlet a 9. ábrán, a négyponthasításhoz tartozó a 10. ábrán látható és az IT-CY hasító-húzó vizsgálathoz tartozót a 11. ábrán mutatom be.

5.4. A VIZSGÁLATTÍPUSOK KÖZÖTTI ÁTSZÁMÍTÁS

A vizsgálati módszerek közötti átszámítás érdekes dolog. A gyakorlati életben nagyon hasznos lenne egy ilyen átszámítási módszer. Ezek közül talán az IT-CY hasító-húzó vizsgálat és a különböző dinamikus hajlító-fárasztó vizsgálatok közötti összefüggésre lenne szükség. Időt lehetne megtakarítani, például ha egy IT-CY merevség eredményből következtetni lehetne a kétpontos kezdeti merevség várható értékére.

A vizsgálataim eredményeit felhasználva sikerült találnom ilyen összefüggéseket, habár egy általánosan használható megbízható képlethez még jóval több vizsgálatra lesz szükség.

Jelen esetben a korrelációs együtthatók azt mutatják meg, hogy a különböző keverékekből adódóan bekövetkező merevségváltozások mennyire függenek össze egy másik vizsgálati típussal meghatározott merevség változásával. Ezért mondhatjuk azt, hogy a kapott összefüggések jelen esetben keveréktől függetlenek. A korrelációanalízist az átlagos merevségek értékeire végeztem. A 3. táblázatban az 5 °C-os eredmények korrelációja, míg a 4. táblázatban a 15 °C-os kezdeti merevségek korrelációja látható keveréktípustól függetlenül.

A táblázatok alapján megállapítható, hogy matematikai értelemben minden korrelációs együttható erősnek nevezhető. Én viszont a további vizsgálatokhoz csak a kifejezetten magas, 0,95 fölötti értékeket néztem meg az összefüggések képletét. Döntésemet azzal tudom magyarázni, hogy kevés kezdeti merevségérték állt rendelkezésemre.

A további elemzés céljára vastag kék szedéssel vannak kiemelve az értelmezésem szerinti erős korrelációs együtthatók. A két táblázatból megállapítható néhány dolog:

- Vizsgálati módszereken belül a frekvenciák közötti korrelációk minden esetben magasak. Ez nem meglepő eredmény, mivel ennek normális esetben így kell történnie.
- Érdekes azonban, hogy 5 °C-on a dinamikus fárasztóvizsgálatok között sokkal rosszabb a korreláció, mint ha az IT-CY hasító-húzó vizsgálathoz nézzük őket.
- Az IT-CY vizsgálat jobban korrelál a négyponthasításhoz, mint a kétpontoshoz.

A 12. ábrán látható képletek segítségével egy 5 °C-os IT-CY merevség értékéből nagy biztonsággal lehet előrebecsülni négypon-

3. táblázat: Korrelációs együtthatók a különböző vizsgálat típusok között 5 °C-on keverékektől függetlenül

				5 °C							
				IT-CY	Kétpontos hajlítás			Négyponthas hajlítás			
					Frekvencia [Hz]			Frekvencia [Hz]			
					10	15	25	5	10	15	
5 °C	IT-CY			1							
	Két-pontos hajlítás	Frekvencia [Hz]	10	0,959	1						
			15	0,940	0,998	1					
			25	0,948	0,999	1,000	1				
	Négy-pontos hajlítás	Frekvencia [Hz]	5	0,996	0,931	0,907	0,917	1			
			10	0,998	0,939	0,916	0,925	1,000	1		
			15	1,000	0,959	0,940	0,948	0,996	0,998	1	

4. táblázat: Korrelációs együtthatók a különböző vizsgálat típusok között 15 °C-on keverékektől függetlenül

				15°C							
				IT-CY	Kétpontos hajlítás			Négyponthas hajlítás			
					Frekvencia [Hz]			Frekvencia [Hz]			
					10	15	25	5	10	15	
15 °C	IT-CY			1							
	Két- pontos hajlítás	Frekvencia [Hz]	10	0,968	1						
			15	0,945	0,997	1					
			25	0,941	0,996	1,000	1				
	Négy- pontos hajlítás	Frekvencia [Hz]	5	0,999	0,977	0,957	0,954	1			
			10	1,000	0,974	0,953	0,950	1,000	1		
			15	0,997	0,985	0,968	0,965	0,999	0,999	1	

tos vizsgálatnál mérhető 5 Hz, 10 Hz és 15 Hz-es kezdeti merevség értékét, keveréktípustól függetlenül. (Hasonló összefüggést sikerült találni a 15 °C-on való átszámítás használatához.)

Az ábráról látható, hogy a lineáris regressziós egyeneshez képest a pontok eltérése viszonylag kicsi, ezért biztonsággal állítható, hogy ezek a képletek a két vizsgálat közötti átszámításra alkalmasak. Ez igaznak bizonyult 15 °C-on végzett vizsgálatok eredményei esetén is. Ezek a képletek mind a három általam vizsgált keverékre igazak. Abból, hogy a különböző keverékek merevségei ennyire megbízható összefüggést adnak, kifejezetten a 15 Hz-re való átszámítás összefüggése, következik, hogy bármilyen anyag esetén is igaz lehet egy ehhez nagyon hasonló átszámítás. Természetesen ezt további más típusú keverékeken végzett vizsgálatokkal kell igazolni.

5.5. AZ ÁTSZÁMÍTÁS MENETE TÖBB KÜLÖNBÖZŐ VÁLTOZÓ ESETÉN

A jövőbeni felhasználhatóság bizonyítása céljából a fentiekben említett korrelációs összefüggéseket kipróbáltam olyan esetben, amikor már több változó között kell elvégezni az átszámítást. A képletek segítségével például egy mK-22/NM keverékből készült próbatest, 5 °C-on kétpontos hajlítással, 10 Hz-en mért merevségének felhasználásával határoztam meg ennek az anyagnak 15 °C-on 10 Hz-en várható merevségét. Az eredmény ellenőrzése természetesen a ténylegesen elvégzett vizsgálat alapján volt lehetséges. A számított és ténylegesen mért érték között 5%-nál kisebb eltérést tapasztaltam, ami az aszfalttechnológia több vizsgálata esetén elfogadott 10-15 % -os ismétlési szórásához képest kifejezetten jónak mondható.

Az ellenőrzés eredménye igazolja, hogy bonyolultabb átszámítások is lehetségesek lesznek, ha megfelelő mennyiségű vizsgálati eredményből határozzuk meg a hozzájuk tartozó összefüggéseket.

6. TAPASZTALATOK

A merevség és a fáradás témaköréhez tartozó vizsgálatok Magyarországon korábban nem voltak egységesítve. Ezen változtatott az MSZ EN 12 697-es szabványsorozat, amelynek köszönhetően a különböző vizsgálatok elvégzése már pontosan meghatározott. A diplomamunkám keretén belül végzett dinamikus- hajlító- fárasztó vizsgálatok és a hasító-húzó vizsgálat merevségi eredményeiből első ránézésre semmilyen összefüggés nem volt látható, mert ugyanazon anyagok különböző típusú vizsgálatokkal kapott eredményein belül is nagy eltérések voltak tapasztalhatóak. Komolyabb matematikai analízissel sikerült mégis megbízhatónak bizonyuló összefüggést találni az eredmények között.

A kutatásom témája az MSZ EN 12 697-26-os szabvány szerinti vizsgálatokkal kapott merevségek közötti korreláció keresése volt. Az első pillanattól kezdve tudtam, hogy a gyakorlatban is alkalmazható összefüggések megtalálásához sok különböző paraméterekkel végzett, de jellegükben hasonló vizsgálati eredményre lesz szükségem. A kutatás során két hőmérsékleten (5 és 15 °C), vizsgálatról függően több frekvencián (5 Hz, 10 Hz, 15 Hz, 25 Hz) és három aszfaltkeverék-típussal, összességében több mint 350 különböző merevségértéket határoztam meg, három különböző vizsgálati eljárással. Ezek kiértékelésével próbáltam összefüggést találni a vizsgálati típusok között.

Az azonos típusú és körülmények között végrehajtott vizsgálatok átlag merevségei alapján megállapítható, hogy nem csak egy vizsgálati módszeren belüli merevségek között van erős korrelációs kapcsolat, hanem a különböző vizsgálati módszerek között is. Az elvégzett korrelációanalízis alapján láthatóvá vált, hogy az azonos körülmények között végrehajtott IT-CY hasító-húzó vizsgálat átlag eredményei jó összefüggésben vannak a négy pontos hajlító fárasztó vizsgálat különböző típusú átlagértékeivel, míg a kétpontos hajlító fárasztó vizsgálat eredményei mutatták a leggyengébb kapcsolatot a másik két módszerhez képest.

A mért merevségek alapján sikerült bemutatnom néhány megbízható összefüggést, amik nagy biztonsággal használhatóak és általánosságban is igazak. Találtam olyanokat is, amelyekkel enyvi vizsgálat alapján még biztosan nem állítható, hogy megfelelő eredményt adnak minden esetben, de általuk látható, hogy jóval több vizsgálat segítségével egy általánosan használható megbízható összefüggés határozható meg.

A merevségek meghatározás és összefüggéseik feltárása témakörben szerzett gyakorlati tapasztalatok remélem, segíthetnek mind a további kutatások, mind a hazai használatuk elősegítésében. A kutatásnak és a tapasztalatszerzésnek pedig szerintem tovább kell folynia, hiszen a gyakorlati életben nagy segítséget nyújthatnak a későbbiekben feltárható pontos összefüggések.

SUMMARY

COMPARISON OF STIFFNESS TESTS OF ASPHALT MIXTURES

The stiffness and fatigue tests were not standardized in Hungary earlier. MSZ EN 12 697 series of standards changed this situation. My research on MSZ EN 12 697-26 standard was to find the relation between the stiffnesses. To get a result I had to do several tests. I applied three testing methods. I examined three types of asphalt mixtures: K-22/F, mK-22/F, mK-22/NM. I defined more

than 350 different values of stiffness on two different temperatures (5 °C, 15 °C) and several frequencies (5 Hz, 10 Hz, 15 Hz, 25 Hz). According to the results the average result of the IT-CY splitting tensile test and the results of the 4 point fatigue bending test shows close correlation; while the average result of the IT-CY splitting tensile test and the results of the 2 point fatigue bending test shows weak correlation. The correlation between the two dynamic fatigue bending tests proved to be weak, too. I managed to find such connections by the comparisons with close correlation factor that can be effective. The most useful among these are the conversion formulas which help us define one test's expected value of modulus with the help of the others results. The results show if we do more tests we will get more precise connection which can be used in practice.

