



Észrevételek és javaslatok a készülő új e-UT 07.01.12 közúti hidak erőtani számítása – Útügyi Műszaki Előíráshoz

Bartus Róbert, Kővári Ákos, Németh Gábor

UNITEF'83 Zrt.

E-mail: bartusr@unitef.hu, kovaria@unitef.hu, nemethg@unitef.hu

DOI: [10.36246/UL.2023.2.01](https://doi.org/10.36246/UL.2023.2.01)

KIVONAT

Magyarországon az Útügyi Műszaki Előírások (e-ÚT) műszaki előírás alapján történik a hídszerkezetek tervezése, amely legfrissebb – jelenleg is hatályos – kiadása 2011-ben jelent meg. Várhatóan 2024-ben jelenik meg az új műszaki előírás, amely már Eurocode alapú lesz. Az erőtani számítás alapjaival (alapelvek, terhek és követelmények) foglalkozó, a hídszerkezetek tervezését alapjaiban meghatározó kötet tervezete a hidak forgalmi teherszintjét nagymértékben megemelné. A szakmai véleményezés során az UNITEF'83 Zrt. Hid-, Műtárgy- és Szerkezettervező Irodája elemezte a tervezett teherszint növelés hatásait, összevetette a környező országok gyakorlatát a hazai előírásokkal, valamint a valós forgalmi viszonyok felmérésére alkalmas eljárást javasolt a valós, hazai viszonyokat legjobban jellemző teherszintek meghatározása céljából.

Kulcsszavak: szabvány, hídtervezés, forgalmi teher, tengelysúlymérés

ABSTRACT

In Hungary, bridge structures are designed on the basis of the Road Technical Regulations (e-ÚT), the latest edition of which was published in 2011. The new technical regulation is expected to be published in 2024, which will already be based on Eurocode. The draft of the volume regulating the basics of static calculation (principles, loads and requirements) and defining the design of bridge structures would greatly increase the traffic load level of bridges. During the professional evaluation, the structural engineers of UNITEF'83 Zrt. analyzed the effects of the planned load level increase, compared the practice of the neighbouring countries with the domestic regulations, and proposed a procedure suitable for assessing the real traffic conditions in order to determine the actual requirements.

Keywords: standard, bridge design, traffic load, axle weight measurement

Bartus Róbert

Okleveles építőmérnök, az UNITEF'83 Zrt. Hid-, Műtárgy- és Szerkezettervező Irodájának irodaigazgatója. Tartószerkezet- és hídtervező mérnök és szakértő.

Kővári Ákos Róbert

Okleveles építőmérnök, hídépítési irányító tervező, hídszakértő. A MAÚT 'Acélhidak tervezése' szabványbizottságának tagja.

Németh Gábor

Okleveles építőmérnök, szerkezettervező és fejlesztő mérnök. Elsődleges kutatási területe öszvér hídszerkezetek nyírt kapcsolóelemei.

1. ELŐZMÉNYEK

Magyarországon a közúti létesítmények tervezésére Útügyi Műszaki Előírások vannak érvényben, melyeket az Útügyi Műszaki Szabályozási Bizottság ad ki a Magyar Közút NZrt., mint koordináló szerv közreműködésével.

Az Útügyi Műszaki Előírások a technológiai és jogszabályi változások miatt időről-időre felülvizsgálatra, szükség esetén átdolgozásra kerülnek. A közúti (és gyalogos) hidak tervezési előírásaira is Útügyi Műszaki Előírások születtek. Az e-ÚT 07.01.11 a hidak általános létesítési szabályait részletezi, az e-ÚT 07.01.12. a hidak terheléseit, a teherkombinációkat, valamint az erőtan számítás részleteit írja le. Az e-ÚT 07.01.13 – e-ÚT 07.01.17 műszaki előírások a különböző anyagú hidakra vonatkozó előírásokat tartalmazzák.

Az Útügyi Műszaki Előírások (továbbiakban ÚME-k) struktúrájából adódóan az e-ÚT 07.01.12. műszaki előírás minden anyagú hídra tartalmaz előírásokat, így fontossága a hidak méretezésében elsődrendű, a hazai hídtervezés alapelőírásának tekinthető.

2020. évben az Útügyi Műszaki Szabályozási Bizottság megbízására a Magyar Út- és Vasútügyi Társaság megkezdte a hidak létesítésére vonatkozó ÚME-k átdolgozását. A különböző kötetek megszövegezésére Bizottságok alakultak, amelyek a szabályozási folyamatot megkezdték.

A tervezeten is visszaköszönt, hogy a szabályozási bizottság igen nagy és komoly munkát végzett el annak érdekében, hogy az EUROCODE (MSZ EN 1990-1998) szabványsorozattal összhangba hozza a korábban teljesen más megközelítéseket tartalmazó ÚME-eket.

Rövid tanulmányunk célja, hogy teherszintekre vonatkozó előírás-javaslatot értékeljük, valamint, hogy az egyeztetési dokumentumhoz további javaslatokat fogalmazzunk meg.

2. TEHERSZINTEK KÉRDÉSE

Az előírástervezet legfontosabb kérdése a teherszint meghatározása. Az Eurocode harmonizáció kapcsán az LM1-LM4 tehermodell alkalmazása válik szükségessé Magyarországon. Azonban a tehermodell paraméterezése nemzeti hatáskör, így a pontos terhelés meghatározását minden ország maga végezheti el. Szakmai fórumokon ennek a nagyságrendjéről alakult ki vita a szabványalkalmazók körében, melyhez ezzel az összefoglalóval szeretnénk további szempontokat adni.

2.1. JOGSZABÁLYI HÁTTÉR, KÖZÚTHÁLÓZAT TENGYELTERHELÉSI ELŐÍRÁSAI

A magyarországi közúti hídállomány az országos és helyi úthálózatok része. A hidak forgalmi terhelését a teljes hálózat terhelése vonatkozásában (a hidat, mint az úthálózat részét tekintve) kell vizsgálni. Ennek megfelelően vizsgálni szükséges, hogy a hálózaton milyen tengelyterhelésű járművek közlekedhetnek (törvény erejénél fogva).

Magyarországon a közúti közlekedést (kiemelten a hálózat terhelésére) az alábbi jogszabályok határozzák meg.

- 1988. évi I. törvény a közúti közlekedésről
- 1/1975 (II.5.) KPM-BM együttes rendelet a közúti közlekedési szabályairól
- 36/2017 (IX.18) NFM rendelet a meghatározott össztozmeget, tengelyterhelést, tengelycsoport-terhelést és méretet meghaladó járművek közlekedéséről

1988. évi I. törvény a közúti közlekedésről

A törvény a közúti közlekedésre, valamint az abban részt vevő járművekre vonatkozó szabályokat írja elő. A jármű tulajdonosának felelősségébe utalja a jármű megfelelő tengelyterhelésének és műszaki állapotának fenntartását. Mindemellett a 21/K. § előírásai alapján Magyarországon Nemzeti

Tengelysúlymérő Rendszer (TSM) fenntartását írja elő, amelyet a közlekedési hatóság működtet. A paragrafus (3.) pontja alapján a rendszer rögzíti a jármű honosságát, rendszámát, össztömegét, tengelyterhelését, tengelyeinek számát és tengelyek közötti távolságot, úthasználat idejét és helyét, sebességet. Ugyanezen paragrafus (3.) pontja alapján a hatóság ellenőrzésre jogosult, valamint a (6.) pontja szabályszegés gyanúja esetében közúti ellenőrzésre átadhatja az adatokat.

Fentiekből következően a magyar közúthálózaton kiterjedt tengelysúly mérési, ellenőrzési rendszer működik, amelyik törvény erejénél szankció kiszabására is alkalmas. Ezen törvényi garanciák mellett biztosítottnak tekinthető, hogy a hálózaton a törvényi előírásoknak megfelelő tengelyterhelésű járművek közlekednek.

1/1975 (II.5.) KPM-BM együttes rendelet a közúti közlekedési szabályairól (KRESZ)

A közutak terhelése tekintetében az 51. § fogalmaz meg előírásokat. Útvonalengedély (közútkezelő engedélye) kérése szükséges amennyiben a közlekedésben olyan járművel vennének részt:

- amelynek megengedett legnagyobb össztömege vagy tengelyterhelése meghaladja a közúti járművek forgalomba helyezésének és forgalomban tartásának műszaki feltételeiről szóló miniszteri rendeletben meghatározott mértéket (túlsúlyos jármű vagy tengelytúlsúlyos jármű);
- olyan járművel, amelynek magassága, szélessége vagy hosszúsága meghaladja a közúti járművek forgalomba helyezésének és forgalomban tartásának műszaki feltételeiről szóló miniszteri rendeletben, vagy – rakománnyal együtt – a 47. §-ban meghatározott mértéket (túlméretes jármű);
- lánc talpas járművel.

A KRESZ előírásai alapján tehát a közúthálózatot csak engedéllyel használhatják olyan járművek, amelyek a szokványos terhelésnél jobban terhelik a hálózatot és ezzel együtt a hidakat.

36/2017 (IX.18) NFM rendelet a meghatározott össztömeget, tengelyterhelést, tengelycsoport-terhelést és méretet meghaladó járművek közlekedéséről

A rendelet 2. §-a határozza meg, hogy a közúthálózaton milyen járművek minősülnek túlsúlyos járműnek. Azaz, azok a járművek, amik ennél a felsorolásnál kisebb terheléssel rendelkeznek a hálózatot szabadon használhatják.

A rendelet alkalmazásában túlsúlyos járműnek minősül az a jármű vagy járműszerelvény, amely

- össztömeg vonatkozásában
 - kéttengelyes jármű esetén a 20 tonnát,
 - háromtengelyes jármű vagy csuklós jármű esetén a 26 tonnát,
 - négy- vagy ennél több tengelyes jármű vagy csuklós jármű esetén a 32 tonnát,
 - háromtengelyes járműszerelvény esetén a 28 tonnát,
 - négytengelyes járműszerelvény esetén a 38 tonnát,
 - öt- vagy ennél több tengelyes járműszerelvény esetén a **40 tonnát**,
- tengelyterhelés vonatkozásában
 - a jármű bármely tengelye, valamint
 - két tengelyből álló tengelycsoport esetén, ha a szomszédos tengelyek egymástól mért távolsága kisebb, mint 1,00 méter,

a 11,5 tonnát,

- tengelycsoport-terhelés vonatkozásában
 - két tengelyből álló tengelycsoport esetén, ha a szomszédos tengelyek egymástól mért távolsága legalább 1,00 méter, de 1,30 méternél kisebb, a 16,0 tonnát,

- két tengelyből álló tengelycsoport esetén, ha a szomszédos tengelyek egymástól mért távolsága legalább 1,30 méter, de 1,80 méternél kisebb, a 19,0 tonnát,
- három tengelyből álló tengelycsoport esetén, ha a szomszédos tengelyek egymástól mért távolsága 1,30 méternél kisebb, a 22,0 tonnát,
- három tengelyből álló tengelycsoport esetén, ha a szomszédos tengelyek egymástól mért távolsága legalább 1,30 méter, de 1,80 méternél kisebb, a 24,0 tonnát, valamint
- háromnál több, páratlan számú tengelyből álló tengelycsoportban elhelyezkedő, a (4) bekezdés b) pontja szerint képzett, három tengelyből álló tengelycsoport esetén 28,5 tonnát

meghaladja.

A törvényi helyzet összefoglalásaként tehát elmondható, hogy a közúthálózatot 11,5 tonnánál nagyobb tengelyterhelésű 40 tonnánál nagyobb össztömegű jármű csak különleges esetben használhatja. Ez azt is jelenti, hogy a hidak általános terhelésénél ezt az értéket kell kiindulásként tekinteni (LM1). Az ennél nagyobb terhelésű, különleges járművek közlekedtetése engedélyhez kötött, ami azt is jelenti, hogy a magyar hálózaton előforduló engedélyköteles járművekhez szükséges az alkalmazandó LM3 tehermodelleket rendelni.