IRODALOMJEGYZÉK

- [1] Tóth L., Rossmaniht, P.: Kísérleti és numerikus feszültséganalízis. Miskolci Egyetem, 1999.
- [2] Pell, P. S., Taylor, I. F.: Asphaltic Road Materials in Fatigue, *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*. Los Angeles, California 1969.
- [3] Santucci, L. E., Schmidt, R. J.: The Effect of Asphalt Properties on the Fatigue Resistance of Asphalt Paving Mixtures, *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*. Los Angeles, California 1969.
- [4] Török K.: Az aszfaltkeverékek mechanikai, és fizikai tulajdonságainak laboratóriumi vizsgálatai, 2000.
- [5] BME Út és Forgalmotechnika Tanszék Laboratóriuma: Az útépités aszfalttervezési eljárásainak komplex aszfaltmechanikai vizsgálati rendszerrel való fejlesztése. *Kutatási zárójelentés*, 1995.
- [6] MSZ EN 12697-24:2005; *Aszfaltkeverékek. Meleg aszfaltkeverékek vizsgálati módszerei*. 24. rész: Fáradási ellenállás.
- [7] MSZ EN 12697-26:2005; *Aszfaltkeverékek. Meleg aszfaltkeverékek vizsgálati módszerei*. 26. rész: Merevség

KÉZIRATOK TARTALMI ÉS FORMAI KÖVETELMÉNYEI

Folyóiratunk általában eredeti cikkeket közöl, az ettől való eltérést külön jelöljük. Kérjük szerzőinket, a kézirat leadásakor nyilatkozzanak, hogy a cikket máshol nem jelentették meg és nem adták le közlésre.

A cikkek javasolt terjedelme 4-8 nyomtatott oldal. Egy csak szöveget tartalmazó oldalon mintegy 6000 karakter fér el (szóközzel).

Kérjük tisztelt szerzőinket, hogy a megjelentetni kívánt cikkek kéziratait a következő formában készítsék el:

- A kézirat szövege **önállóan**, esetleges lábjegyzetekkel, ábra-, táblázat- és képhivatkozásokkal, a szöveg végén külön ábrajegyzékkel, *.rtf vagy *.doc formátumban,
- táblázatok és grafikonok **külön-külön**, *.doc vagy *.xls formátumban,
- ábrák, fényképek stb. **külön-külön** file-ban, nem a szövegbe beágyazva, *.xls *.tif, *.eps vagy *.jpg (300 dpi felbontással!) formátumban.

Az azonosíthatóság és kezelhetőség érdekében valamennyi táblázat, grafikon, ábra, fénykép sorszámmal és címmel legyen ellátva.

Kérjük, hogy a cikkhez egy 40-80 szó terjedelmű **angol nyelvű kivonat**ot mellékelni szíveskedjenek.

Kérjük, hogy valamennyi szerző elérhetőségét (munkahely, postacím, telefon, fax, e-mail) tüntessék fel.

A kéziratokat e-mailen, vagy szükség esetén CD-n a felelős szerkesztő címére kérjük küldeni.

(szerk.)

A FELÜLETI EGYENETLENSÉG TELJESÍTMÉNYI MÉRŐSZÁMAI (EURÓPAI ÁTTEKINTÉS)

DR. HABIL. GÁSPÁR LÁSZLÓ¹ – SZARKA ISTVÁN²

1. BEVEZETÉS

Jelentős gazdasági, forgalombiztonsági és kényelmi hatása miatt az útburkolatok hossz- és keresztirányú felületi egyenetlensége minden PMS-nek, de még az állapotjavító beavatkozások tervezési folyamatának is integráns részét képezi. Ezeknek az állapotparamétereknek a mérésére és a mért eredmények feldolgozására-értékelésére az egyes európai országokban különböző eljárások kerülnek alkalmazásra. A cikk egyik célja ezek áttekintése, a COST 354-es akció eredményeinek felhasználásával. Ezután pedig a burkolatok hossz- és a keresztirányú egyenetlenségének mérésével és értelmezésével kapcsolatos hazai tapasztalatok rövid ismertetésére kerül sor.

2. A COST 354-ES AKCIÓ

Az útburkolatok teljesítményi mérőszámai című, COST 354-es akció 2004-ben kezdődött. Fő célkitűzését az úthasználók és -kezelők igényeit messzemenően figyelembe vevő, egységes európai teljesítményi mérőszámok (mutatók) és indexek (jelzőszámok) meghatározása képezte.

A mérőszámok elfogadhatósági (beavatkozási) határértékeinek kijelölésével a tervezett és már üzemben levő útburkolatok számára minimálisan elérendő követelményeket állapítanak meg.

Az útburkolatra vonatkozó speciális indexek (jelzőszámok) szolgálnak annak számszerű jellemzésére, hogy az említett célokat vagy teljesítményi jelzőszámokat milyen mértékig sikerült elérni.

Az akció keretében kidolgozásra kerülő, egységes mérőszámok alkalmazásával mód nyílik az európai úthálózatok azon elemeinek kijelölésére is, amelyeken az említett követelmények teljesítése érdekében, többletberuházásra van szükség.

A COST 354-es akció öt munkabizottsága közül a 2. számú a Teljesítményi paraméterek kiválasztása és értékelése elnevezést viseli [1]. Ennek egyes eredményeivel foglalkozik a cikk. (Az akció más eredményeiről korábbi cikkek beszámoltak már [2–5]).

3. A HOSSZIRÁNYÚ FELÜLETI EGYENETLENSÉG MŰSZAKI PARAMÉTEREI EURÓPÁBAN

A COST 354-es akció hosszirányú felületi egyenetlenséggel kapcsolatos kérdőívére 22 országból 24 válasz érkezett, összesen 32 mérési eljárást ismertetve.

A kérdőívre adott válaszok feldolgozásából – amely egy korábbi európai felmérés [6] eredményeit is figyelembe vette – nyilván-

valóvá vált, hogy az egyes országokban a hosszirányú felületi egyenetlenség teljesítményi mérőszámának jellemzésére a következő hét műszaki paramétert alkalmazzák:

- Nemzetközi Egyenetlenségi Index (IRI)
- egyenetlenség
- hullámhossz
- a hosszirányú profil varianciája
- hosszirányú profil
- spektrális sűrűség
- szórás.

Az 1. táblázat mutatja be a vizsgálatban részt vett országok hosszirányú felületi egyenetlenségi műszaki paramétereit, esetenként kitérve a vizsgáló berendezés elnevezésére és mérési elvére is. A 32 válaszból 17 esetben a Nemzetközi Egyenetlenségi Index (IRI) a választott műszaki paraméter, de gyakori a hullámhossz, az egyenetlenség és a hosszirányú profil varianciája is. Az IRI európai szintű dominanciája indokolta az ezzel az adathalmazzal végzett külön feldolgozást.

A 2. táblázat az üzemi és a kutatási célokra alkalmazott egyenetlenségi műszaki paramétereknek a vizsgált országokban tapasztalt megoszlását szemlélteti. Nyilvánvaló, hogy ennek a paraméternek a mérése elsősorban általános (üzemi méretekben) elterjedt.

A 3. táblázat szerint az egyes országokban a nemzeti szabványok alkalmazása a legáltalánosabb, de a mérés gyakran ISO- vagy CEN-szabványon, esetleg műszaki előírás alapján alapszik.

A 4. táblázat a világszerte elterjedt IRI (Nemzetközi Egyenetlenségi Index) alkalmazásáról beszámoló 17 válasz további elemzésének eredményét szolgáltatja.

A válaszadók mindegyike az IRI-t Utazáskényelmi Teljesítményi Mérőszámnak tekintette, emellett azt 94%-os arányban a Közlekedésbiztonsági Teljesítményi Mérőszámok, 35%-ban pedig a Pályaszerkezeti Teljesítményi Mérőszámok közé is sorolják.

A legtöbb ország az IRI-t általános (üzemi jellegű) célra hasznosítja, csupán két országban jelezték, hogy kutatási célra szánják (4. táblázat).

A legelterjedtebb az évenkénti mérési sűrűség, de gyakori – hánzhoz hasonlóan – az az eset, amikor az úthálózat felületi egyenetlenségét minden harmadik évben jellemzik.

A hosszirányú felületi egyenetlenség műszaki paramétereként Franciaországban és Németországban a „hullámhossz”-at választották. A nemzeti szabványokon alapuló méréseket 3-4 évenként ismétlik meg. Egységesen 100 m-es mérési hosszat választanak.

¹ Okl. mérnök, okl. gazdasági mérnök, az MTA doktora, kutató professzor, KTI Közlekedéstudományi Intézet Nonprofit Kft., Budapest, egyetemi tanár, Széchenyi István Egyetem, Győr; e-mail: gaspar.laszlo@kti.hu

² Okl. építőmérnök, osztályvezető, Magyar Közút; e-mail: szarka@kozut.hu

1. táblázat: A hosszirányú felületi egyenetlenség műszaki paraméterének leírása (Forrás: a COST 354-es akció adatbázisa)

Ország	Elnevezés	Műszaki paraméter	Leírás	Mértékegység	Berendezés	Mérési elv
Ausztria	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	m/km	RoadSTAR	Lézer
Belgium (1)	Egyenetlenség	Egyenetlenség	Vlakheid	más	ARAN vagy APL	Gyorsulásmérő lézerrel
Belgium (2)	Hosszirányú egyenetlenség	Egyenetlenség	Coefficient de planéité 2.5	más	APL	Gyorsulásmérő
Belgium (3)	Hosszirányú egyenetlenség	Egyenetlenség	Coefficient de planéité 10	más	APL	Gyorsulásmérő
Horvátország	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	m/km	Lézeres profilográf (dán)	Lézer
Cseh Köztársaság	Hosszirányú egyenetlenség	Egyenetlenség	Egyenetlenség súlyossága	–	ARAN	Lézer
Dánia	Egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	m/km	RST	Lézer
Finnország	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Egyenetlenség	mm/m	RST	Lézer
Franciaország (1)	Hosszirányú profil	Hullámhossz	Rövid hullámok	–	APL (SIRANO)	Mechanikai profilmérő
Franciaország (2)	Hosszirányú profil	Hullámhossz	Közepes hullámok	–	APL (SIRANO)	Mechanikai profilmérő
Franciaország (3)	Hosszirányú profil	Hullámhossz	Hosszú hullámok	–	APL (SIRANO)	Mechanikai profilmérő
Németország (1)	Általános egyenetlenség	Spektrális sűrűség	Spektrális sűrűség	cm ³		Lézer
Németország (2)	Periodikus egyenetlenség	Hullámhossz	Hullámhossz	m		Lézer
Németország (3)	Lokális meghibásodás	Hullámhossz	Hullámhossz	m		Lézer
Görögország	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Pályaszint	m/km	Lézeres profilmérő	Lézer
Magyarország	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	m/km	RST	Lézer
Olaszország	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	m/km	Profilmérő	Lézer
Hollandia	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	m/km	ARAN	Lézer

A Belgiumban és a Cseh Köztársaságban alkalmazott „egyenetlenség” műszaki paraméter általában érintkezés nélküli mérési technikával határozzák meg; 21 és 90 km/h közötti mérési sebességet alkalmaznak, és 100 m-es mérési hosszat választanak.

Az Egyesült Királyságban akár 100 km/órás mérési sebesség mellett határozzák meg a „hosszirányú profil varianciája” elnevezésű műszaki paramétert. Az érintkezés nélküli mérési technika 10 m-enként szolgáltat egyenetlenségi információkat.

4. A HOSSZIRÁNYÚ FELÜLETI EGYENETLENSÉG TELJESÍTMÉNYI MÉRŐSZÁMA

A COST 354-es akció 2. munkabizottsága egyik legfontosabb feladatának azt tekintette, hogy az Európa-szerte történő alkalmazáshoz a legalkalmasabb műszaki paraméterből kiindulva határozza meg a felületi egyenetlenség teljesítményi mérőszámát. Az azzal kapcsolatosan rendelkezésre álló szabályozás, a szabályozás alkalmazásának szélességi, üzemi vagy kutatási célokra történő alkalmazása, a berendezés más berendezésektől való függetlensége, a mérési eljárás biztonsága, a mérési

eredmények ismételhetősége, valamint az eljárás fenntarthatósága figyelembevételével került sor a kiválasztásra. Ezeknek a szempontoknak az alapján egyértelműen az IRI bizonyult a legalkalmasabbnak.

Az egyes országoktól származó, meglehetősen korlátozott körű információt vették alapul a „Nemzetközi Egyenetlenségi Index” műszaki paraméternek a teljesítményi mérőszám indexszé történő átszámításakor. Azt tételezték fel, hogy a beavatkozási küszöbértékek a „rossz” és a „nagyon rossz” állapot határán van, a figyelmeztető határ pedig a „megfelelő” és a „rossz” állapot határán húzódik.

A legtöbb ország gyakorlatához igazodva öt állapotosztályzatot különböztettek meg, az átszámítási (transzformációs) függvényt ennek megfelelően állapítva meg. A feldolgozáskor először különválasztották a 100 m-esnél nem hosszabb mérési hosszakkal operáló eseteket azoktól, ahol a mérési hossz a 100 m-t meghaladta. Ebben az esetben mind a két csoportnál meglehetősen nagy szórás mutatkozott. Végül az a döntés született, hogy a 11 országból származó információkat a szerint osztották két csoportba, hogy a teljesítményi mérőszámhatárok a többen alacsonyabbak vagy magasabbak-e.

1. táblázat folytatása

Ország	Elnevezés	Műszaki paraméter	Leírás	Mértékegység	Berendezés	Mérési elv
Norvégia	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	mm/m	ALFRED	Lézer
Lengyelország	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	mm/m	Greenwood-profilográf	Lézer
Portugália	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	m/km	Lézeres profilmérő	Lézer
Szerbia és Montenegro	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	m/km	ROMDAS Bump Integrator	Gyorsulásmérő
Szlovénia	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	m/km	ZAG-profilográf	Gyorsulásmérő differenciális átalakítóval
Spanyolország (1)	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	m/km	Dipstick	Mozgó profil mérés
Spanyolország (2)	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	m/km	Lézeres profilmérő	Lézer
Svédország (1)	Hosszirányú egyenetlenség	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	mm/m	RST	Lézer
Svédország (2)	Hosszirányú egyenetlenség	Hosszirányú profil	Hosszirányú profil	mm	RST	Lézer
Svájc	Hosszirányú egyenetlenség	Szórás	Szórás	‰		
Egyesült Királyság (1)	Utazáskényelem (3 m)	Hosszirányú profil variáciája	3 m-es hossz-irányú profil variancia	más	RAV	Lézer
Egyesült Királyság (2)	Utazáskényelem (10 m)	Hosszirányú profil variáciája	10 m-es hossz-irányú profil variancia	más	RAV	Lézer
Egyesült Királyság (2)	Utazáskényelem (30 m)	Hosszirányú profil variáciája	30 m-es hossz-irányú profil variancia	más	RAV	Lézer
USA	„Simaság”	IRI	Nemzetközi Egyenetlenségi Index	hüvelyk/mérföld	ARAN, ICC stb.	Lézer

2. táblázat: A hosszirányú felületi egyenetlenség műszaki paramétereinek általános (üzemi) és kutatási jelleg közötti megoszlása a vizsgált országokban

Műszaki paraméter	Általános	Kutatási	Általános + Kutatási	Nem ismert	Összes
	alkalmazási terület				
IRI	11	2	2	2	17
Hullámhossz	4	–	–	1	5
Egyenetlenség	4	–	–	–	4
A hosszirányú profil variáciája	3	0	0	0	3
Összesen	22	2	2	3	29

A „szigorú” országok (Olaszország, Hollandia, Portugália és Szlovénia) négy határértékének átlagai, elfogadható szórás mellett, a következőknek adódtak: 1,3–1,8–2,6–3,2 m/km. Ezeket tekintették az autópályák és egyéb főutak átszámítási függvényének számítási alapjául, amennyiben ezen pontok sorára legjobban illeszkedő függvény egyenletét határozták meg, a következők feltételezésével:

1,3 m/km: 1-es index (a „nagyon jó” és a „jó” határa)
 1,8 m/km: 2-es index (a „jó” és a „megfelelő” határa)
 2,6 m/km: 3-as index (a „megfelelő” és a „rossz” határa)
 3,2 m/km: 4-es index (a „rossz” és a „nagyon rossz” határa).

3. táblázat: A hosszirányú felületi egyenetlenség műszaki paramétereinek szabályozási háttere

Műszaki paraméter	Nemzeti szabvány	ISO- vagy CEN-szabvány	Műszaki előírás	Szabályozás nélkül	Összesen
	alapján				
IRI	5	3	5	4	17
Hullámhossz	5	–	–	–	5
Egyenletesség	2	–	–	2	4
A hosszirányú profil va-rianciája	–	–	3	–	3
Összesen	12	3	8	6	29

4. táblázat: A Nemzetközi Egyenetlenségi Index műszaki paraméterrel kapcsolatos információk (Forrás: COST 354-es akció adatbázisa)

Ország	Szabályozás	Üzemi vagy kutatási	Mérés típusa	Jellemzett adattípus	Sebesség km/h	Szakasz-hossz m	Homogenizálás	Időbeli sűrűség év	Minőségbiztosítás
Ausztria	Nemzeti szabvány	Üzemi	Érintkezés nélküli mérés	Súlyosság	60	50	Igen	5	Igen
Horvátország	Nincs előírás	Üzemi és kutatási	Érintkezés nélküli mérés	Terjedelem		100	Nem	1	Igen
Dánia	Nemzeti Szabvány	Üzemi	Érintkezés nélküli mérés		20–100	1000	Igen	1	Igen
Finnország	ISO-szabvány	Üzemi	Érintkezés nélküli mérés	Terjedelem	80	100	Nem	1	Igen
Görögország	Műszaki előírás		Érintkezés nélküli mérés		40–100	10	Nem		Nem
Magyarország	Műszaki előírás	Üzemi	Érintkezés nélküli mérés	Terjedelem	30–80	100	Nem	3	Igen
Olaszország	Műszaki előírás	Üzemi	Érintkezés nélküli mérés	Terjedelem és súlyosság	70–80	20	Igen	1	Igen
Hollandia	Műszaki előírás	Üzemi	Érintkezés nélküli mérés	Súlyosság	80	100	Nem	2	Igen
Norvégia	ISO-szabvány		Érintkezés nélküli mérés	Súlyosság	60–70		Nem		Igen

Az átszámítási függvény a következő:

$$(\text{Index-IRI}) = \text{MIN} (5; 0,1733 \text{ IRI}^2 + 0,7142 \text{ IRI} - 0,0316)$$

Ugyanez a pontsor a „kevésbé szigorú” országok (Ausztria, Horvátország, Dánia, Finnország, Magyarország, Lengyelország, Szerbia és Montenegró) követelményeinek átlagolásából a következőnek adódott: 1,3–2,3–3,5–4,9 m/km.

Az indexek előbbiekben leírt értelmezése mellett, a mellékutakra a munkacsoport által ajánlott függvény a következő:

$$(\text{Index-IRI})_{\text{mellékút}} = \text{MIN} (5; 0,816 \text{ IRI})$$

Az előbbiek összefoglalásaként az 5. táblázat szemlélteti a fő- és

a mellékutakra vonatkozó IRI-határokat és -indexeket.

A COST 354-es akció 2. munkabizottsága – az IRI-nél bemutatott alapvető követve – a „hullámhossz”, az „egyenletlenség” és a „hosszirányú profil varianciája” műszaki paraméterek számára is állapított meg, különböző indexekhez átszámítási függvényt.

5. A BURKOLATOK EGYENETLENSÉGMÉRÉSÉNEK NÉHÁNY HAZAI TAPASZTALATA

A hosszirányú egyenetlenségi index (IRI) hazai alkalmazásával a Közlekedésépítési Szemlében egyik korábbi cikkünk [7] már foglalkozott. A következőkben részben ehhez kapcsolódóan, rész-

4. táblázat folytatása

Ország	Szabályozás	Üzemi vagy kutatási	Mérés típusa	Jellemzett adattípus	Sebesség km/h	Szakasz-hossz, m	Homogenizálás	Időbeli sűrűség év	Minőség-biztosítás
Lengyel-ország	Nincs szabályozás	Üzemi	Érintkezés nélküli mérés	Súlyosság	60	1000	Nem	1	Igen
Portugália	Nincs	Üzemi	Érintkezés nélküli mérés	Súlyosság	80		Igen	4	Igen
Szerbia és Montenegro	Nincs	Üzemi	Mérés	Súlyosság	32	25	Igen	3	Igen
Szlovénia	Műszaki előírás	Kutatási	Érintkezés nélküli mérés	Súlyosság	80	20	Igen	5	Igen
Spanyol-ország (1)	Nemzeti szabvány		Mérés				Nem		Igen
Spanyol-ország (2)	Nemzeti szabvány	Kutatási	Érintkezés nélküli mérés		Forgalmi		Nem	3	Igen
Svédország	Nemzeti szabvány	Üzemi	Érintkezés nélküli mérés	Súlyosság	80	50	Igen	5	Igen
USA	Nincs	Üzemi	Érintkezés nélküli mérés	Terjedelem		1000	Nem	1	Igen

5. táblázat: Javasolt IRI- és Index-IRI-határok

Állapotosztály	Index-IRI	IRI, m/km	
		Autópályák és más főutak	Mellékutak
Nagyon jó	0–1	<1,1	<1,2
Jó	1–2	1,1–1,9	1,2–2,5
Megfelelő	2–3	1,9–2,6	2,5–3,7
Rossz	3–4	2,6–3,2	3,7–4,9
Nagyon rossz	4–5	>3,2	>4,9

ben pedig a keresztirányú deformáció (azaz a „nyomvályú-képződés”) mértékének mérési, értelmezési kérdéseiről következik néhány tapasztalat.