2.2. TENGELYSÚLYMÉRÉS MAGYARORSZÁGON

Az előbbieken részletezett törvényi előírások miatt Magyarországon Mérlegállomások (kezelője a Magyar Közút) és Nemzeti Tengelysúlymérő Rendszer (TSM) (kezelője az Építési és Közlekedési Minisztérium) működik.

Magyarországon a határátkelőkön áthaladó tehergépjármű forgalom hiteles mérésének igen nagy múltja van. Az első hivatalos ellenőrzést 1974-ben (!) végezték a gyulai határátkelőn. Évtizedek során a rendszer folyamatosan bővült és a határállomásokra telepített mérlegállomások az egyik leghatásosabb úthálózatvédelmi eszköznek bizonyultak. Az 1990-es években tapasztalt ugrásszerű forgalomnövekedés ellenőrzésére előbb az összes belépő forgalmi irányban, majd 2002-re kilépő irányokban is teljessé vált a határállomásokon a mérlegelés, azaz tranzitforgalom vonatkozásában zárt rendszer alakult ki, hatékonyan kiszűrve a szabálytalan járműveket.

A Schengeni-övezethez való csatlakozás jegyében 2007-től a belső határokon a mérlegállomások megszűntek, de helyettük mélységi mérőállomások épültek, de a Schengeni külső határokon mind a belépő, mind a kilépő teherforgalom mérlegelése folyamatos és minden teherforgalomra megnyitott határátkelőhelyre kiterjed. A határállomások mérlegállomásainak hitelesített mérési adatsorai évtizedekre visszamenően tartalmazzák az áthaladt járművek tengelysúly, tengelytáv és egyéb járulékos adatait, sokmillió mérésszámban (kb. 4 millió mérés évente). A telepített mérlegállomások előnye, hogy nemcsak pontszerű mintavételt adnak, hanem hálózatot alkotnak. A mérlegállomások adatai rendszeresen hitelesített mérlegekkel végzett szabatos mérésekből származnak.

A Schengeni övezet miatt az ellenőrző mérések szempontjából részben nyitottá vált országos közúthálózat belső ellenőrzésére 2016-tól kiépült a TSM rendszer, ami alkalmas a tranzit forgalom mellett az országon belüli teherforgalom hatékony ellenőrzésére is.

A TSM rendszer egy olyan összetett mérési hálózat, amely képes a járművek össztömegét és tengelyterhelését azok megállítása nélkül, menet közben lemérni és meghatározni a mért értékek jogszabályoknak való megfelelőségét. A TSM rendszer ez alapján képes a jogszabályellenesen túlterhelt tehergépjárművek észleléséről a közúti ellenőrök számára riasztást küldeni a jármű megállítása céljából, illetve az objektív felelősség elve alapján bírsághatározatot hozni.

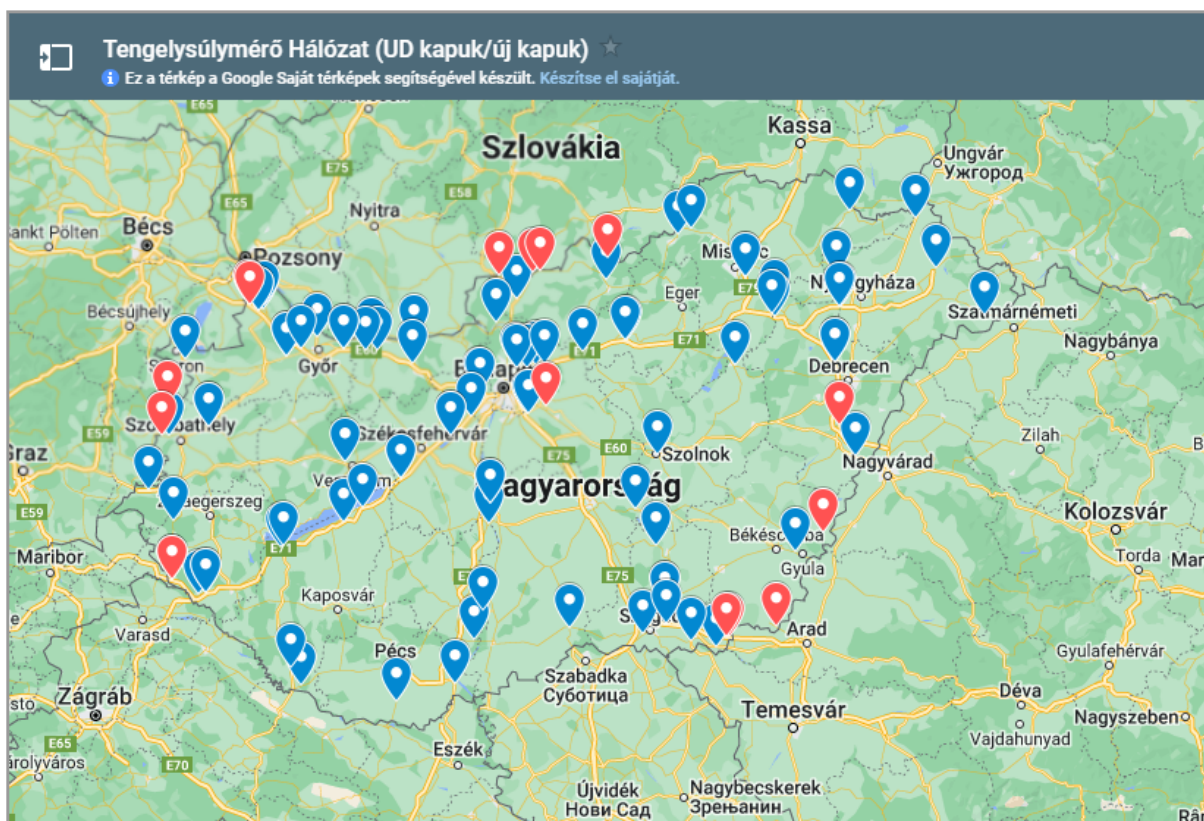
A TSM rendszer 89 mérőhely 107 mérőállomásán telepített, útburkolatba süllyesztett érzékelők segítségével, forgalom lassítás nélkül határozza meg a mérőállomáson áthaladó járművek tengelyterhelését és össztömegét.

A TSM rendszer az útdíjellenőrzési rendszer (UD rendszer) meglévő elemeire épül. Az UD rendszer ellenőrző eszközei mellett a mérőállomásokon az útburkolatba olyan érzékelők (WIM szenzorok –

Weigh In Motion) telepítése történt meg, amelyek képesek a járművek össztömegét és tengelyterhelését mozgás közben meghatározni.

Ezen felül működik egy központi hatósági ellenőrző rendszer, mely az UD rendszerből megkapja a mérőpontokon felvett adatokat. Ez a központi informatikai rendszer az áthaladást követően a rendszám és a mérési eredmények, valamint a különböző szakrendszerekből származó adatok (mennyi a tehergépkocsi megengedett össztömege, mentességi körbe tartozik-e, van-e közútkezelői hozzájárulása) összevetése alapján megállapítja, hogy az adott jármű össztömege és tengelyterhelése megfelelt-e a jogszabályoknak. A központi hatósági ellenőrző rendszert a helyszíni ellenőrzést végző munkatársak informatikai eszközök segítségével érik el.

Magyarországi TSM adatgyűjtő pontok elhelyezkedése:



1. ábra: Magyarországi TSM adatgyűjtő pontok elhelyezkedése.

Az MK mérlegállomás és TSM rendszer lévén Magyarországon több évre visszamenő, részletes adatsorok állnak rendelkezésre. Az adatok tartalmazzák a tengelyterheléseket, tengelyelrendezéseket, időbeli, térbeli eloszlásukat. Mindemellett a felségjelzés tekintetében adataink vannak a tranzitforgalomra vonatkozóan is.

Tehát a hidak forgalmi terhelésének intenzitásának megállapításával lehetőségünk van adatvezérelt előírások megalkotására. Az MSZ EN 1991-2 4.3.2 (3) lehetőséget is biztosít arra, hogy a valós forgalmi terhek intenzitását terhelési osztályba sorolási tényezőkkel – vagyis a helyi, nemzeti sajátosságok – figyelembevételével tegyünk meg. Ezen 'α' meghatározásának tekintetében tehát célszerűnek látszik az MK mérlegállomás és TSM mérési adatok felhasználása.

2.3. HÍDVIZSGÁLATOK TAPASZTALATAI

A magyarországi közúthálózaton található 20 m-nél nagyobb támaszközű hidakat és a 40 m-nél nagyobb összszerkezeti hosszúságú, valamint a vasút feletti hidakat az e-ÚT 08.01.25:2019 Útügyi Műszaki Előírás (5) pontja alapján 10 évente fővizsgálatnak kell alávetni.

Az UNITEF'83 Zrt. is évente több alkalommal végez szakértő partnereivel híd fő- és célvizsgálatokat. Mind a közúthálózaton, mind az autópálya-hálózaton végeztünk ilyen időszakos hídvizsgálatokat, így rálátásunk van a magyar hídállomány nagy részének állapotára.

A vizsgált hídjaink nagy többsége a korábbi ÚME-k szerinti „A” (80 tonna) és „B” (40 tonna) teherbírású hidak voltak. A praxisunkban nem talákoztunk olyan – a jelenlegi ÚME szerinti „A” terhelési osztályra méretezett – híddal, amely túlterhelés miatti károsodás jeleit mutatta volna. Számos probléma előfordul a hídállományon (korrózió, avulás, fenntartási hiányok, mechanikai sérülések) azonban olyannal még nem talákoztunk, hogy egy korlátozásmentes hídszerkezet túlterhelés miatt károsodást, vagy tönkremenetelt szenvedett volna.

Természetesen ez nem reprezentatív minta, azonban a hídállomány vizsgálati jegyzőkönyvei a közúti és autópálya kezelőknél rendelkezésre állnak. Tehát statisztikai alapon évekre visszamenően a túlterhelési károsodások is megállapíthatók.

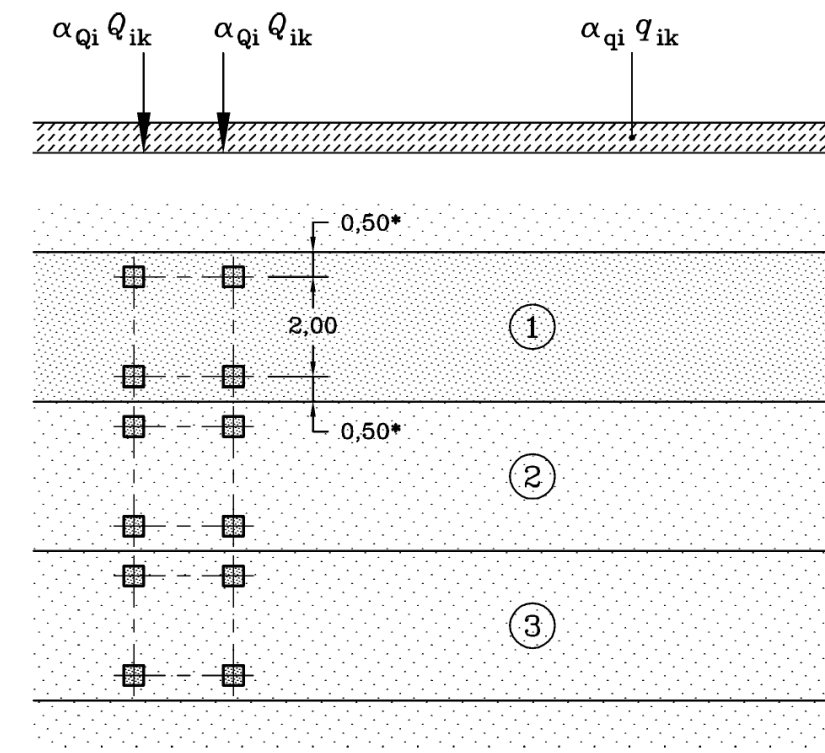
2.4. HIDAK FORGALMI TERHELÉSÉNEK EURÓPAI SZABVÁNYI GYAKORLATA

Az e-ÚT 07.01.12 Útügyi Műszaki Előírás jelenleg folyó felülvizsgálatának célja, hogy olyan előírást hozzon létre, amely az európai egységes EN 1990-1998 szabványsorozattal összhangban van. Közúti hidak forgalmi terhelése tekintetében a honosított, jelenleg is hatályos MSZ EN 1991-2 magyar szabvány határoz meg előírásokat.

Tekintve, hogy hazánk az Európai Unió tagja, valamint a legfőbb kereskedelmi, ipari partnereink az Európai Unió tagállamai ezért célszerűnek tartottuk összevetni az uniós tagállamok saját szabályozását.

Európai standardként minden uniós államnak be kellett vezetni az EN 1990-1998 szabványsorozatot. Ezáltal az uniós területén a *LM1-LM2-LM3-LM4* tehermodellek megegyeznek, azonban a paraméterezés államonként eltérő lehet. Az eltérő paramétereket minden állam a honosított szabvány nemzeti mellékletében adhatja meg.

Jelentős eltérés az LM1 tehermodell (ld. alábbi ábra) terhelési osztályba sorolási ($\alpha_{q1..i}$, $\alpha_{Q1..i}$) tényezőinek felvételében lehetséges. A következőkben táblázatokban az Európai Unió országaiban alkalmazott terhelési osztályba sorolási tényezőket tüntettük fel.



Az 1. tehermodell (LM1) alkalmazása (MSZ EN 1991-2)

Jelmagyarázat:

(1) 1. sáv: $Q_{1k} = 300$ kN; $q_{1k} = 9,0$ kN/m²

(2) 2. sáv: $Q_{2k} = 200$ kN; $q_{2k} = 2,5$ kN/m²

(3) 3. sáv: $Q_{3k} = 100$ kN; $q_{3k} = 2,5$ kN/m²

* $w_l = 3,00$ m esetén

2. ábra: Az LM1 tehermodell EN1991-2:2003 alapján.

Európai Unió - EN ajánlott legkisebb értékek

1. táblázat: EN1991-2:2003 által ajánlott legkisebb α értékek.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{Qi}	α_{qi}	$\alpha_{Qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
EN 1991-2:2003 (4.3.2 (3) NOTE 1)						
1. sáv	300	9,0	0,8	1,0	240	9,0
2. sáv	200	2,5	0,8	1,0	160	2,5
3. sáv	100	2,5	0,8	1,0	80	2,5
További sávok	0	2,5	-	1,0	-	2,5
Maradó terület	0	2,5	-	0,0	-	0,0

Magyarország MSZ EN 1991-2:2010 NA (jelenleg hatályos magyar EC szabályozás)

2. táblázat: MSZ EN 1991-2:2010 α értékek – „Indokolt esetben, illetékes hatóság egyetértésével” alkalmazható maximális értékek.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{Qi}	α_{qi}	$\alpha_{Qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
MSZ EN 1991-2:2010 NA (Jelenlegi magyar, indokolt esetben max.)						
1. sáv	300	9,0	1,0	1,0	300	9,0
2. sáv	200	2,5	1,0	1,0	200	2,5

3. sáv	100	2,5	1,0	1,0	100	2,5
További sávok	0	2,5	-	1,0	-	2,5
Maradó terület	0	2,5	-	1,0	-	2,5

3. táblázat: MSZ EN 1991-2:2010 α értékek – I. terhelési osztály.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{qi}	α_{qi}	$\alpha_{qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
MSZ EN 1991-2:2010 NA (I. terhelési osztály)						
1. sáv	300	9,0	1,0	0,8	300	7,2
2. sáv	200	2,5	0,8	1,0	160	2,5
3. sáv	100	2,5	0,0	1,0	0	2,5
További sávok	0	2,5	-	1,0	-	2,5
Maradó terület	0	2,5	-	1,0	-	2,5

4. táblázat: MSZ EN 1991-2:2010 α értékek – II. terhelési osztály.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{qi}	α_{qi}	$\alpha_{qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
MSZ EN 1991-2:2010 NA (II. terhelési osztály)						
1. sáv	300	9,0	0,8	0,6	240	5,4
2. sáv	200	2,5	0,8	1,0	160	2,5
3. sáv	100	2,5	0,0	1,0	0	2,5
További sávok	0	2,5	-	1,0	-	2,5
Maradó terület	0	2,5	-	1,0	-	2,5

Franciaország ANFOR EN 1991-2:2008 NA

5. táblázat: ANFOR EN 1991-2:2008 α értékek.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{qi}	α_{qi}	$\alpha_{qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
ANFOR EN 1991-2:2008 NA (Francia)						
1. sáv	300	9,0	1,0	1,0	300	9,0
2. sáv	200	2,5	1,0	1,2	200	3,0
3. sáv	100	2,5	1,0	1,2	100	3,0
További sávok	0	2,5	-	1,2	-	3,0
Maradó terület	0	2,5	-	1,2	-	3,0

Nagy-Britannia BS EN 1991-2:2008 NA (– nem tagja az EU-nak)

6. táblázat: BS EN 1991-2:2008 α értékek.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{Qi}	α_{qi}	$\alpha_{Qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
BS EN 1991-2:2008 NA (Brit)						
1. sáv	300	9,0	1,0	0,61	300	5,5
2. sáv	200	2,5	1,0	2,2	200	5,5
3. sáv	100	2,5	1,0	2,2	100	5,5
További sávok	0	2,5	-	2,2	-	5,5
Maradó terület	0	2,5	-	2,2	-	5,5

Németország/Ausztria DIN/ÖNORM EN 1991-2:2012 NA

7. táblázat: DIN/ÖNORM EN 1991-2:2012 α értékek.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{Qi}	α_{qi}	$\alpha_{Qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
DIN/ÖNORM EN 1991-2:2012 NA (Német & Osztrák)						
1. sáv	300	9,0	1,0	1,33	300	12,0
2. sáv	200	2,5	1,0	2,4	200	6,0
3. sáv	100	2,5	1,0	1,2	100	3,0
További sávok	0	2,5	-	1,2	-	3,0
Maradó terület	0	2,5	-	1,2	-	3,0

Dánia DS EN 1991-2:2009 NA

8. táblázat: DS EN 1991-2:2009 α értékek.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{Qi}	α_{qi}	$\alpha_{Qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
DS EN 1991-2:2009 NA (Dán)						
1. sáv	300	9,0	1,0	0,67	300	6,0
2. sáv	200	2,5	1,0	1,0	200	2,5
3. sáv	100	2,5	1,0	1,0	100	2,5
További sávok	0	2,5	-	1,0	-	2,5
Maradó terület	0	2,5	-	1,0	-	2,5

Szlovákia STN EN 1991-2:2006 NA

9. táblázat: STN EN 1991-2:2006 α értékek – kiemelt úthálózat.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{Qi}	α_{qi}	$\alpha_{Qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²

STN EN 1991-2:2006 NA (Szlovák, kiemelt útvonalak)						
1. sáv	300	9,0	1,0	1,0	300	9,0
2. sáv	200	2,5	1,0	1,0	200	2,5
3. sáv	100	2,5	1,0	1,0	100	2,5
További sávok	0	2,5	-	1,0	-	2,5
Maradó terület	0	2,5	-	1,0	-	2,5

10. táblázat: STN EN 1991-2:2006 α értékek – I., II., III. terhelési osztály.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{qi}	α_{qi}	$\alpha_{qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
STN EN 1991-2:2006 NA (Szlovák, I-II-III. terhelési osztály)						
1. sáv	300	9,0	0,9	0,9	270	8,1
2. sáv	200	2,5	0,9	1,0	180	2,5
3. sáv	100	2,5	0,9	1,0	90	2,5
További sávok	0	2,5	-	1,0	-	2,5
Maradó terület	0	2,5	-	1,0	-	2,5

11. táblázat: STN EN 1991-2:2006 α értékek – alsórendű úthálózat.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{qi}	α_{qi}	$\alpha_{qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
STN EN 1991-2:2006 NA (Szlovák, alsórendű utak)						
1. sáv	300	9,0	0,9	0,6	270	5,4
2. sáv	200	2,5	0,6	1,0	120	2,5
3. sáv	100	2,5	0,6	1,0	60	2,5
További sávok	0	2,5	-	1,0	-	2,5
Maradó terület	0	2,5	-	1,0	-	2,5

Szerbia SRPS EN 1991-2:2012 NA (– nem tagja az EU-nak)

12. táblázat: SRPS EN 1991-2:2012 α értékek – I. terhelési osztály.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{qi}	α_{qi}	$\alpha_{qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
SRPS EN 1991-2:2012 NA (Szerb, I. terhelési osztály)						
1. sáv	300	9,0	1,0	1,0	300	9,0
2. sáv	200	2,5	1,0	1,0	200	2,5
3. sáv	100	2,5	1,0	1,0	100	2,5

További sávok	0	2,5	-	1,0	-	2,5
Maradó terület	0	2,5	-	1,0	-	2,5

13. táblázat: SRPS EN 1991-2:2012 α értékek – II. terhelési osztály.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{Qi}	α_{qi}	$\alpha_{Qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
SRPS EN 1991-2:2012 NA (Szerb, II. terhelési osztály)						
1. sáv	300	9,0	0,8	0,8	240	7,2
2. sáv	200	2,5	0,8	1,0	160	2,5
3. sáv	100	2,5	0,8	1,0	80	2,5
További sávok	0	2,5	-	1,0	-	2,5
Maradó terület	0	2,5	-	1,0	-	2,5

Többi EU-s tagállam:

14. táblázat: Európai Unió többi tagállamában alkalmazott α értékek.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{Qi}	α_{qi}	$\alpha_{Qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
EU többi tagállama EN 1991-2 NA						
1. sáv	300	9,0	1,0	1,0	300	9,0
2. sáv	200	2,5	1,0	1,0	200	2,5
3. sáv	100	2,5	1,0	1,0	100	2,5
További sávok	0	2,5	-	1,0	-	2,5
Maradó terület	0	2,5	-	1,0	-	2,5

A fenti értékekből látható, hogy az Európai Unió tagállamai más-más módon kezelik a forgalmi terhek felvételét, azonban a nagy többség az alapértelmezett $\alpha_{Qi}=\alpha_{qi}=1.0$ értékeket alkalmazza a hidak tervezése során.

Érdekes kivétel ezek közül a német és osztrák gyakorlat, ahol jelentősen növelt értékeket vesznek figyelembe a megoszló teher felvétele esetében. (1. sáv 9 kN/m² helyett 12 kN/m², míg a 2. sávnál 2,5 kN/m² helyett 6 kN/m²). Ezeket az értékeket jól dokumentált és publikált mérések, számítások és megfontolások alapján, a jövőbeni állapotokra készülve vezették be.

Megvizsgálva az ország nyugati szomszédjában ezen emelt terhelési esetek állnak fenn, míg a többi szomszédos ország esetében az alapértelmezett EN előírások, vagy ahhoz nagyon hasonló értékek felvétele történt meg.

Magyarországi szabványi környezet és törvényi háttér összhangja:

A magyarországi helyzetet elemezve érdemes összehasonlítani a törvényi előírásokat az MSZ EN 1991-2 NA által előírt értékekkel.