5.1. A KERESZTIRÁNYÚ PROFIL MÉRÉSE

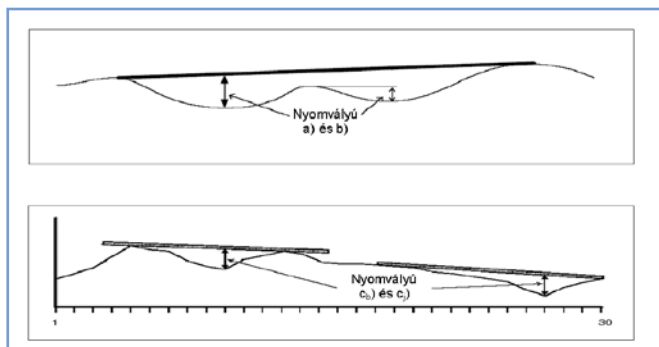
Az útpálya keresztirányú profilját a hazai gyakorlatban alkalmazott RST-mérőkocsival viszonylag egyértelmű, 17 ponttal ábrázolt profillal jellemzik. Ugyanis a 3,5 m-esnél keskenyebb sávok mérése során a berendezés jobb szélső mérőpontja a mérési eljárás szerint követi a burkolat szélét. Az ettől eltérő, például a vonal-lézeres mérési technológia esetén a profil kezdőpontját az utófeldolgozás során külön meg kell határozni, ami számos mellékút esetében, a felvett ábrából nem teljesen egyértelműen ugyan, de kijelölhető. Ez a feladat könnyen elvégezhető az autópályák széles, optikai vezetősávval ellátott sávjai esetén, ahol az optikai vezetősáv helye a lézer eltérő visszaverődéséből, szoftver segítségével meghatározható.

A hazai gyakorlatban a profilnak és magának a nyomvályúnak az értelmezése, meghatározása szokott problémát okozni. A követ-

kező ábrán a gyakorlatban elterjedt háromféle értelmezési módot látjuk (1. ábra). Az a) jelű nyomvályú-számítási mód a *húr-módszer*, ahol a profil két szélső pontjára helyezett egyenestől mért legnagyobb távolság adja a nyomvályú értékét. Abban az esetben, ha az út közepe jobban kiemelkedik, felgyűrődik, mint a két szélső pont, akkor a referencia egyenes ráfekszik a profilra, mint az a 3. ábrán is látható. Az Országos Közúti Adatbank is ezt a módszert alkalmazza az országos közúthálózat állapotának minősítésére.

A b) jelű számítási mód kevésbé elterjedt, inkább Amerikában alkalmazzák. Itt a profilon belül *mérhető szintkülönbségét tekintik* a nyomvályúméltségnek.

A c) jelű, a jobb és a bal oldali nyomvályúméltséget külön-külön meghatározó eljárás az ún. egyenes él módszer, amely külön a profil jobb és bal oldalára helyezett, adott hosszúságú egyenestől, mérőléctől mért legnagyobb távolság meghatározását jelenti. Ezt a módszert írja elő az ÚT 2-3.302:2008 jelű útügyi műszaki előírás [8] is a keréknyomvályú meghatározására: „Keréknyomvályú a forgalmi igénybevételek hatására az aszfaltburkolaton



1. ábra: A keréknyomvályú fogalmának értelmezési lehetőségei

a járművek keréknyomvaiban képződő egyenetlenség. Jelen előírásban megadott mélységét a keréknyomvályú hossz tengelyére merőlegesen helyezett, 3,0 m-es hosszúságú egyenes lécs alsó éle és az alatta lévő kopóréteg felszíne közötti legnagyobb mélység adja, mm-ben.” Az egyenes lécs hossza az ÚME [8] 2008-as kiadásáig 2,0 m-es hosszúságú volt, de, az uniós harmonizáció következményeként, a hazai szabályozás átdolgozása már az egy-séges 3,0 m-t írja elő.

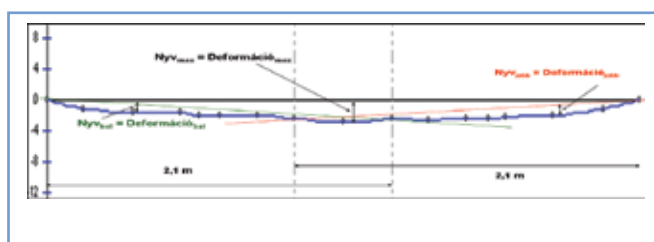
A meghatározás feltételezi a nyomvályú képződéséhez a forgalom jelenlétét, illetve hogy annak profildeformáló hatása okozza azt. Ezt figyelembe véve, új útpálya esetén a „keréknyomvályú” mint fogalom alkalmazása helyett a „keresztprofil-torzulás” vagy a „keresztirányú egyenetlenség” fogalom használata indokolt. A profiltorzulás hatása megegyezhet a nyomvályuéval (ha például, a víz megáll benne), és hatása hozzáadódhat a forgalom által okozott későbbi deformációhoz, ezért mérésének és értékelésének is ennek megfelelően kell történnie.

Az RST-mérőkocsi a 17 ponton jellemzett keresztprofilt két különböző módon értékeli ki. Az egyik eljárásban a teljes keresztmetszetet figyelembe vevő burkológörbét (egyenest) helyez a profilra, majd az attól mérhető legnagyobb távolság meghatározásával megadja a „maximális nyomvályú” értékét: Nyv_{max} . A másik esetben a szélső és a középső, valamint egy, a kamera által mért pontok közötti szakaszra kerül a burkológörbe, és az ettől mért maximális távolság szolgáltatja a jobb, illetve a bal oldali nyomvályú értékét: Nyv_{jobb} , Nyv_{bal} .

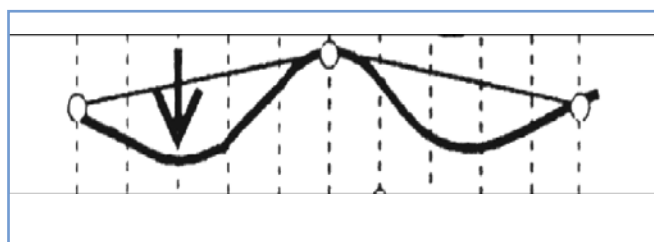
A két nyomvályúérték közötti értelmezési különbséget mutatja a 2. ábra.

A 2. ábra egyik autópályánk keresztmetszetét ábrázolja, és látható rajta, hogy a jobb illetve a bal oldali nyomvályú számításának elve gyakorlatilag megegyezik a 2 m-es léccel történő mérés folyamatával. A két számítási mód közötti különbség az út felületének folyamatos deformációjával, nyomvályú képződésével együtt fokozatosan eltűnik, és amikor a sáv két széle közötti gerinc eléri a két szélső pont által meghatározott magasságot, a maximális nyomvályú a jobb vagy a bal oldali nyomvályú közül a nagyobbik érték lesz, ahogy ez a 3. ábrán is látszik.

A 2. ábra egy új, most átadott autópálya forgalmi sávjának keresztmetszetét mutatja. Látható, hogy a sáv két széle mintegy 4 mm-rel magasabban van, mint a sáv közepe. Ez a típusú profiltorzulás több helyen és nagyobb mértékben is jelentkezett, különösen az előzősávokon. A helyszín és az építési technológia vizsgálatakor kiderült, hogy az aszfaltszél viszonylagos megemelkedésének és a mért „nyomvályúértékek” okát az építésnél



2. ábra: Építés utáni deformáció egy autópálya forgalmi sávjában



3. ábra: A húmód módszer alkalmazása deformálódott pályán

használt aszfaltszél-tömörítési technológia szolgáltatja. A szabad aszfaltszéleket – annak érdekében, hogy a még friss aszfaltréteg ne nyomódjon szét –, a többihez képest kisebb hengerjáratsszámmal tömörítették, ami a szélek hengerlés utáni viszonylag magas pályaszintjéhez vezetett. A helyszíni bejárás során az is kiderült, hogy sok esetben a mért profiltorzuláshoz még a tartós jel, rázó-borda belemérése is hozzáadódhatott. Az ellenőrző méréseknek köszönhetően a probléma felszínre került, és a tömörítési módszer, valamint az aszfaltfiniser beállításának módosításával ezt a profilproblémát nagyrészt meg lehetett oldani.

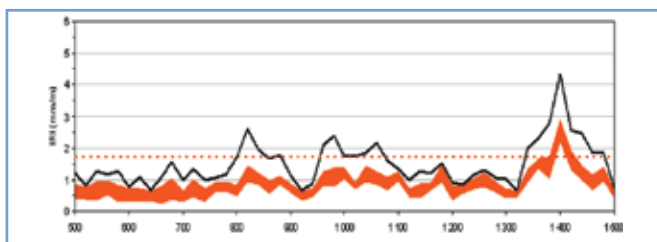
Összességében ez a példa is az ellenőrző mérések fontosságára mutat rá, továbbá arra, hogy valamely használatban lévő vagy új pálya nyomvályú-képződésének, deformációjának ellenőrzésekor, az elvárt követelményszint meghatározása során, a későbbi viták elkerülése érdekében mindig előre meg kell a mérőeszközben és a kiértékelés módjában is állapotodni.

5.2. A HOSSZIRÁNYÚ EGYENETLENSÉG MINŐSÍTÉSE

A hosszirányú egyenetlenség minősítése hálózati szinten az RST mérőkocsi és az IRI (International Roughness Index, Nemzetközi Egyenetlenségi Index) meghatározásával történik [9]. Projekt szinten az építési szerződés határozhatja meg, hogy milyen eszközzel mérve és milyen határértéket kell teljesíteni. Ehhez segítségül, a tradicionálisnak tekinthető ÚT-02 és az egyre elterjedtebb RST által mért IRI-értékek alkalmazásához az új aszfaltszabvány (útügyi műszaki előírás) [8] határértékeket és értékelési, szankcionálási módszert is tartalmaz.

Az IRI esetében a meghatározás egyértelmű, azt a szabvány jól körülírja, ám gyakorlati felhasználása kevésbé plasztikus, mint a nyomvályúé. Az IRI-t nehéz „szemre” becsülni, sőt egy pontban ellenőrizni nem is lehet; mértékegységéből is látszik (mm/m vagy m/km), hogy csak egy szakasznak van egyenetlensége. Ezen felül számítási módja is többlépcsős, bonyolult folyamat. Mindezek eredményeképpen – bár a nyert tapasztalatok nagyon kedvezőek – a napi használatban sokkal nehezebben kerül elfogadásra.

Rendszeresen felmerülő kérdés, hogy hol nem megfelelő az út egyenetlensége. Ha ezt pontosan meg lehet(ne) határozni, akkor



4. ábra: Az egyenetlenség várható javulásának értéke egy meghatározott beavatkozásra

elegendő lehet egy szűk sáv felületi marása és újraaszfaltozása, ám sok esetben az egyenetlenség jellege, a hiba oka nem pontosítható, hanem akár több 10 m-es hosszúságú hullámmal leírható egyenetlenség, amit az említett megoldással nem lehet javítani. Ilyen problémával lehetett találkozni például az autópályák elbontott fizetőkapuinak a helyén is.

Gyakran előfordul a burkolatfelújítási munkák során, hogy a régi és az új burkolat határán szükségképpen meglévő csatlakozási vonal, a „slussz” az oka a szakasz elején, illetve végén mért kedvezőtlen IRI-értéknek. A megrendelő részéről teljesen jogos az elvárás a tökéletes minőségű munkára, mégis könnyen előfordulhat, hogy a forgalom további zavarása mellett elvégzett marás-aszfaltozás csak a felületi hiba megkettőzéséhez vezet. Ilyen esetekben a hiba függvényében „optimális” megoldást jelenthet egy szankciókat vagy garanciát érintő külön megállapodás is.

A követelmények meghatározása is nehezebb az IRI esetében. Amíg a különböző mélységű nyomvályúk eltüntetésének technológiája már „kiforrt”, azaz ezen a téren megfelelő gyakorlattal rendelkezünk, addig a valamilyen beavatkozástól elvárható egyenetlenségjavulás mértéke esetenként csak a vágyakat tartalmazza, valós műszaki alapja nincs.

A 4. ábrán több mint száz egyenetlenségjavító beavatkozás statisztikai értékelését felhasználó program outputja látható. A rendszer fejlesztői az út felújítás előtti és utáni állapotadatait gyűjtötték és hasonlították össze, kiegészítve az alkalmazott technológiával. A program a rendelkezésre álló adatokból képes kiszámolni, hogy egy bizonyos beavatkozástípus, például 4 cm-es aszfaltréteg elterítése várhatóan milyen mértékű IRI-javulást fog eredményezni.

A számítás tapasztalati értékeken alapul, és nem csupán az IRI-értékeket tekinti, hanem az egyenetlenségek hullámhosszak szerinti megoszlását is, az ún. PSD (power spectrum density) értékét [9].

A 4. ábrán a beavatkozás előtti mérési adatokat a felső diagram ábrázolja, míg a beavatkozás után várható eredményt az alsó (színes) sáv mutatja. Látható, hogy a szaggatott vonallal jelzett elvárt (1,75 mm/m értékű) egyenetlenségi szintet az ebben az esetben alapul vett technológia alkalmazásával nem mindenhol lehet elérni.

Az IRI egyenetlenségi index mérési technológiája és ismételhetősége alkalmassá teszi arra, hogy tervezés bemenő adataként a megfelelő beavatkozási technológia kiválasztásához segítséget

nyújtson, továbbá hogy a munka elkészülte után a megrendelő számára minőség-ellenőrzési és „figyelemmel kíséresi” eszközt szolgáltatson.

6. ÖSSZEFOGLALÓ MEGJEGYZÉSEK

A pálya egyenetlensége – akár hossz-, akár pedig keresztirányban jellemezzük – fontos állapotparaméter, amely a burkolatépítés és -felújítás tervezésekor éppen úgy hasznosítható, mint a pálya-szerkezet leromlási folyamatának a figyelemmel kísérése során.

A cikk rámutat arra, hogy bár az európai gyakorlat nem teljesen egységes ebben a tekintetben, az IRI tekinthető a burkolat hosszirányú felületi egyenetlenségének leggyakoribb teljesítményi mérőszámának.

Az egyenetlenség hazánkban rendszeresen jellemzésre kerül. Az ennek során szerzett gazdag tapasztalat azonban nem zárja ki, hogy a tárgykörben számos megoldandó probléma maradjon.

IRODALOMJEGYZÉK

- [1] COST 354 Performance Indicators for Road Pavement. Work package WG2: Individual Performance Indicators. Report, 2007. 170 p.
- [2] Gáspár L., Károly R.: Útpályaszerkezetek makroérdességi és csúszás-ellenállási mutatói. Közlekedéstudományi Szemle, 2007/12. pp. 442–449.
- [3] Boromisza T., Gáspár L., Károly R.: Útpályaszerkezetek terhelése. Hazai és külföldi eredmények és problémák. Közúti és Mélyépítési Szemle, 2008/5–6. pp. 1–9.
- [4] Gáspár L.: Kombinált útgyi teljesítményi mérőszámok. Közlekedéstudományi Szemle. 2008/2. pp. 52–60.
- [5] Gáspár L.: Útburkolatok keresztprofiljának jellemzése. Közúti és Mélyépítési Szemle, 2008/10. pp. 11–17.
- [6] FILTER Experiment – Longitudinal Analyses. Final Report FEHRL 2001/1, Paris, 2001. 254 p.
- [7] Szarka I., Gáspár L.: Az útburkolat profiljának gyorsulásmérési elven alapuló jellemzése. Közlekedésepítési Szemle 2009/6. pp. 17–23.
- [8] ÚT 2-3.302:2008 Út-pályaszerkezeti aszfaltrétegek. Építési feltételek és minőségi követelmények. 24 p.
- [9] Sayers, M.W.: On the calculation of international roughness index from longitudinal road profile. Transportation Research Record 1501, 1995. pp. 1–12.

SUMMARY

UNEVENNESS PARAMETERS OF ROAD PAVEMENTS: A EUROPEAN SURVEY

Longitudinal and transversal unevenness can be considered as important performance parameters of road management. Several techniques for their measurement and data evaluation are used in Europe. The article gives an overview of these techniques, as well as some of the Hungarian experiences and problems in the field are presented.

A BOROSTYÁNKŐ-ÚTVONAL MAGYARORSZÁGON

KINCSES LÁSZLÓ¹

A Balti-tengertől induló Borostyánkő-út Petronell–Carnuntumnál keresztezte a Dunát, az akkor még járhatatlan alpesi területeket elkerülte, dél felé tartva Sopron (Scarbantia), Szombathely (Savaria), Lendva (Halicanum), Ptuj (Poetovio), Ljubljana (Emona) érintésével Aquileiánál ért az Adriai-tengerhez. A Scarbantia felől jövő út végpontja Vindobona (ma Bécs) volt, ahol a római légiók meneteltek az Ister (Duna) menti őrhelyekig.

Ma a világváros Béctől indul az A2 autópálya, mely 15–35 km-re halad az ősi útvonaltól. Jelentős szállítási és utazási igényt generál és a modern technológiák alkalmazásával már legyőzték a nehéz domborzati akadályokat. Mariborig A1/E59, Ljubljanáig A1/E57 az út neve. Az A2-ből Guntramsdorfnál indul az A3–S31, amely az ősi úthoz közeli nyomvonalon épült. Az A5 Mura-vidéki autópálya átadásával – a történelmi útvonalat 15–20 km eltéréssel követve – Szlovénia teljes területén keresztül autópálya (A5–A1) vezet az Adriai-tengerig. A déli Borostyánkő-útvonal az 1. ábrán látható.

A HIÁNYZÓ M9 (E68 VAGY E69?) ÚTVONAL

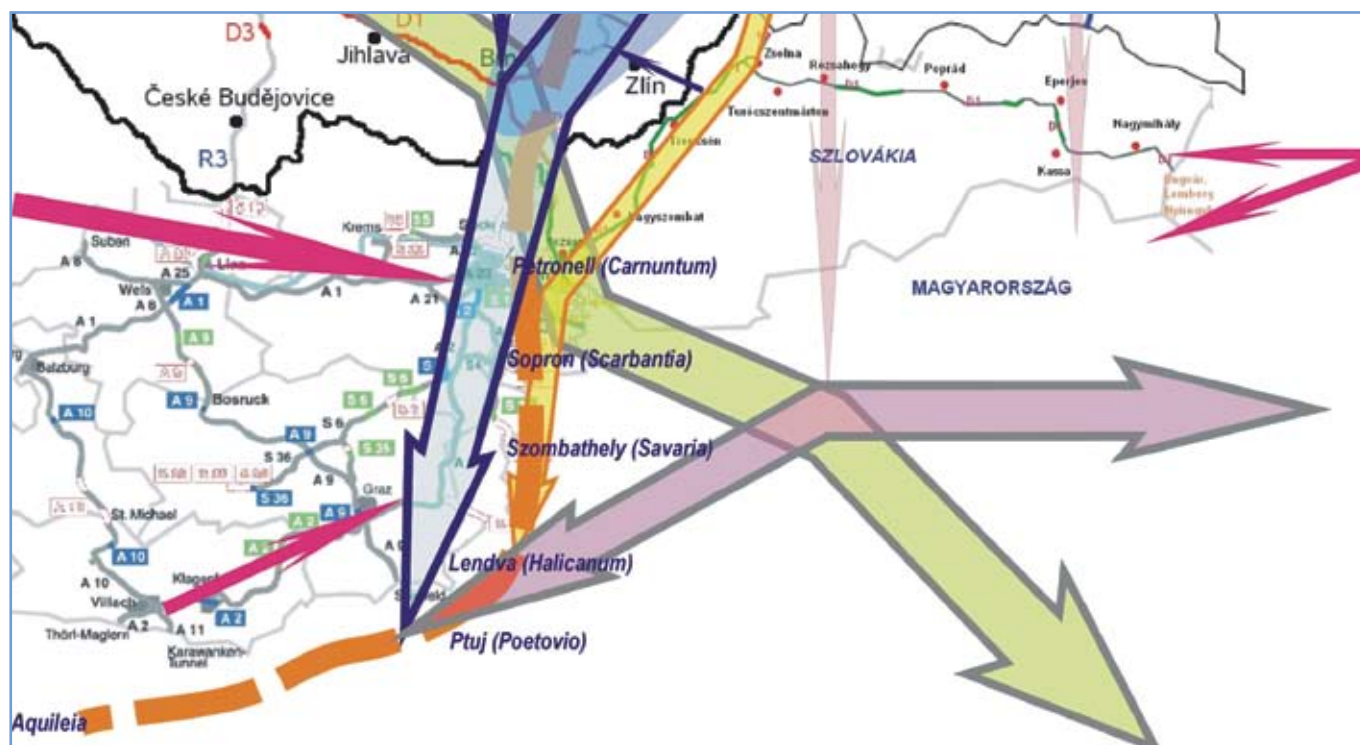
Az ősi útvonal nevéhez ragaszkodhat Magyarország, de a jelenkor forgalmi tendenciái és a környező országok autópálya-épít-

kezései más irányokra erőteljesebb hatást fejtenek ki. Az E-úthálózat számozásának felülvizsgálata javasolható:

- A cseh és osztrák korrekciók miatt az E59 Harrachov–Prah–Jihlava–Wien között vezet. A Legnica–Kralovec–Brno–R52–Mikulov–A5–Wien–A2–Graz–A9–Sentilj–A1–Postojna–6–Jelsane–A7–Rijeka–Zuta Lokva szakasz egységesen E65 útvonalnak nevezhető.
- A Gliwice A1–Brno D1 úthálózat átadása után egységes elnevezés lesz szükséges. Ez az új szakasz és Brno–Rajka–Rédics–Zagreb–Karlovac–Zuta Lokva között a régi E65 átkeresztelhető E69 útnak.
- Az E69 jelenleg az egyik legrövidebb E-útvonal, hossza 130 km. Nordkapp és Olderfjord között Norvégiában működik. (E699 számmal a térségi feladatát továbbra is képes ellátni.)