A 36/2017 (IX.18) NFM rendelet által különböző jármű tengelyszámok által reprezentált megoszló terheléseket az alábbi táblázat tartalmazza.

15. táblázat: Különböző típusú tehergépjárművek tengelyszámok által reprezentált megoszló terhelései.

	Két-tengelyes jármű	Három-tengelyes jármű	Négy-tengelyes jármű	Négy-tengelyes jármű-szerelvény	Öttengelyes jármű-szerelvény	Öttengelyes jármű-szerelvény
Max. tömeg [t]	18	26	32	36	40	40
Jármű teljes hossz [m]	12	12	12	18,75	16,5	18,75
Megoszló terhelés UDL q [kN/m ²]	5,00	7,22	8,89	6,40	8,08	7,11
Maximális tengely(csoport)terhelés [t]	11,5	19	19	11,5	24	19
Maximális tengely(csoport)terhelés TS Q [kN]	115	190	190	115	240	190
	< 2x300kN	< 2x300kN	< 2x300kN	< 2x300kN	< 2x300kN	< 2x300kN

Ebből látható, hogy minden járműtípus esetében a q megoszló terhelés (UDL) az EN 1991-2 szabvány által meghatározott **9.0 kN/m²** alatt marad, míg a Q koncentrált terhelés (TS) szintén a tengelyekre előírt **300 kN** alatt marad.

Összességében kijelenthető, hogy az MSZ EN 1991-2 NA által reprezentált I. terhelési osztály koncentrált terhe esetén a 36/2017 (IX.18) NFM rendelet által meghatározott tengelyterhelési értékek összhangban vannak. Tehát célszerűnek mutatkozik az e-ÚT 07.01.12 műszaki előírásban az MSZ EN 1991-2 NA által előírt α_q és α_Q értékek alkalmazása.

Különleges járművek közlekedtetése:

Az MSZ EN 1991-2 A melléklete megadja, hogy LM3 különleges járművek milyen teherelrendezéssel veendő figyelembe. Az útvonalengedéllyel közlekedő járművek ilyen LM3 járműnek tekinthetők. Az LM3 tehermodellben 600-3600 kN össztömegű járművek is figyelembe veendő. Érdekességként megemlítendő, hogy ezek a járművek maximális tengelyterhelése 240 kN, ami elmarad az LM1 300 kN-os terhelésétől.

Javasoljuk, hogy az Építési és Közlekedési Minisztérium stratégiai céljai, az MK mérlegállomás és TSM rendszer statisztikai feldolgozása, valamint a kiadott útvonalengedélyek alapján kerüljenek meghatározásra azok a Magyarországi útszakaszok, melyeken LM3 teher (kategória megjelölésével) figyelembevétele javasolható.

2.5. SZAKIRODALMI HIVATKOZÁSOK ELEMZÉSE

Az e-ÚT 07.01.12 Útügyi Műszaki Előírást kidolgozó bizottság által az előzetes véleményeinkre adott válaszban 3 külföldi publikációra hivatkozott. Ezúton köszönjük, hogy a bizottsági munkát megalapozó külföldi publikációk megjelölésre kerültek, így lehetőségünk nyílt ezek tanulmányozására. Ezeket egészítettük ki a saját kutatásaink alapján a témába vágó publikációval:

- I. Janusz Rymsza: *Proposal to change the design load in the Eurocode 1 based on loads from vehicles with a mass of 60 tonnes Transportation Research Procedia 14 (2016) 4020 – 4029*

Európa szerte a hidak tervezésének alapja 2003 óta az Eurocode, a közúti terhek felvétele pedig az EN 1991-2:2003 szabványkötet alapján történik. A közúti járműforgalomra az LM1 és LM3

tehermodellek használatosak, amelyek valós forgalommérési eredményeken alapulnak. A tehermodellek alapjául szolgáló mérések 1977-től kezdődtek meg, a szabványon pedig 1987-ben indultak meg a munkálatok. A mérések óta több, mint 50 év telt el, amely alatt nyilvánvalóan nagymértékben változott a forgalom – mind az intenzitás, mind a volumen. Ennek megfelelően nemzetközi szinten is előtérbe került a szabvány aktualizálásáról szóló diskurzus, illetve egyes országokban az intenzív forgalommérésnek az igénye.

Autópályák tervezése Európában általában az LM1 közúti tehermodell alapján történik, amely intenzitása az α terhelési osztályba sorolási tényezővel állítható országonként a Nemzeti Mellékletekben, ld. fentebb. Az MSZ EN1991-2 4.3.2 (1b) alapján „az LM1 az olyan folyamatos, forgalmi akadályok vagy torlódások közepette haladó forgalmat írja le, amelyben nagy százalékban nehéz tehergépjárművek vesznek részt”.

Az európai országokban – köztük az EU-tagállamokban – a szabvány különböző értékű α_{Qi} és α_{qi} tényezőket fogadtak el, így gyakorlatilag lehetetlen egy Európa-szerte ágazó transzeurópai közlekedési hálózat kiépítése azonos biztonsági szinten. Pl. egy – ugyanúgy Eurocode alapján – Szlovákiában tervezett híd teherbírása kisebb lesz egy Franciaországban tervezett híd teherbírásánál, amely kisebb lesz egy Németországban tervezett híd teherbírásánál, holott a kihasználtság lehet azonos az egyes Nemzeti Mellékletekből számítva.

A 2.4 fejezetben látható táblázatok alapján kitűnik a német Nemzeti Melléklet (DIN). Németországban először, 2003-ban az Eurocode ajánlását fogadták el az α tényezőkre ($\alpha_{Qi}=0,8$, $\alpha_{qi}=1,0$), majd 2009-ben emelték az értékeket a jelenleg hatályosra. Az emelés szükségességét Freundt et al. (2011) munkája foglalja össze: a cikk az 1984 és 2005 közötti Bajorországi (DE) nehézforgalmat vizsgáló mérések alapján készült. Az egyik leglátványosabb megállapítás, hogy a vizsgált időszakban az öttengelyes járműszerelvények száma 2,5-szörösére nőtt. Ez jól mutatja a nagyobb terhelésű járművekkel való szállításra megnövekedett igényeket. Ebből kiindulva az új α tényezők meghatározása azzal a feltételezéssel történt, hogy a jövőben 40 tonna helyett 52 tonnás járművek fognak közlekedni ugyanazzal a teherszállító jármű mérettel, amellyel a 40 tonnás járművek rendelkeznek. Ennek céljából fejlesztettek egy tehermodellt, amely kalibrációja 40 tonnás teherszállító járművekre történt úgy, hogy azonos igénybevételeket adjon az Eurocode LM1 tehermodellével. Ezután növelték a tömeget 40-ről 52 tonnára, majd számították vissza az új α tényezőket. Maurer et al. (2011) munkájából kiderül, hogy a megnövelt tényezők az igénybevételeket ~40%-kal növelték.

Először Finnországban és Svédországban, majd Hollandiában és Németországban is forgalomba helyeztek 60 tonna össztömegű járműveket a közutakon. Európában jelenleg is vitatják a 96/53/EK (1996) tanácsi irányelv módosítását, amely előírja a legfeljebb 60 tonnás járművek közlekedtetését bizonyos európai közlekedési folyosókon. Ennek az irányelvnek a 4. cikke értelmében már most is lehetséges az ilyen járművek közutakon való közlekedése minden EU-tagállamban, különös tekintettel a határokon átmenő szállításra. Ebből kifolyólag számítani lehet az ilyen típusú járművek fentiekén kívül más európai országokban való forgalomba kerülésére is (amennyiben azt az adott ország szabályozása megengedi).

A megnövekedett teherintenzitásra tehát megalapozottan lehet számítani, azonban fontos megjegyezni, hogy a tömeg növekedésével a tengelyszám és a teherszállító járművek hossza is megnövekedett. A 60 tonnás kamionok 8 tengellyel és 25,25 méter hosszal rendelkeznek. Ebből az egyenletesen megoszló teherintenzitás $7,92 \text{ kN/m}^2$ ($<9,0 \text{ kN/m}^2$), az összteher pedig megegyezik az Eurocode $2 \times 300 \text{ kN} = 600 \text{ kN}$ koncentrált terhével.



3. ábra: Nyolctengelyes, 60 tonnás kamion.

Janusz (2016) cikkében a 60 tonnás járművek forgalomba helyezésének teherintenzitásra való hatását vizsgálja Eurocode szabványkörnyezetben. A cikk legfontosabb következtetései:

- Az LM1 szabványos közúti terhei a következőknek felelnek meg a valóságban:
 - 1. sáv - 600 kN-os járművek egymástól 15 m-es távolságban mozognak,
 - 2. sáv - 400 kN-os járművek egymástól 40 m-es távolságban mozognak,
 - 3. sáv - 200 kN-os járművek egymástól 20 m-es távolságban mozognak,
 - > 3. sáv - 75 kN-os járművek egymástól 6 m-es távolságban mozognak.

Ebből következik, hogy az LM1 nem számol azzal a lehetőséggel, hogy 60 tonnás járművek egyszerre közlekednek a hídon.

- Annak érdekében, hogy a 600 kN-os járművek mozgását minden sávon lehetővé tegyék, a terhelést növelni kell az alap terhelési modellben a koncentrált erők tandemterhére, amelyek 2x300 kN-t képviselnek minden forgalmi sávon, miközben változatlanul hagyjuk az egyenletesen megoszló terheket. A javasolt terhelési modell olyan igénybevételeket okoz, amelyek hasonlóak a szabványos, egymástól 60 m-re mozgó 600 kN-os járművek terheléséhez. Ez a javaslat az EN1991-2:2003 szabvány eredeti 4.3.2(1b) definíciójával összhangban van. A javasolt α tényező értékek:

16. táblázat: Janusz R. (2016) által javasolt α értékek.

LM1	Q_{ik}	q_{ik}	α_{qi}	α_{qi}	$\alpha_{qi}Q_{ik}$	$\alpha_{qi}q_{ik}$
	kN	kN/m ²	-	-	kN	kN/m ²
1. sáv	300	9,0	1,0	1,0	300	9,0
2. sáv	200	2,5	1,5	1,0	300	2,5
3. sáv	100	2,5	3,0	1,0	300	2,5
További sávok	0	2,5	-	1,0	-	2,5
Maradó terület	0	2,5	-	1,0	-	2,5

- A transzeurópai hálózat (utak és hidak) építése a hidakon alkalmazott szabványos terhelés egységesítésével kellene, hogy kezdődjön az EU tagállamokban. Ezért egységes európai álláspontot kellene megfogalmazni a hidak terheléséről, azonos értékű terhelési osztályba sorolási tényezőket kellene alkalmazni.

II. *Bridge WIM Overview Report, Year 2013-2017., Research Report of the Finnish Transport Agency, 29/2018., Finnish Transport Agency, Helsinki, 2018., ISBN 978-952-317-549-5.*

Tárgyi publikáció 2018-ban jelent meg. A közúti hálózat terhelésének elemzésére egy kiválasztott útszakaszon mérték a valós forgalmat. A mérési helyszín egy véletlenszerűen kiválasztott útszakasz volt, tehát az országra és a TEN-T hálózatra nem tekinthető reprezentatívnak.

Mindenképpen előremutató, hogy Finnországban is felismerték, hogy helyszíni mérések alapján célszerű kalibrálni a méretezési terheket. A mért adatok nagyban megegyeznek a magyarországi MK mérlegállomás és TSM rendszer által gyűjtött adatokkal. A mérési eredmények alapján mérésre kerültek a járművek hosszai, tengelyinek száma, elrendezése, terhelése és a járművek összömege.

A mérést 2013-2017. között mérték egy 2007-es bázis méréssel kalibrálva.