Az E68 (A3–S31–M9) út kiépítése a Bécs–Kőszeg–Zalaegerszeg–Kaposvár–Szekszárd–Szeged-vonalban szükségszerű lesz.

Nyugat-Dunántúlon az M86 (M9) tervezett nyomvonala jelenleg csak 30 km-en halad (Szombathely–Körmend térségében) az ősi Borostyánkő-útvonal közelében. A mai forgalmi igények Sopron–Rajka határátkelőknél 55 km, Lendva–Nagykanizsa-vonalban 40 km-rel távolabbra térítik el.



1. ábra: A déli Borostyánkő-útvonal

¹ M4-est Biharnak! Elmaradt Kistérségek Civil Szervezet elnöke, e-mail: pmx@fibermail.hu

Magyarország terveiben több eltérés, mint azonosság van az ókori Borostyánkő-út nyomvonalával. Az eltérő nyomvonal azt jelzi, hogy ma a szállítási és utazási igények ebben a térségben is útvonal-változtatást követelnek, különösen, ha az eltérő mértékű útdíjak is befolyásolhatják az útvonalak közötti választást.

A személygépkocsis-autóbuszos turisták már ma is a rövidebb, gyorsabb, olcsóbb E59 útvonalat választják, mert a D1 útdíj között nincs jelentős különbség. Ausztria az útdíjjal szelektálja a területén áthaladó járműveket, eltorzítja a párhuzamos E65 forgalmi arányait. Az autópálya használati díjakat az 1. táblázat tartalmazza.

1. táblázat: Autópálya használati díjak

	D1 személygépkocsi díja, Ft		D4 tehergépkocsi díja
Cseh-ország	2x1 hetes matrica, rövidebb útvonalon	4800	46 Ft/km
Szlovákia	2x1 hetes matrica, hosszabb útvonalon	3000	35–63 Ft/km
Ausztria	10 napos matrica, kedvező áthaladás	2300	100 Ft/km díj, nehezíti a tranzitot
Magyar-ország	2x4 napos matrica szezon hátrány	3060	2760 Ft napi matrica/200 km = 14 Ft/km, vonzó a tranzitnak
Szlovénia	2x1 hetes matrica, drágább áthaladás	9000	60 Ft/km azonos mint HR
Horvát-ország	km-díj: Olaszország felé hosszabb	7500	60 Ft/km azonos mint SLO

2010 után a szlovák km-útdíj hatására az áthaladó D3 kategória is a D1–R52/R55–A5–A2–A9 útvonalat választhatja. Sziléziából és Morvaországból már nem lesz racionális Magyarországon át Szlovénia, Olaszország felé közlekedni:

- PL/SK/H: Zwardon/Serafinov–Cunovo/Rajka: 265 km
- PL/CZ/A: Gorzyczki/Bohumín–Mikulov/Drasenhofen: R52: 240 km, később R55: 210 km

A 850 CzK = 9400 Ft matricadíj mellett az 55 km-rel rövidebb út és a kisebb menetidő miatt is vonzóbb lesz. A korszerűtlenebb D4 teherjárműveknek is olcsóbb lesz Morvaországon áthaladni, ha a csehek nem harmonizálják az emissziós kategóriákat és a km-díjakat.

Az osztrák D2 díj és a cseh D4 járműkategóriák díja hasonló, az osztrák D3 díj és a szlovák D4 díj azonos nagyságrendű (az áfa mértéke különbözik). Ausztria a magas D4 teherjármű-kilométerdíjakkal taszítja, Magyarország az alacsony napi matricadíjjal vonzza a kamionhadsereget. A tranzitszállítás ma a Rajka–Csorna–Rédics útvonalat használja, mert a drága (D4 100 Ft/km) osztrák útdíj mint új „vasfüggöny” jelent meg a kelet-európai szállítmányozók előtt, ezért lett a 190 km hosszú 86. út „kamion-átjáróház”.

A két útszakasz menetidő-különbsége, az elérhető kisebb üzemanyag-költség és a nagyobb átlagsebesség kompenzálhatja a magasabb útdíjat, emiatt egyre több kisebb teherjármű is az E59-et választhatja, amikor megépül Brnotól Bécsig a rövidebb R52–A5 útvonal. De a 12 t feletti kamionok beláthatatlan időig továbbra is Magyarország útjain közlekedhetnek.

Az E59/A2 elszívó hatása a személyforgalomban már évek óta tapasztalható. A szlovén A5 átadása érzékelhetően csökkenti a 8.

főút Ajka–Körmend–Rábafüzes szakaszának forgalmát. Az M85–M86 kiépítése gyorsabb Budapest–Győr–Szombathely–Graz útvonalat hoz létre.

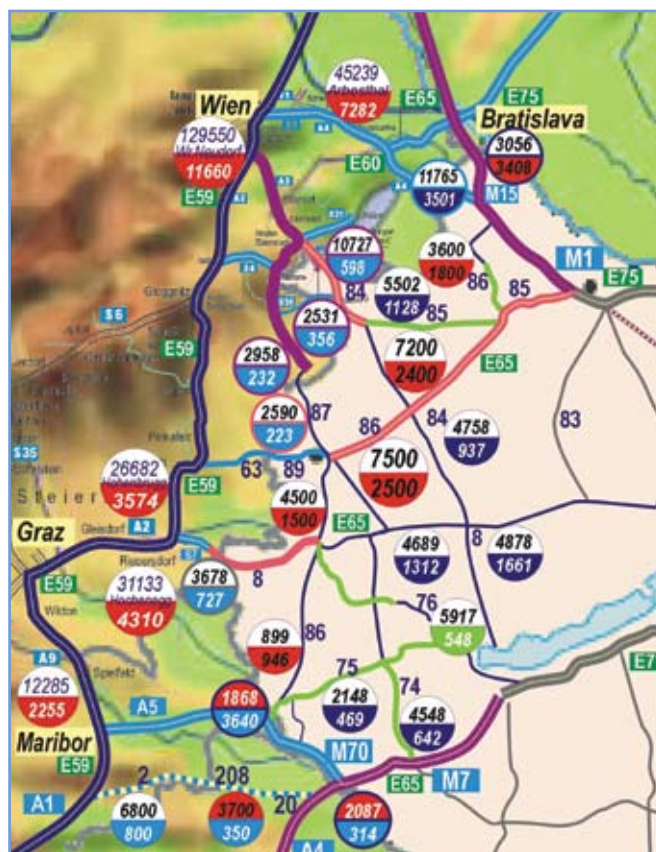
CSÖKKENŐ ÉS ÁTRENDEZŐDŐ TRANZITFORGALOM

A PL-CZ-A-SLO E75-E59/A2-A9 és a PL-SK-H-SLO E75-E65/86-A5 útvonal a 2. ábrán látható>

- 2009-ben 20 km-rel az E75–E65 rövidebb út, de a menetidő 1 óra 10 perccel hosszabb (86. úton még 190 km 2x1 sáv)
- 2010-ben 40 km-rel az E59/A2 már rövidebb, a menetidő is 2 óra 20 perccel rövidebb (86. úton még 180 km 2x1 sáv)
- 2012-ben 60 km-rel az E59/A2 már rövidebb, a menetidő is 2 óra 10 perccel rövidebb (86. úton még 150 km 2x1 sáv)
- 2013-ban 90 km-rel az E59/A2 már rövidebb, a menetidő is 2 óra 10 perccel rövidebb (86. úton még 120 km 2x1 sáv)

A 90 km-rel rövidebb E59 úton megtakarított üzemanyag ára kompenzálja a szlovéniai 9000 Ft és a horvátországi 7500 Ft jelenlegi útdíj különbségét. Tartósan vonzó marad a két óra időnyereség!

Az E59 útvonalon Ausztria vonzereje, lakosságszáma és GDP-potenciálja kimagasló. Bécs térségében több, mint egymillió személyközi közlekedik, ezért bővítik kapacitását. Szlovéniában az érintett 400-500 ezer fős lakoságnak 150%-os vásárlóereje és



2. ábra: A gyorsforgalmi úthálózat megépítése nem Körmend–Rédics irányban szükséges!

300%-os személygépkocsi-állománya van egy főre számítva, mint Zala, Vas és Győr-Moson-Sopron megye E65 útvonal által érintett területén, ahol nagyon kevés a népesség (250-300 ezer fő) és a gépjárművek száma is alacsony. Ezért az M86 útvonal versenyképessége kisebb lehet, rentabilitását a lokális igények nem lesznek képesek biztosítani.

A harmas határ térségében, az Őrségi Nemzeti Park közelében nem tervezhető rövidítő útvonal, ezért Maribor felé 30, Zágráb irányában 80 km-rel hosszabb az út az Adriához. Graz körzetében sem terveznek rövidítő A2–A9 összeköttetést. A 20 km-rel rövidebb Adria-útvonal kiépítése – a domborzati akadályok miatt – nem kiemelt osztrák célkitűzés (3. ábra).

Az S69–D1–M15–M86 nyomvonalán 90 km-rel hosszabb az út Lengyelország–Szlovénia között, mint az A1–D1–R55–A5–A2 vonalon, és Körmentől Lendváig nem terveznek 2x2 sávot, csak Nagykanizsa felé, 40 km kerülővel. Ha útdíját azonos szintre emelik, akkor az elhúzódnó építés után már a kamionok sem választanák az M86 útvonalat. Ha az útdíj a jelenlegi arányokban marad, akkor évtizedekkel tolódi ki az M86 beruházás megtérülése. A forgalmi adatokból milyen nemzetgazdasági vizsgálat készült az M86 útvonalra?

Ha Szlovénia az A5-öt nem Mariborhoz, hanem – a Borostyánkő-út vonalán – egyenesen Ptuj–Ljubljana felé építette volna meg, akkor az E65 versenyképessége erősödött volna a magyar szakaszon, de a nyugat felé húzással hosszabb útra kényszerítik az észak–déli tranzitot. Az A1 autópályához Maribor térségében csatlakozó A5 Szlovénia belső érdekéből fakadó kompromisszum. Az M7–Letenye–M70–Lendava–A5–A1–A9–Graz útvonal, – szélesebben értelmezve – délkelet–északnyugat irányban is működni képes hasznos alternatíva. A forgalmi adatok bizonyítják, hogy a szlovén E59 (A1) és E70–E61 (A2) a horvátok számára fontos tranzitirány, de az E65–86. út nem vonzó lehetőség. A Lendava–109–Mursko Sredisce–209–Čakovec útvonalon 2100 járműből csak 145 db a tehergépjármű. Zágráb felé nem jelentős rajta a tranzitforgalom. A 86. út Zala megyei szakaszán 1851 járműből 946 db a teherkocsi száma, tehát északról 800 teherjármű Lendva–A5–Maribor felé közlekedik.