A cikk fő megállapítása, hogy a járművek összömege folyamatosan nő, mindemellett egyre több tengelyű járművel végzik el a szállításokat. Tehát a nagyobb összömeg nem eredményez nagyobb tengelyterhelést (nyilván az úthálózat nem bírja el), hanem többtengelyes járművek használják az utakat.

A mérés eredményeképpen új járműkategóriákat javasol definiálni a megváltozott közlekedési összetétel miatt. Saját olvasatunkban az LM3 különleges járműveket célszerű definiálni a frekvenciát hálózati elemeken.

Az időbeliség tekintetében fontos kiemelni, hogy ez a mérés-sorozat még az EU-s FIT FOR 55 Környezetvédelmi elvek (vasútra/vízi útra terelés), előtt készült, tehát ezeknek az erőfeszítéseknek az eredményeit még nem tartalmazhatja.

Ez a tanulmány arról szól, hogy a méréseket Finnország szerte ki kell terjeszteni, hogy így lehessen biztosítani az úthálózat fenntartását, valamint be lehessen avatkozni, ha valamely útszakasz túlterhelődne. Szerencsére Magyarországon az MK mérlegállomás és TSM rendszer üzemeltetésével már előrébb tartunk, így az abból felhasználható adatokkal meg lehet valósítani a Finnországban javasolt rendszert.

III. *Anpassung von DIN-Facberichten „Brücken” an Eurocodes, Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkungen auf Brücken”, Ursula Freundt, Sebastian Böning und al., Berichte 8/2 der Bundesanstalt für Strassenwesen, Brücken und Ingenieurbau Heft B 77, Bergisch Gladbach, Februar, 2011.*

Ez a dokumentum 2011-ben készült, és nagyrészt a németországi DIN-EUROCODE átállásról szól. Alapfeltevéseként 2011-ben arra számítottak, hogy a nehézgépjármű forgalom Németországban jelentősen nőni fog, mert a 2011-et megelőző években nőtt és folyamatos növekedést prognosztizáltak. Tekintve, hogy a keltezése már 12 évre nyúlik vissza, így a megállapításai csak korlátozottan tekinthetők relevánsnak a 2023. évi forgalmak leírására.

A 2011-es forgalmi terhelési modell DIN (2003.) előírása a 80-as évekbeli méréseken alapultak, azóta a forgalom megduplázódott. A 2011-es DIN jól leképezte az akkori forgalmat, de a jövőbeni forgalom modellezésében már kérdések vetődtek fel. Ugyanerre hívta fel a figyelmet Janusz Ryma (2016) is.

A publikáció legnagyobb értéke, hogy különböző hidakra mintaszámításokat végez. 2010. végén Németországban az EU jogharmonizáció keretében a betonhidak méretezésére szolgáló DIN-eket (is) EUROCODE-ok váltották fel. Ebben már egy szigorított, módosított terhelési modell szerepelt a régi DIN-hez képest. 9 db (2 db lágyvasas és 7 db feszített) – DIN szerint tervezett és épített – vasbeton hidat (tervek, statikai számítások és megvalósulási dokumentációk alapján) vizsgáltak meg.

IV. *Design of Steel Bridges – Overview of key content of EN 1993-Eurocode 3 – Illustration of basic element design, G. Hanswille, W Hensen, M. Feldmann, G. Sedlacek, Dissemination of information for training, Vienna, 4-6. October 2010. Pp. 12-24.*

Tárgyi publikáció fellelhető anyaga egy 2010-ben készült előadás diasora. Hasonló következtetésekre jut, mint a III. pontban hivatkozott dokumentum. Azonban itt is igaz, hogy 2010-es előadás megállapításai korlátozottan alkalmazhatók csak 2023-ban.

A nehézgépjárművek forgalma 1980-tól meredeken emelkedik Németországban. Éves szinten Észak-Bajorországban eléri a 50.000 db/évet, míg Észak-Rajna-Westfália tartományban a 70.000-t is meghaladja.

Összességében elmondható, hogy az Eurocode-ok bevezetése óta számos esetben vizsgálták a hidak forgalmi terhermodelljeinek és a hidak valódi terhelésének kapcsolatát. Az itt elemzett publikációk egybehangzóan a mérésen alapuló méretezési terhermodell-meghatározást preferálják. Azonban a mérési eredményekből más és más következtetéseket vonnak le.

A német megközelítés – amely a jövőbeni állapotokra tervez – jelentős tehernövelést hajtott végre, melyet szabványosítottak is. Janusz Ryma cikke a koncentrált terhek 2. és 3. sávjában történő emelését javasolja a 60 tonnás járművek közlekedtetése okozta kihívások kezelésére.

Ebből következően az előkészített, a forgalmi terheket meghatározó jövőbeni magyar szabályozást – a hazai sajátosságokat és a nemzetgazdasági szempontokat is szem előtt tartó – nagy körültekintéssel javasoljuk véglegesíteni.

2.6. NEMZETGAZDASÁGI SZEMPONTOK

A 2.3. és 2.4. pontokban részletesen bemutatásra kerültek a Magyarországgal határos országok szabványalkalmazási gyakorlatai. Szomszédaink nagy része az EUROCODE ajánlott előírásait alkalmazza (Nem ír elő az NA-ban külön forgalmi terhelési osztályokat). A hidak terhelési értékeinek növelése mellett növekvő igénybevételekre kell számítani, (ahogy az Ütügyi Műszaki Előírás tervezetéhez írt kommentárból és az alátámasztó számításokban is olvasható). A növekvő igénybevételi szintek, növekvő anyagmennyiségeket eredményeznek. A növekvő anyagmennyiségek a beruházásoknál többlet anyagi ráfordítást igényelnek.

Mindemellett figyelemmel kell lenni az országos közúthálózat többi elemének (útburkolat, földművek, támfalak) terhelhetőségi állapotára is. A hálózaton nem kifizetődő pontszerűen (a hidaknál) a csatlakozó hálózati elemeknél nagyobb terhelésű pontokat beépíteni. Egyszerűbben megfogalmazva: Hiába épülnek a nagyobb költségráfordítással megépített, nagyobb teherbírású főhálózati hidak, ha a csatlakozó úthálózat kisebb teherbírása (11.5 tonnás kiépítettség) miatt nagyobb terhelésű járművek ezeket a hidakat nem tudják megközelíteni.

Az egyeztetésre megküldött UME tervezett a hasznos terhelések jelentős növelésére tesz javaslatot. A háttéranyagokban a teljes igénybevételre és ezáltal a felhasznált anyagokra is 2-33% növekményt kalkulál. Tekintve, hogy nagyszámú híd érintett a témában, így a sok kisebb növelés összeadódik és jelentős költségnövekményt eredményezhet, ami nemzetgazdasági szempontból a bekerülési költség növekedését jelenti.

Magyarországon a közúthálózat 85-90%-ban már kialakult az elmúlt évek nagyarányú gyorsforgalmi út fejlesztései eredményeképpen. Ebből kifolyólag az elkövetkezendő években előtérbe kerülnek a hálózat felújításából adódó feladatok. Kérdésként merül fel, hogy a felújítandó hidak esetében a megnövelt teherszintre való megerősítés célszerű és indokolt-e. Amennyiben a megnövelt teherszintre való megfeleltetés a várható nagyszámú felújítási projektnél követelményként fogalmazódik meg, várhatóan sok (jó állapotú) híd elbontása és/vagy megerősítése is felmerülhet, amelyet a forgalom folyamatos fenntartása mellett kellene megvalósítani.

Az Európai Bizottság 2020. december 09-én ismertette a hatályos közlekedési stratégiáját, melynek címe: *Fenntartható és intelligens mobilitási stratégia – az európai közlekedés időtálló pályára állítása*, száma: [SWD(2020) 331 final]. A közlekedési stratégiához 82 cselekvési terv is kapcsolódik. Ezek a dokumentumok szolgálnak iránymutatásként a 2021. és 2024. közötti tevékenységhez. Fontos kiemelni, hogy a stratégia a jellegénél fogva szakpolitikai irányokat határoz meg, és nem a különböző feladatok, megoldások részletes gyűjteménye.

A dokumentum fő prioritásként jelöli meg az üveghatású gázok (ÜHG) kibocsátásának célját, melyről a következő fejezetben részletesen is írunk. Nemzetgazdasági szempontból fontos irány, hogy a teherforgalom környezetbarátabbá tétele érdekében a jelenleg 75%-ban a közutakon lebonyolított szárazföldi áruszállítás jelentős részét vasútra és belvízi utakra terelik át. Ebből következően várhatóan ezekben az években tetőzik a közúti áruforgalom volumene, 2021-2024-es időszakot követően a vasúti/vízi térnyerés miatt a közutak terhelése csökkenni fog.

Összességében elmondható, hogy az EU-s és ezzel összhangban a hazai mobilitási stratégiákban sem várható a teherforgalom jelentős növekedése az ÜHG gázok csökkentési koncepciója miatt. Ennek megfelelően a hídjaink esetében olyan terhelési osztályokat kell megadnunk, ami a lehető legkisebb anyagfelhasználást teszi lehetővé (költségoptimalizáció miatt) a mobilitási igények teljeskörű kiszolgálása mellett. Erre ad megfelelő megoldást az MK mérlegállomás és TSM rendszerből nyert adatok feldolgozása és a tengelyterhelések valós hatásokhoz való minél pontosabb igazítása.

2.7. KÖRNYEZETI SZEMPONTOK

Az előző pontban már említésre került, hogy az Európai Unió és Magyarország ÜHG kibocsátásának csökkentése kiemelt prioritás. A közlekedési szektor kibocsátása a teljes EU-s kibocsátás negyedét teszi ki. Ezért születtek cselekvési tervek a kibocsátás csökkentésére (lásd 2.6. fejezet).

Az Európai Unió a tagországok számára jogi keretekbe foglalta a klímacélok elérését. A „FIT FOR 55” keretrendszer előírja a tagállamok számára, hogy az üvegház-hatású gáz-kibocsátásukat az 1990-es referenciaértékhez képest 2030-ig 55 százalékkal csökkentsék és 2050-re ériék el a klímasemlegességet. Ez a jogszabály azt is előírja a tagállamok számára, hogy 2030-ig a tagállami jogszabályokat ennek megfelelően módosítsák.

Az EU-s átállási terv érinti a gazdaság minden szegmensét, így a közlekedési szektort, valamint az infrastruktúra-építésekben keresztül az építőipart is, mely a két nagy CO₂ (széndioxid) kibocsátású részterülete – az acél és cementipar – révén érintett leginkább.

A hídépítési terület mind az acélipar, mind a cementipar oldaláról érintett. A technológiai megújítási lehetőségek most nem részei ennek a dolgozatnak. Jelen dokumentumban kizárólag a tervezési eljárások CO₂ kibocsátás fókuszú aspektusaira világítunk rá.

A szakirodalomban fellelhető élet-ciklus elemzések alapján elmondható, hogy a kitűzött célok úgy valósíthatók meg, ha az anyagfelhasználást okos tervezési megoldásokkal minimálisra szorítjuk le. Ennek része, hogy a hídszerkezetet a valós maximális terhelést leginkább megközelítő hasznos teherre méretezzük.

Tehát összességében elmondható, hogy a „FIT FOR 55” (EU New Green Deal) elveknek való megfelelés is azt támogatja, hogy a Magyarországon széleskörűen kiterjedt MK mérlegállomás és TSM rendszer adatait felhasználva készüljön javaslat a hídszerkezeteink terhelési modelljeire vonatkozóan.

2.8. FÁRADÁS

A számos mérés és publikáció által alátámasztott forgalomművekedés felveti a fáradásvizsgálat felülvizsgálatának kérdését. Az Eurocode lehetővé teszi a fáradási vizsgálat országokénti szabályozását számos Nemzeti Mellékletben szabályozható tényezővel.

Croce (2020) részletesen megvizsgálta az Eurocode fáradási tehermodelljeit és ellenőrzési folyamatát, összevetve a forgalmi feltételezéseket 2003-2007-ben Spanyolországban és Hollandiában mért adatokkal. Ami az EN 1991-2-ben definiált fáradási tehermodelleket illeti, arra a következtetésre jutott, hogy a tehermodellek még ma is kellő biztonsággal lekövetik a valós forgalmi terheket.

Azonban az anyagspecifikus szabványokban definiált – és Nemzeti Mellékletekben országoként szabályozható –, fáradási ellenőrzéshez használt káregyidejűségi tényezők hatására az eljárás a fáradási élettartam téves, akár nem-biztonságos becsléséhez is vezethet. Ennek megfelelően amennyiben elfogadjuk a közutak terhelésének nagymértékű megnövekedését, az anyagspecifikus ÜME előírásokban definiált – leginkább a járműforgalom hatását figyelembe vevő λ_2 – káregyenértékűségi tényezők felülvizsgálatát javasoljuk megtenni.

3. ÖSSZEFOGLALÁS, JAVASLATOK

Az EN 1991-2 Nemzeti Mellékletben előírható α tényezőknek alapvető ráhatása van a szerkezetben felhasznált anyagok mennyiségére, így nemzetgazdasági és környezeti szempontból is kiemelt

jelentőségűek. Ebből kifolyólag az Európában legszigorúbb, egy feltételezéseken alapuló, jövőben kialakuló helyzetre fejlesztett előírás (Németország) átvétele előtt érdemes részletes vizsgálatokat végezni. Ezekre alapozott javaslatunk:

1. Magyarországon Európa szinten is kiemelkedően sok adat áll rendelkezésünkre tengelyterhelés mérésben. Így lehetőségünk van a tényleges átmenő nehéz teherforgalom alapján kalibrálni az országos α tényezőket a rendelkezésre álló MK mérlegállomás és TSM adatok elemzésére építve.
2. A mért adatok fényében megfontolandó, hogy az egyértelműen megnövekedett nehéz teherforgalom jellemzően az eddig figyelembe vett terhelésnél nehezebb, vagy az eddig figyelembe vett volumennél sűrűbb, a nehéz járművek gyakrabban jelennek meg. Ennek ismeretében megfontolandó a fáradási tehermodellek-tényezők módosítása a teherintenzitás növelése helyett/mellett.
3. Amennyiben a mért- vagy jövőben feltételezett viszonyok alapján elképzelhető a transzeurópai közlekedés teherintenzitásának növekedése, a gyenge láncszem elve alapján mindegyik tagországban növelni szükséges a teherszinteket. Az egységességre való törekvés érdekében érdemes lehet megvizsgálni a már egyes fórumokon elérhető prEN1991-2:2023 előszabványt, hogy várhatóan miként változik majd a jövőben az LM1, illetve az ehhez javasolt α tényezők.
4. A részletes vizsgálatok és következtetések természetesen időigényesek és akár el is húzódnak. Ebben az átmeneti időszakban a teherintenzitás nagymértékű változtatásából adódó problémák (meglévő hídjaink statikailag elégtelennek válása, új hidakba több anyag betervezése, hidak és utak teherbírásának egymáshoz igazítása stb.) elkerülése érdekében javasoljuk, hogy a – európai országok nagyrésztében alkalmazott – jelenleg hatályos EN1991-2:2010 ($\alpha_i=1.0$) kerüljön meghatározásra az e-ÚT 07.01.12 műszaki előírásban.
5. Javasoljuk, hogy az ÉKM indítson el egy adatelemzési projektet az MK mérlegállomás és TSM rendszerből kinyerhető terhelési adatok feldolgozására, az egyes forgalmi sávok tehereloszlását mérő berendezések telepítésével kiegészítve. A projekt eredményeképpen megbízható adatokkal az LM1 tehermodell α tényezői a valós úthasználathoz mérten kalibrálhatóak lesznek. Ezt követően az e-ÚT 07.01.12 műszaki előírás frissítése lehetőségessé válik.

4. IRODALOMJEGYZÉK

- [1]: Bartus, R., Kővári, Á. & Németh, G. 2023: Észrevételek és javaslatok a készülő új e-UT 07.01.12 Közúti hidak erőtanai számítása – Útügyi Műszaki előíráshoz, UNITEF'83 Zrt. Előadva: 2023.09.25, Makadám Klub, Budapest
- [2]: BAST, 2011: Anpassung von DIN-Fachberichten "Brücken" an Eurocodes. Brücken- und Ingenieurbau, Heft B 77, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, Germany.
- [3]: Cameron, A-J. & Daniel, G. 2021. Carbon targets for bridges: a proposed SCORS-style rating scheme. October 2021 www.thestructuralengineering.org
- [4]: Carbon Calculation Guide for Bridges Draft 2022 Net Zero Bridges Group www.netzerobridges.org
- [5]: Croce, P. 2020: Impact of Road Traffic Tendency in Europe on Fatigue Assessment of Bridges. *Applied Sciences* 10, 1389, <https://doi.org/10.3390/app10041389>
- [6]: Du, G. & Karoumi, R. 2013: Environmental life cycle assessment comparison between two bridge types: reinforced concrete bridge and steel composite bridge. Proceedings of Third International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies.
- [7]: EN 1991-2:2003: Eurocode 1 - Traffic loads on bridges. (+ a szabvány honosításai és Nemzeti Mellékletei (NA) európai országokban)

- [8]: Európai Tanács - Irány az 55%! Európai klímarendelet részletei <https://www.consilium.europa.eu/hu/policies/green-deal/fit-for-55-the-eu-plan-for-a-green-transition/> (hozzáférés: 2023.09.19)
- [9]: Finnish Transport Agency, 2018: Bridge WIM Overview Report, Year 2013-2017., Research Report of the Finnish Transport Agency, 29/2018, Helsinki, ISBN 978-952-317-549-5.
- [10]: Freundt, U., Böning, S. & Kaschner R. 2011: Road bridges between actual and future heavy load traffic – Road traffic loads according to DIN EN 1991-2/NA, Beton- und Stahlbetonbau, 11, pp. 736–746.
- [11]: G.I., 2021: Az Európai Unió hatályos közlekedéspolitikai stratégiája <https://kozlekedesbiztonsag.kti.hu/az-europai-unio-hatalyos-kozlekedespolitikai-strategiaja/> (hozzáférés: 2023.09.19)
- [12]: Hanswille, G., Hensen, W., Feldmann, M. & Sedlacek G. 2010: Design of Steel Bridges – Overview of key content of EN 1993-Eurocode 3 – Illustration of basic element design, Dissemination of information for training, Vienna, 4-6. October 2010. Pp. 12-24.
- [13]: Janusz, R. 2016: Proposal to change the design load in the Eurocode 1 based on loads from vehicles with a mass of 60 tonnes, Transportation Research Procedia 14, 4020–4029.
- [14]: Kővári, Á., Katula, L., Bartus, R. & Homola, Z., 2023: Légekőri-korrózióálló acélok hídépítési alkalmazása és 3R alapelvek szerinti hídszerkezetek a Veker-ér, Kórógy-ér és Kenyere-ér feletti kerékpárhidakon. UNITEF'83 Zrt.
- [15]: Maurer, R., Arnold A. & Müller, M., 2011. Effects from the new load-model according to DIN EN 1991-2/NA on the design of concrete bridges, Beton- und Stahlbetonbau, 11, pp. 747–759.
- [16]: Steel for a Sustainable Bridge Infrastructure with a Low CO2 Footprint - Now and in the Future, IABSE WEBINAR, 2023.05.05.
https://www.youtube.com/watch?v=vMloBKZtz28&t=1528s&ab_channel=IABSEHQ (hozzáférés: 2023.09.19)



Három kisebb részletszabályozás megfogalmazása a készülő új Közúti Hidak Tervezése általános előírások (KHT 1.) Útügyi Műszaki Előírás kötethez

Hajós Bence

Első Lánchíd Bt.

E-mail: elsolanchid@elsolanchid.hu

DOI: [10.36246/UL.2023.2.02](https://doi.org/10.36246/UL.2023.2.02)

KIVONAT

A tanulmány az új hídtervezési előírás három részletének előkészítését, vizsgálatát mutatja be. A műszaki előírás készítését hatékonyan segíti az alátámasztó vizsgálatok tanulmányok készítése és publikálása. Ezek a témák szakmai vita és elemzés után beépíthetők az új előírásokba.

Kulcsszavak: híd, tervezés, szabvány, hatósági engedély, villámvédelem

ABSTRACT

This paper presents the examination and preparation of three smaller parts of the new bridge design standard. The preparation of the technical description is effectively supported by supporting research and the publication of studies. These topics can be included in the new regulations after professional discussion and analysis.

Keywords: bridge, design, standard, authorization, lightning protection

Hajós Bence

Okleveles építőmérnök, okleveles mérnök tanár. Hídszakértő, hídtervező. Korábban az állami közútkezelő hidász mérnöke volt. Elsődleges szakterülete a hídvizsgálat, hidak teherbírás vizsgálata.

1. BEVEZETŐ

Útügyi Műszaki Előírás készítése, felülvizsgálata során meg kell győződnünk maradéktalanul az abban foglaltak jóságáról és helyességéről. Alapkövetelmény, mint minden szabvány esetében a szakmai konszenzus, a közmegegyezés, az önkéntesség, az egyértelműség, az ellentmondás-mentesség, az illeszkedés a jogszabályokhoz, az ismétlések és halmozások kerülése, s végül a tárgyszerűség.

E kitűzött cél elérését segíti a szakmai párbeszéd, az egyes résztémák alapos elemzése, vizsgálata a legkisebttől a legnagyobbig bezárólag. Jelen összefoglaló írásban a mostan készülő új előíráskötet, a Közúti Hidak Tervezése általános előírások (KHT 1.) készítése során három ilyen részletszabályozást előkészítő, megalapozó munkáról számolunk be.

2. MEGLÉVŐ HIDAKON VÉGZETT BEAVATKOZÁSOK ENGEDÉLYEZÉSÉRŐL

2.1. ELŐZMÉNYEK

A meglévő hidakon végzett beavatkozások engedélyköteles voltának megítélése eddig sok bizonytalanságot és ebből eredően sok rossz gyakorlatot eredményezett. Éppen ezért felmerült, hogy a közúti hidak tervezésének általános előírásait tartalmazó kötetben jelenjen meg e kérdéskört segítő szempontrendszer.

2022 októberében közreadott munkaanyag (Hajós 2022) bemutatta e kérdéskör részleteit egyúttal javaslatot adva a lehetséges szabályozásra is, ami konform a hatályos jogszabályokkal és nem terjeszkedik túl az Útügyi Műszaki Előírások szabályozási lehetőségein.

Az alábbiakban (2.2. – 2.4. fejezet) e munkaanyag szerkesztett anyagát adjuk közre, valamint az elmúlt bő esztendő során a javasatból kikristályosodott előírás tervezet szövegét, amelynek hatályos előírásként való megjelenése rövidesen várható.

2.2. PROBLÉMAFELVETÉS

Világos, jól ismert jogszabályi előírásunk: Egy új közforgalmú közúti híd építése, bontása engedélyköteles. 4 m szabad nyílás felett pedig a kiviteli tervek hatósági jóváhagyás kötelesek. De mi a pontos jogi szabályozás a meglévő közforgalmú hidakkal kapcsolatos beavatkozásoknál?