Ha Magyarország – elsősorban Ausztriával – nem harmonizálja útdíjrendszerét, akkor hosszú távon fennmarad az a jelentős nemzetgazdasági kárt okozó kettősség, hogy Ausztria A2 autópályáján haladnak a turisták a személygépjárművekkel, de Magyarország úthálózatát terheli a kamiontranzit minden ártalma. E torzulások miatt Magyarországnak a személyi fogyasztásból és üzemanyag-vásárlásból jóval alacsonyabb bevételei vannak és lesznek. Nem elégséges a tranzitszállításokkal indokolni a 70 km-es M86 szakasz építését, mert a PL–CZ–A–SLO hálózathatás hatására az eddigi E65 útvonal már versenyképtelen lesz. A SLO A5 átadásával Récics teherforgalmának 60%-a áttérrelődött Tornyiszentmiklósról! A horvát EU csatlakozás megnöveli a HR A4–SLO A1 közötti 20–208–2 útvonal forgalmát.

AZ IRÁNYVÁLTOZTATÁS SZÜKSÉGSZERŰ

Megvalósítható lehet a Sopron–Nagycenk–Csepreg–Vát–Vasvár útvonal, amely 80 km-en követné az ősi út nyomvonalát. Racionálisabb ennél az Oberpullendorf–Kőszeg–Vát–Vasvár–Zalaegerszeg útvonal, mert itt 35 km-rel rövidebb magyar szakasszal a tájvédelmi körzeteket kikerülve csatlakozhat az M9 gyorsforgalmi út az S31-hez Ausztriában. Jelenleg a Rajkánál belépő turisták Győr–Veszprém (82), vagy Csorna–Hegyfalu–

Sümeg (84) utakon érkehetnek a Balatonhoz, de nagy változást okoz 2010-től, hogy a németek, csehek és lengyelek az D1–Brno–D2–A5–Wien–A2–Graz autópályahálózaton 60 km, majd az R52–R55 átadása után 90 km-rel rövidebb Adria-útvonal választásával elkerülik a Balatont! Nem csak a rendszerváltás, a német újraegyesítés, hanem a közlekedés színvonalának több évtizedes lemaradása is okozta a Balaton nyugati vonzerejének csökkenését. Autópályán csak Budapest irányából közelíthető meg. Az autópályákhoz szokott nyugati turistákat elrettenti, hogy Soprontól, Kőszegtől több, mint két órát kell utazniuk balesetveszélyes 2x1 sávú utakon. Ezért a nyugati országrész gyorsforgalmi útrendszerébe fontosabb bevonni a Balatont, mint csak a tranzitot kiszolgáló, csökkenő forgalmú 86. út kapacitását Szlovénia felé bővíteni.

MEG LEHET FORDÍTANI A NEGATÍV TENDENCIÁT

Az érvényben lévő OTRT nyomvonalváltozatai közül, ha az S31–Kőszeg–Zalaegerszeg–Sármellék–M7 vonalban épülhet az M9, akkor a 20 km-rel rövidebb magyar szakaszon épülő gyorsforgalmi úton versenyképesebb lehet a Balaton és a Dél-Dunántúl is. Javulhat az M9 útvonal rentabilitása, ha a 87–86–76 főutak forgalmát a gyorsforgalmi útra terelő 25 km-es közös szakasz épülne, mely az M8–M7–M6–M5 felé is kapcsolatot teremti.

- Kaposvár (Kaposmérő) 45 km+Balatonszentgyörgy–Zalaegerszeg 45 km = 90 km
- Kaposvár (Kaposmérő) 60 km+Nagykanizsa–Zalaegerszeg 50 km = 110 km

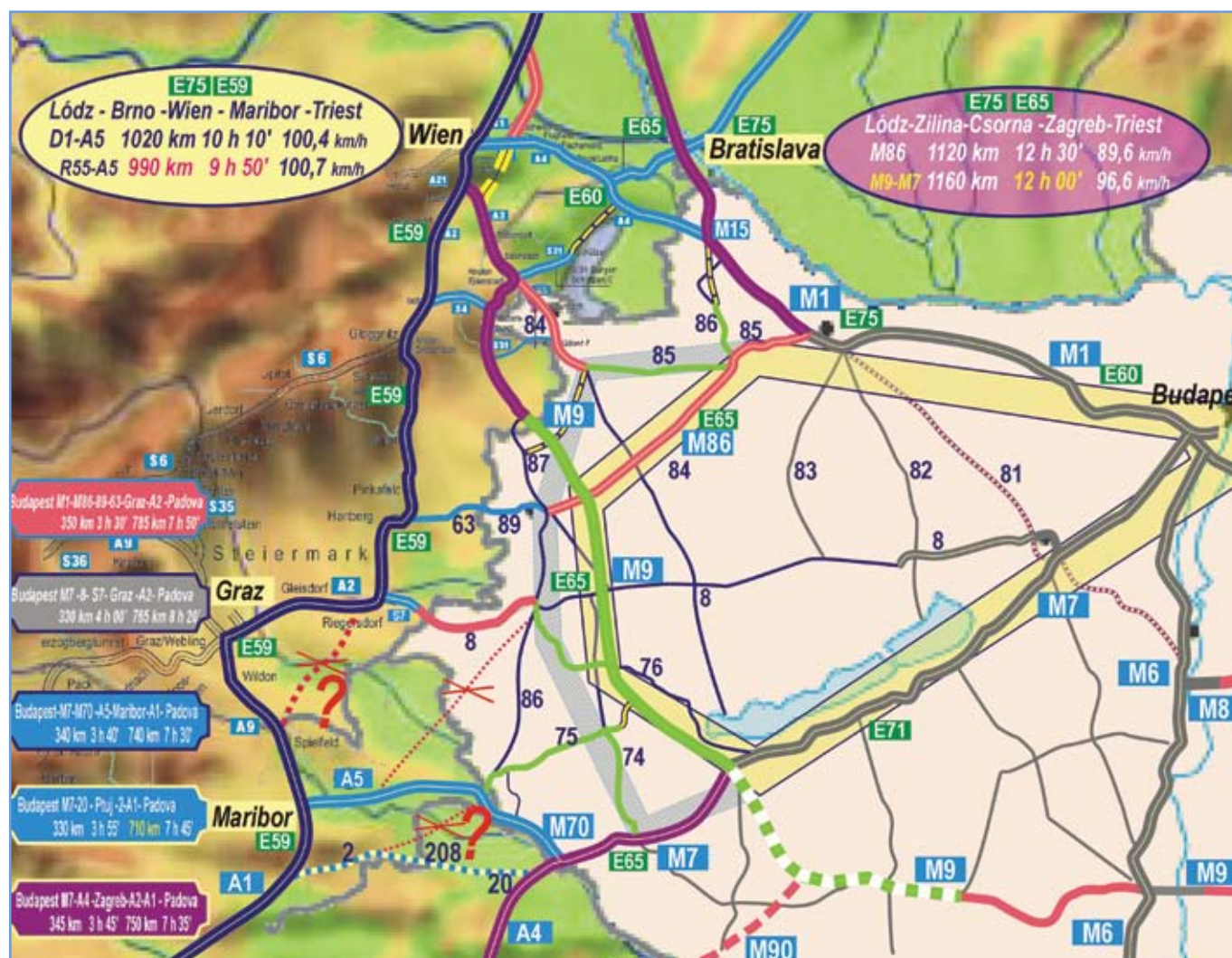
Az M9 teljes hossza 40 km-rel rövidebb, költsége 30-40 milliárd Ft-tal kevesebb lehet. Elkerüli a 86. és 87. utak tranzitforgalma Szombathelyt, a 76. út forgalma Zalaegerszeget. Csökkenti a 8. és 88. utak forgalmát is. Mentési az átmenő forgalomtól Kőszeg, Vasvár, Nagykápolna, Zalacsány, Alsópáhok, Hévíz és Sármellék belterületeit.

A Rajka–Récics irányú tranzit az osztrák A5 és a cseh R52–R55 átadása után csökkenni fog. Az M86 fejlesztéssel a magyar és EU-adófizetők forintjai nem optimálisan hasznosulnak, de kiemelt támogatás – és vissza nem térő lehetőség – a lokális érdekű befektetőknek. Az előre látható forgalmi arányok miatt a tervezett M86 vagy M9 gyorsforgalmi útvonal állami jövedelemszerző képességét növelni szükséges. Amikor Magyarországon is bevezetik a megtett úttal arányos fizetési rendszert, a rövidebb és gyorsabb A2 útvonal elszívja a fizetőképessé utasználókat és az M86 gyorsforgalmi út kihasználatlan lesz.

Jelenleg az alacsony, 2760 Ft/nap matricadíj miatt a 200 km-es Rajka–Récics útvonalon több mint kétegy milliárd forintot veszít el Magyarország napi ezer kamion forgalmat alapul véve. (2. táblázat)

2. táblázat: Kamion-útdíjak összehasonlítása

Egy kamion útdíja, Ft	Napi 1000 kamion útdíja	Éves szinten, Ft
Ausztriához képest	A20 000 – 2760 = 17240 Ft 17 240 000	6 200 000 000
Szlovéniához képest	12 000 – 2760 = 9240 Ft 9 240 000	3 300 000 000
Csehországhoz képest	9 000 – 2760 = 6240 Ft 6 240 000	2 200 000 000



3. ábra: A 90 km-rel – 2 órával – rövidebb E59/A2–A9 út előnye behozhatatlan, ezért Magyarországon irányváltás kell!

Figyelemre méltó, hogy a 42–43–44–49 román tranzitúton ötezer kamionnal és 400 km-es útszakasszal számítva, – a példában csak a D4 kategóriát számítva – tízszeres ez a veszteség! A napi matricával – a hosszabb megtett út miatt – nagyobb kedvezményt kapnak a kelet–nyugati tranzitirányban fuvarozók, mint az észak–déli irányban áthaladók. A két jelentős tranzitútvonalon – csak a D4 teherjármű kategóriában – összesen 24–68 milliárd forint a Magyar Államkincstár vesztesége.

A szomszédos országok útdíjpolitikája halaszthatatlanná teszi a magyar útdíjrendszer átalakítását. Az évtizedek alatt mesterségesen eltorzított személy–teherjármű-arányt helyreállítani csak fokozatosan lehetséges. Az alacsonyan tartott kamion-útdíj a belföldi áru fuvarozók versenyképességét szándékozik megőrizni. Át kell alakítani az útdíjrendszert. A többlet útdíjbevétele növelni tudná az útfelújításokra és a környezetvédelemre fordítható keretösszeget.

Ma az úthálózati hiányok és a díjkülönbözetek miatt kényszerülnek a szállítmányozók a rosszabb minőségű útvonalakra. A rövidebb, gyorsabb alternatív út megépülése átrendezi a logisztikai útvonalakat is. Átadása után az a jármű választja majd a magyar útszakaszt, amelyik csak így

érheti el rövidebb úton célállomását. Csehország és Szlovénia díjszintjén, – Szlovákiát követve – be kell vezetni a teherjármű D2–D3–D4 kategória megtett úttal arányos díjkötelezettségét, vagy a magasabb matricadíjat. A környező országok díjstratégiáját figyelemmel kísérve, a személygépjárművek útdíjait a jelenlegi szinten érdemes tartani, mert a turisták személyi fogyasztása növeli a bevételeket. A díj mértéke és az út hossza a legfontosabb, konstans tényező minden útvonalválasztásban.

Ha a jelenlegi autópályadíjak különbsége – a „Toll-curtain” – fennmarad, a csehek, osztrákok után – 2010-től – a szlovákok is „lefölözhetik”, megválogathatják a forgalmat. Útdíjpolitikájuk alapelve: a személygépjármű jöhet, a D4 kategóriájú tehergépjármű, csak akkor, ha sokat fizet! Ausztria, Csehország (Prága felől D2–M15–86) és Szlovákia is Magyarországon keresztül az E65 (86) – SLO A5-re irányítja-tereli a teherjárműveket a magas km-díjakkal. Ezért az Alpoktól keletre állandósulhat a „tarifa-vasfüggöny” negatív hatása és Magyarország lemarad Európától, ha a tehergépjárművek számára nem vezeti be a megtett úton alapuló (elektronikus) útdíjat.

FORRÁSOK:

ASFINAG Bau Management GmbH, www.asfinag.at
 Družba za avtoceste v Republiki Sloveniji, www.dars.si
 Magyar Közút Nonprofit Zrt. Országos Közúti Adatbank, web.kozut.hu
 Nemzeti Infrastruktúra Fejlesztő Zrt., www.nif.hu
 Közlekedési, Hírközlési és Energiaügyi Minisztérium, www.khem.gov.hu
 Hrvatske Autoceste, www.hac.hr

SUMMARY**THE AMBER ROUTE IN HUNGARY – IMPACT OF CETC ROAD NETWORK CHANGES IN WESTERN-HUNGARY**

The ancient Amber Route crossed the river Danube at Petronell-Carnuntum, then bypassing the non-passable Alpine areas it headed

southwards along the route Sopron – Szombathely – Ptuj – Ljubljana and ended at the Mediterranean Sea. Nowadays the traffic tendencies and the motorway construction projects of the affected countries have an intensive deviatory effect on this classic route. The heavy trucks are deterred by Austria through its high km-based road tolls while Hungary is attracting them through its low vignette fees. The road toll policy of the neighbouring countries makes the changing of the Hungarian road toll system inevitable. If the applied road tolls will be similar to that of Austria, the competitiveness of the route M86 in Western Hungary will be relatively low, and cannot be verified through local traffic demands. Thus the development of the Hungarian expressway system shall not be concentrated on the Sopron – Körmend – Rádics route, but much more on the Wien – Kőszeg – Zalaegerszeg – Kaposvár – Szekszárd – Szeged direction. This latter solution would enhance the accessibility of the Balaton region as well. This is in the opinion of the author much more important than the capacity enlargement of the road No.86 towards Slovenia, which is likely to expect decreasing transit traffic volume in the future.

A GRAZI MŰSZAKI EGYETEM VASÚTÉPÍTÉSI ÉS KÖZLEKEDÉSGAZDASÁGTANI, VALAMINT ÚTÉPÍTÉSI ÉS KÖZLEKEDÉSTUDOMÁNYI INTÉZETE

VASÚTÉPÍTÉSI ÉS KÖZLEKEDÉS-GAZDASÁGTANI INTÉZET

Az intézet a vasutak általános rendszerével foglalkozik. A fő súlypontok ezen belül a nyomvonalvezetés, új vasúti összeköttetések megvalósíthatósági tanulmányai, a közforgalmú közlekedés, a logisztika, a vasúti járművek kerék-sín érintkezési problémáinak vizsgálata, a vasúti zúzottkő-ágyazattal kapcsolatos kutatások, valamint közlekedésgazdasági munkák. Az intézet nemzeti és nemzetközi szinten különböző szervezetek részére szakvéleményezéseket is készít. A közlekedésgazdasági kérdések tekintetében az intézetnek saját fejlesztésű számítási modelljei vannak.

Az intézetnek hét oktatója és egy további alkalmazottja van.

Az intézet kutatási profiljába az infrastruktúrával, a vasúti járművekkel és az élettartam-költségekkel kapcsolatos alábbi fejlesztések, projektek tartoznak:

– Infrastruktúra:

- vonalvezetési előírások,
- vasúti sínek igénybevétel-számítása,
- alágazati szőnyegek,
- semmering bázislagút,
- a koralmi vasút koncepcióterve,
- salzburgi főpályaudvar,
- új nyugati vasút (Neue Westbahn – Linz és Salzburg között),
- ROSE és REWI kereteljárás,
- „homok keresztalj” (Sandschwelle),
- a DB és a Jernbaneverket (Norvég Vasutak) sínjeinek fáradási ellenállási vizsgálata.

– Vasúti járművek:

- RoLa 2008, előírások és üzemtakarékoság, az SGP-kocsik átépítése, üzemkonceptió,

- a kiterőkön való járműáthaladás modellezése,
- a forgóvázak és a vasúti járművek külső terhei,
- automatikus pályafüggetlen felépítményi mérőkocsis mérések,
- az ÖBB személyszállító kocsik kerekeinek vizsgálatai új és kopott állapotban,
- az instabil teherkocsifutás vizsgálata az ekvivalens kúposág figyelembevételével.
- Élettartamköltségek:
 - élettartamköltség-fenntartási stratégia,
 - élettartamköltség-alkalmazása az északi vasút (Nordbahn) fejlesztésénél,
 - NORSK (vágányállapot előrejelzése),
 - TRAMEO (vasútfenntartás gazdasági optimalása).

Az intézet által jelenleg oktatott tárgyak

A BSc-programban:

Vasutak	11 kredit
Elméleti projekt	5 kredit
Gyakorlati projekt	5 kredit

Az MSc- és a PhD(*) programokban:

Projekt (Master)	5 kredit
Vasútüzem	2 kredit
Vasúti járművek	1,5 kredit
Vasútépítés	2,5 kredit
Nyomvezetéstechika (*)	2/0/1,5/1 kredit
Teherszállítás	2 kredit
Közlekedésgazdaságtan	2 kredit
Élettartamköltség – Infrastruktúra	1,5 kredit

Az európai vasúttudomány szerkezete 1 kredit
 Kötélpályák építése (*) 3/0/3/2 kredit
 Repülőterek (*) 1/0/1 kredit

A-8011 Graz, Rechbauerstrasse 12, 2. Stock
 Intézetigazgató: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. tech. Klaus Riessberger
 klaus.riessberger@TUGraz.at
 Intézeti honlap: www.ebw.tugraz.at

ÚTÉPÍTÉSI ÉS KÖZLEKEDÉSTUDOMÁNYI INTÉZET

Az intézet a közúti közlekedés tudományának mindenféle kérdésével foglalkozik. Alkalmazásközpontú kutatásokat végez, mint például a közlekedéstervezés súlyponti kérdései, a közúti forgalomtechnika és a közúti közlekedés környezeti hatásai. Az intézet ezen a területen nemzeti és európai projektekben működik közre. Mivel a közlekedési tudományok alapján véve interdiszciplináris tulajdonságúak, ezért a statisztikusokkal, informatikusokkal, földrajztudósokkal és közgazdászokkal intenzív, jó kapcsolatot ápolnak. Az oktatásban kiemelt szerepet kap az úttervezés, az útéptítés és az útfenntartás. Az intézet által oktatott tantárgyak felölelik a területrendezési intézkedéseket és a településtervezés egyes részeit is.

Az intézet a forgalom okozta környezeti hatások vizsgálata területén is kiemelkedő kutatási és oktatási tevékenységet folytat. A közúti közlekedés okozta zajterhelés a legkiemeltebb terület ezen a téren. Speciális pszichoakusztikai laborban tudják vizsgálni a zajok emberre káros hatásait. A mérésekkel kapcsolatosan óriási tapasztalata van az intézetnek.

Az intézetnek öt oktatója, öt tudományos munkatársa és két demonstrátora van.

Az intézet az alábbi témakörökben végez kutatási tevékenységet:
 – közlekedési hálózatok modellezése,
 – közlekedésmenedzsment,
 – szállítás, szállítmányozás és környezet.

Az intézet az alábbi jelenleg is futó projektekben vesz részt:
 – Grazban alkalmazható forgalomszabályozási rendszer,
 – közúti és vasúti zajok hatásvizsgálata,
 – forgalmi zajszennyezés az utakon.

Az intézet által jelenleg oktatott tárgyak

A BSc-programban:	
Utak	11 kredit
A tervezés elmélete és gyakorlata	1 kredit
Az MSc-programban:	
Infrastruktúra statisztika	2 kredit
Úttervezés	2 kredit
Közlekedéstervezés	3 kredit
Közúti forgalomtechnika	2 kredit
Közlekedési telematika	2 kredit
Forgalommodellezés	4 kredit
Területrendezés és infrastruktúra-szabályozás	3 kredit
Településtervezés és területhasznosítás	3 kredit
Forgalom és környezet	4 kredit
Konfliktusmenedzsment	2 kredit

A-8011 Graz, Rechbauerstrasse 12, 2. Stock
 Intézetigazgató: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Fellendorf
 martin.fellendorf@tugraz.at
 Intézeti honlap: www.isv.tugraz.at

A Közlekedésfejlesztési Koordinációs Központ, a Magyar Közút és a MTE SZ Fejér Megyei Szervezete 2009. szeptember 29. – október 1. között rendezi meg a siófoki Hotel Azúrban

a jubileumi 50. Hídmérnöki Konferenciát

A jubileumi Konferencia tematikája az előzőektől eltérő lesz, átfogó előadások keretében szeretnénk bemutatni a szakma múltját, jelenét, jövőjét.

Témakörök:

- Szakmánk múltja, jelenünk lehetőségei, helyünk a jövőben
- Kitekintés környező és távolabbi országok hídépítésébe

Program:

- 2009. szeptember 29. (kedd) délelőtt: regisztráció, megnyitó, plenáris előadások, ebéd délután: szakmai előadások, gálavacsora
- 2009. szeptember 30. (szerda) délelőtt: szakmai előadások, ebéd délután: szakmai előadások, díjátadás, vacsora este: hajókirándulás, koncert, borkóstoló
- 2009. október 1. (csütörtök) délelőtt: szakmai előadások, ebéd délután: hazautazás

Jelentkezési határidő: 2009. szeptember 4.

a konferenciára történő jelentkezést az alábbi honlapon keresztül lehet intézni

<http://www.hidkonferencia.hu/>

700 Ft