93/2012. (V.25.) Korm. rendelet az utak építésének, forgalomba helyezésének és megszüntetésének engedélyezéséről címmel, a 4§ (1) szerint így fogalmaz:

„Ha a munkálatok során közműátépítés nem szükséges és a beavatkozás az út közúthálózatba sorolását nem változtatja meg, nincs szükség a hatóság engedélyére a meglévő út területén végzett következő munkák esetében:

1. a) kül- és belterületen:
2. aa) a szilárd burkolatú út, híd és egyéb műtárgy javítása,
3. ab) a híd és egyéb műtárgy korrózió elleni védelme, szigetelésének, dilatációs szerkezetének, korlátjának vagy pályaburkolatának – a teherbírást és geometriát nem befolyásoló – cseréje,”

A szükséges jogszabályi rendelkezés napi színes esetekre való értelmezése néhány megfontolást kíván azért, hogy ezek kezelése egyértelmű és amennyire lehetséges egységes legyen.

A fenti jogszabályi idézet alapján engedélyköteles (E) hídbeavatkozásnak minősülnek az alábbi példák:

E/1 A híd szélesítése (pl. járdakonzolok szélesítése szükséges keresztmetszet érdekében)

E/2 A híd teherbírásának növelése (pl. szerkezeti erősítéssel)

E/3 A főtartó erőjátékának lényeges módosítása (pl. alsópályás ívhíd szélső keresztkötésének eltávolítása)

E/4 Járműutközés miatt eltörött függesztőoszlop helyreállítása

E/5 Járműutközés miatt sérült szélső híderendák átalakítása, cseréje

E/6 Sarucsere

E/7 Új közúti visszatartó korlát elhelyezése a járda belső oldalára, elválasztva a gyalogos és gépjármű forgalmat, ahol korábban NEM volt korlát

Az E/1 és E/2 példák nem szorulnának magyarázatra, nyilván ezen beavatkozás túllép a javítás fogalmán. Ezek engedélykötelessé váló kezelése megfelel az általános gyakorlatnak, azonban mint azt alább látjuk majd, a részletekben lakik az ördög, ugyanis lehet az a bizonyos szélesítés egészen „kicsiny” is.

Az E/3 eset szintén tükrözi a napi gyakorlatunkat, egy ilyen beavatkozás érinti a híd erőjátékát, ez sem tekinthető javításnak. A főtartó átalakítása kihat a teherbírásra, még akkor is, ha a híd teherbírása a beavatkozás előtt és után azonos, még akkor is, ha a példánál maradva a keresztkötés kiváltáshoz nem szükséges főtartó ív erősítés sem. Kétségtől egy ilyen beavatkozás túllép a javítás tárgykörén, így egyértelműen engedélyköteles tevékenység.

Az E/4-E/7 példák napi életben rendszeresen előforduló beavatkozások. Az E/4-E/5 példák hídjavítások, amelyekre a rendelet hivatkozott aa) pontja nevesít, de mivel ezek olyan javítások, melyek a híd erőjátékát, teherbírását, akár állékonyságát alapvetően befolyásolják, a kialakult szakmai gyakorlat az, hogy ezen beavatkozásokat engedélykötelességgel kezeljük. (Azaz a javítás fogalmába nem értjük bele a tönkrement tartószerkezet helyreállítását.) Az E/6 eset egyértelműen túlmutat a javításon, ezért engedélyköteles. Az E/7 eset pedig a hivatkozott rendelet ab) pontja miatt tekintendő engedélykötelesnek, mert ekkor az egymástól elválasztott közúti és gyalogos-kerékpáros felületek hasznos szélessége módosul. Ezek a különleges híd-műtétek jellemzően a híd egy részét érintik, de kapcsolódhatnak egy általános felújításhoz is. Egyszerűbb esetben az eljáró hatóság jellemzően egyszerűsített eljárásban ad építési engedélyt, sokszor összevonva az engedélyezési eljárást a kiviteli terv jóváhagyással.

Most lássunk példákat a nem engedélyköteles beavatkozásokra (X).

X/1 Szigetelés- és burkolatcserés felújítás, acélszerkezeti javítás, szegélycsere

X/2 Idomacélkorlát cseréje, átalakítása

X/3 Közúti visszatartókorlát cseréje nem gyengébb rendszerűre

X/4 Kicsiny keresztmetszeti geometriai módosítás

Az X/1 eset egyértelmű, jogszabály is hivatkozza, „ha a teherbírás nem befolyásolja”. Nyilván a hídon a teherbírás lényegében minden befolyásolja. Ezért szükséges e kitétel jelentésének mérnöki körülírása.

- Bármit hozzávulunk a hídhöz, az önsúlya óhatatlanul megváltozik. Azonban nem tekintjük engedélykötelesnek, ha ez nem jelentős, az eredeti teherbírás (érdemben) nem csökkenti. Az önsúly nem jelentős változását javasolt legfeljebb 10%-os eltéréssel meghatározni.
- Nem tekintjük engedélykötelesnek még a többletburkolati önsúlyt sem, ha az a tervező megítélése szerint nem befolyásolja a híd tervezett eredeti teherbírását, azaz emiatt nem csökken az. Ennek mérlegelése függ a híd szerkezetétől, korától, nagyságától stb, ez a tervező felelőssége!
- Nem tekintjük engedélykötelesnek azt sem, ha a szigetelés csere miatt beépítünk pl. egy új vastag és vasalt profilbetont, ami bizonyosan érdemben növelheti a híd teherbírását, de a felújítási tervben ezzel nem számolunk. (Példa: Egy kisebb, pl. gőzeke terhelésű híd szigetelésépítéskor beépített vasbeton rálemezelés statikailag hozhat akár B-jelű erősebb teherbírás is, de ha ezzel nem számolunk, akkor a felújítás nem engedélyköteles. Ekkor utólag, a felújítás után, egy statikai célvizsgálattal lehetséges a híd teherbírásának tervezői-szakértői megemlése is, de maga az elvégzett felújítás maradhat engedély nélküli tevékenység.)
- Nem tekintjük engedélykötelesnek a híd acélszerkezeti részeit érintő olyan beavatkozást sem, amihez nem társul tervezett teherbírás módosítás. (Ez lehet acél rácsrúd szelvényének bővítése, vagy akár öszvérhíd alsó öv rálemezeléses javítása. Ezen beavatkozások az előző vasbeton példához hasonlóan eredményezhetik a híd statikai erősödését is, de ha ezzel a felújítási tervben nem számolunk, akkor a beavatkozás nem engedélyköteles.)
- Szintén nem tekintjük engedélykötelesnek az önsúly csökkentésével járó felújításokat sem, ha a teherbírás a hídnak nem módosítjuk (pl. ráaszfaltozások megszüntetése).

Az X/2 eset előfordul ütközés utáni sérülések javításakor, vagy amikor hatékonyabb a korlát cseréje annak felújítása helyett. Nem tekintjük engedélykötelesnek a korlátcserét annak ellenére, hogy bizonyosan megváltozik a cserével a korlát teherbírása, de a híd teherbírására ennek kihatása csekélyke, melyet nem is számítunk. Korlátcseréje esetén viszont a tervező felelőssége, hogy az új korlát már feleljen

meg a mai előírásoknak (pl. osztás-sűrűség, merevség). Nem engedélyes a csere akkor sem, ha pl. végigpálcás korlátot cserélünk ki szokásos egyedi lábakon álló idomacél korlátra.

Az X/3 eset a közúti visszatartó korlátokra vonatkozik. Nem tekintjük engedélykötelesnek mikor régi vasbetonkorlátot cserélünk ki közúti acélkorlátra, vagy pl. hagyományos acél szalagkorlátot H2 fokozatú rendszerre. Ekkor egyrészt be kell tartani az új korlátra vonatkozóan a jelenlegi szakmai előírásokat, illetve az új korlát nem lehet gyengébb a réginél. Ide sorolhatjuk azt az esetet is, mikor a kiemelt szegélyen nincs korlát és építünk korlátot. (A korábban említett E/7 eset ettől eltérően engedélyköteles, mert ott a korlát miatt változik a forgalmi sáv hasznos szélessége.)

Az X/4 eset a híd keresztmetszetének „kicsiny” változásaira vonatkozik, melyre utaltunk már az E/3 és E/4 példánál. Mérnöki megközelítéssel a néhány cm-es esetleg 1-2 dm-es keresztmetszeti geometriai változást tekinthetünk „kicsinynek”, melyre az alábbi példákat mutatjuk:

- Járda, vagy szegélyjavítás során annak szélessége kicsit változik (akár köpenyezés miatt szélesebb lesz, akár korábbi pl. 65 cm szegély helyett 50 cm-es szegélyt építünk vissza).
- A szegély külső síkjára épített idomacél korlát helyett a szegély tetejére dűbelezett korlátot építünk (vagy épp fordítva).
- Korlátok tényleges szélessége a korlátcseré miatt változik.

Láthatjuk, hogy ezen pont vonatkozásában hangsúlyosabb a tervezői felelősség. A tervezőnek mérlegelnie kell, hogy a beavatkozása belefér-e a molekuláris szinten nem szabályozható „kicsiny” változás esetébe, azaz mikor mérnökösen a „kicsinyt” elhanyagolhatjuk.

Tervezői felelősség az engedélyköteles beavatkozások hatósági eljárás irányába való terelése, adott esetben még a hídkezelői szándékkal szemben is, és fokozott a tervezői felelősség egy „határeset-jellegű” beavatkozás nem engedélykötelessé váló kezelése.

A tervezői felelősség vonatkozásában külön említést érdemel, hogy a tervezői felelősség egyszemélyi és jellemzően teljes körű. Engedélyköteles beavatkozáskor a tervezői felelősség elsősorban az új tervezőre száll. Ha a hídkezelő nem kérte az alépitmények vizsgálatát, alépitményekkel kapcsolatos beavatkozást, akkor is a felszerkezetet módosító tervezőre száll az egész híd, így a beavatkozással közvetlenül nem érintett részek vonatkozásában is (híd alapozás, alépitmények) a tervezői felelősség!

Elengedhetetlen, hogy ezen kérdésekre egyértelmű és egységes válaszok legyenek. Jogszabály alkotásnak nem lehet célja, hogy a rendkívül sokrétű hídmunkák engedélyhez kötésére szabatos lehatárolást adjon. A hatályos jogszabályból az elv jól érthető, ennek aprópénzre váltását támogathatja hatékonyan az alacsonyabb szintű szabályrendszerek, a konszenzuson alapuló szakmai szabályozások, így az Útügyi Műszaki Előírások.

2.3. SZABÁLYOZÁSI JAVASLAT

A közutak és közforgalom elől el nem zárt magánutak meglévő hídjaival kapcsolatos építési tevékenységek építési engedélykötelesek a jogszabályokban rögzítettek esetekben (jelenleg 93/2012. Korm. rendelet szerint).

A gyakorlatban előforduló esetek mindig egyedi mérlegelést igényelnek, ezt segítik az alábbi példák.

1. Engedélyköteles beavatkozás a híd szélesítése (kivéve, ha a szélesítés csak a szegély vízorr képzése, vagy a korlát formájából, korlát rögzítéséből adódik, és jellemzően 50 cm-nél nem nagyobb mértékű).
2. Engedélyköteles beavatkozás a híd teherbírásának méretezett növelése (pl. szerkezeti erősítéssel).
3. Engedélyköteles beavatkozás a főtartó erőjátékának lényeges módosítása (pl. alsópályás ívhíd szélső keresztmetszetének eltávolítása, többtámaszúsítás).
4. Engedélyköteles beavatkozás a tartószerkezet járműuttközés miatti átalakítása vagy cseréje (pl. eltörött függesztőoszlop kiváltása, járműuttközés miatt sérült szélső hídgerenda cseréje).

5. Engedélyköteles beavatkozás a sarucsere (kivéve az eredetivel azonos alkatrész cseréje).
 6. Engedélyköteles beavatkozás új közúti visszatartó korlát elhelyezése a járható szegély belső oldalára, elválasztva a szegély forgalmát és a gépjármű forgalmat, ha ott korábban nem volt korlát.
 7. Engedélyköteles a beavatkozás, ha a felszerkezet állandó terhelésének változása meghaladja az 10%-ot (pl. pályaszint változás miatt).
 8. Nem engedélyköteles beavatkozás a híd szigetelésecsereje.
 9. Nem engedélyköteles beavatkozás a vasbeton pályalemez profiljavítása, magasztása, esésviszonyainak módosítása.
 10. Nem engedélyköteles a híd acélszerkezetének szelvénybővítéssel járó javítása.
 11. Nem engedélyköteles beavatkozás az idomacélkorlát cseréje, átalakítása, ide értve ha változik a korlátlábak rögzítési módja, helye.
 12. Nem engedélyköteles beavatkozás a közúti visszatartó rendszerek nem gyengébbre való cseréje.
 13. Nem engedélyköteles a beavatkozás a híd szélén való korlát építés, ha ott korábban nem volt korlát.
 14. Nem engedélyköteles beavatkozás a keresztmetszeti kicsiny geometriai módosítása (pl. szegély kontúrvonala legfeljebb 25 cm-rel változik, korlát vonala legfeljebb 25 cm-rel változik).
- Ha a fenti példák alapján nem lehetséges az adott beavatkozás engedélykötelességének megítélése, akkor a hídkezelő és a hídtervező közös jegyzőkönyvben rögzítse, hogy a beavatkozás engedélyköteles vagy nem. Ehhez előzetesen az illetékes hatóság állásfoglalása is kikérhető.

2.4. JÁRULÉKOS SZEMPONTOK:

A beavatkozások engedély- és jóváhagyáskötelessége sokszor felmerül a megvalósítás során is. Ennek oka lehet valamelyik közreműködő által kezdeményezett műszaki tartalom változtatás. A módosítás olyan sokféle lehet, hogy ezek felsorolására sem vállalkozunk. Kényszerű módosítást eredményezhet meglévő szerkezetek esetében a ténylegesen fellelt hídrészek tulajdonságai, és sajnos nem túl ritkán a tervhibák is. Ezek minden esetben a kiviteli terv módosítását eredményezik.

Szemellenzővel olvasva a szakmai szabályokat egy-egy ilyen módosítás jogi megítélése nem egyszerű. Jellemző gyakorlat ilyen esetben az illetékes közlekedésépítési hatóság állásfoglalásának kikérése. Mivel a módosítások esetszáma óriási, gyakori a változtatásoknak csak megvalósulási tervben való kezelése, engedélymódosítás és módosított kiviteli terv hatósági jóváhagyása nélkül (akár hídgerenda-típus változtatás esetén is).

Ezen második probléma felvetés, azaz a kivitelezés közben adódó módosításoknál a jogi felelősség elsősorban a kivitelezőt (felelős műszaki vezetőt), másodsorban a megrendelőt képviselő műszaki ellenőrt terheli. Tervező ez esetekben jellemzően a módosítás jogi vonzatának felelőssége alól mentesül. Sok esetben a kivitelező és műszaki ellenőr pedig rugalmasabban, lazábban értelmezi ezen módosításokat. Mi a pontos arany középút? Fontos megjegyezni, hogy az építés közbeni műszaki módosítások jogi „szemellenzős” értelmezése permanens hatósági eljárást eredményezne.

A kivitelezés előtti tervezési fázisra vonatkozó fenti Útügyi Műszaki Előírás szabályozási javaslatához hasonlóan célszerű volna az építés közben felmerülő változások jogi kezeléséhez is legalább vezérelveket rögzíteni – csökkentve ezzel a hatósági egyedi állásfoglalások számát és a bizonytalanságból fakadóan a közreműködőket terhelő fokozott felelősséget és egyúttal a rendezetlenséget is.

2.5. EGYEZTETÉSI FOLYAMAT

Az elmúlt egy esztendőben a tárgyi résztémát többszörösen és alaposan megvitatták az egyes közreműködő bizottságokban. A folyamatban részt vett a hídépítési szakma teljes vertikuma: tervezők, szakértők, kivitelezők, üzemeltetők, és különösen is hangsúlyosan a hatósági munkát végzők.

Köszönet mindenki hozzászólásáért, javaslatáért, ami a végleges szöveg megfogalmazását segítette, a szöveget javította, helyesbítette.

A következő fejezetben közöljük a Közúti Hidak Tervezése – általános előírások készülő kéziratának munkaközi, úgynevezett MAÚT szakmai véleményezési fázisban lévő változatát (2023 szeptemberi állapot). A teljes előírástervezet véleményezésre a MAÚT irodáján keresztül szabadon hozzáférhető volt. Az alábbi szövegtervezet részlet nem tekinthető véglegesnek. Az itt írtak érvényesek a 3.4. és 4.3. fejezetekben közölt előírástervezet szakaszokra vonatkozóan is.

A tárgyalat szakasz várhatóan az előírás 3.13. fejezete lesz, alábbiakban ezt a számozást adjuk meg.

2.6. ELŐÍRÁS EGYEZTETETT SZÖVEGTERVEZETE

3.13. Hídtervek engedélye, jóváhagyása

3.13.1. Az alábbi esetek segítenek annak megítélésében, hogy egy tervezett beavatkozás a hatályos jogszabály alapján engedélyköteles, vagy sem. A gyakorlatban előforduló esetek mindig egyedi mérlegelést igényelnek.

Beavatkozás		Hatósági engedély
a.	híd kocsi pályája szélesítése, kivéve, ha a szélesítés a szegély, vagy a korlát elhelyezéséből adódik és mértéke legfeljebb 10 cm	szükséges
b.	híd teherbírásának méretezett növelése (pl. szerkezeti erősítéssel)	szükséges
c.	főtartó erőjátékának lényeges módosítása (pl. alsópályás ívhíd felső keresztkötésének részleges, vagy teljes eltávolítása; többtámaszúvá tétel stb.)	szükséges
d.	tartószerkezet átalakítása vagy cseréje, pl. eltörött függesztőoszlop kiváltása, járműütközés miatt sérült szélső hídgerenda cseréje	szükséges
e.	sarucseré (kivéve az eredetivel azonos alkatrész vagy teljes saru cseréje)	szükséges
f.	új közúti visszatartó rendszer elhelyezése a járható szegély belső oldalára, elválasztva a szegély forgalmát és a gépjármű forgalmat, ha ott korábban nem volt korlát	szükséges
g.	ha a felszerkezet állandó terhelésének változása az eredeti önsúlyhoz viszonyítva meghaladja a 10%-ot (pl. pályaszint változás miatt)	szükséges
h.	szigeteléscsere	nem szükséges
i.	vasbeton pályalemez profiljavítása, magasítása, esésviszonyainak módosítása	nem szükséges
j.	acélszerkezet szelvénybővítéssel járó javítása	nem szükséges
k.	idomacélkorlát cseréje, átalakítása, ideértve, ha változik a korlátlábak rögzítési módja, helye	nem szükséges
l.	a közúti visszatartó rendszerek nem gyengébb rendszerűre való cseréje	nem szükséges
m.	híd szélén való korlát építés, ha ott korábban nem volt korlát	nem szükséges

3.13.2. Ha a 3.13.1. pont alatti példák alapján nem lehetséges az adott beavatkozás engedélykötelességének megítélése, akkor a híd kezelője és a híd tervezője közös jegyzőkönyvben rögzítse, hogy a beavatkozás engedélyköteles vagy nem. Ehhez előzetesen az illetékes hatóság állásfoglalása is kikérhető.

3.13.3. A jóváhagyott terveket csak a megrendelő hozzájárulásával a tervező közreműködésével, szükség szerint az illetékes hatóság jóváhagyásával szabad módosítani. Amennyiben a módosítás a

jóváhagyón kívül más hatóságot is érint (pl. a nyílásbeosztás módosítása, a szerkezet alsó éle szintjének megváltoztatása), úgy ezeket a tervmódosítás tárgyában újból meg kell keresni.

3.13.4. Nem engedélyköteles beavatkozások terveit a megrendelő, vagy a képviselőjében eljáró független mérnök/műszaki ellenőr hagyja jóvá.

3. ÁTERESZ FOGALMÁNAK SZABATOS MEGFOGALMAZÁSA

3.1. ELŐZMÉNYEK

Többször adódott sajnos abból vita, hogy egy bizonyos műtárgy híd vagy áteresz.

2023 januárjában közreadott munkaanyag (Hajós 2023) bemutatta e kérdéskör részleteit, amelynek teljes megoldása jogszabálmódosítással lehetne csak kezelni, tekintettel a fennálló ellentmondásokra, pontatlanságokra. Ugyanakkor a jogalkotói cél alapvetően egyértelmű, s ennek mindennapi alkalmazását tudja hatékonyan segíteni az ÚME-ban megjelenő szabatos fogalomhasználat.

A 3.2. – 3.3. fejezet a munkaanyagot ismerteti, a 3.4. fejezet az ÚME definícióját adja meg.

3.2. HATÁLYOS DEFINÍCIÓ ÉS MÓDOSÍTÁSI JAVASLAT

Hatályos fogalom meghatározás: 1988. évi I. törvény a közúti közlekedésről 47. § 9. pontja szerint „az út műtárgya: a híd, a pontonhíd, a hajóhíd, a felüljáró, az áteresz, az alagút, az aluljáró, a támfal, a bélésfal, az út víztelenítését szolgáló árok, csatorna vagy más vízelvezető létesítmény; a két méternél nagyobb nyílású áthidaló műtárgy: híd, a két méternél kisebb nyílású áthidaló műtárgy: áteresz;”

Javasolt pontosítás: „az út műtárgya: a híd, a pontonhíd, a hajóhíd, a felüljáró, az áteresz, az alagút, az aluljáró, a támfal, a bélésfal, az út víztelenítését szolgáló árok, csatorna vagy más vízelvezető létesítmény; a két méternél nagyobb belső átmérőjű, vagy a falazatokra merőlegesen mérve két méternél nagyobb nyílású áthidaló műtárgy: híd, a két méternél nem nagyobb átmérőjű vagy nyílású áthidaló műtárgy: áteresz;”

Rövid indoklás:

A hatályos szöveg szerint a pontosan két méter nyílású műtárgy se híd, se áteresz. Továbbá értelmezési bizonytalanságot ad, hogy nincs megadva, hogy a nyílás méretet úttengelyben vagy a nyílásra merőlegesen kell-e értelmezni.

A javasolt pontosítással egyrészt megszűnik a pontosan két méteres műtárgy besorolatlansága, a meghatározás szabatossá válik, egyúttal teljessé válik a fogalmi kohézió az egyéb jogszabályokkal és egyúttal az Útügyi Műszaki Előírás-rendszerrel is.

A javasolt pontosítás tükrözi a mérnöki gyakorlatban elterjedt évszázados fogalomhasználatot is.

3.3. RÉSZLETES INDOKLÁS

Az Úttörvényen kívül öt jogszabályban található átereszre vonatkozó definíció. Ezek az alábbiak.

Az 1/1999. (I. 14.) KHVM rendelet a közúti hidak nyilvántartásáról és műszaki felügyeletéről mellékletében található fogalommeghatározás: „1. Híd: olyan műtárgy, amelynek a hídfőkre vagy hídfalazatokra merőlegesen mért nyílása két méternél nagyobb. Az ennél kisebb nyílású, illetve belső átmérőjű műtárgy az áteresz.”

Ez a definíció lényegében azonos a fenti javasolt pontosítással.

Az 5/2004. (I. 28.) GKM rendelet a helyi közutak kezelésének szakmai szabályairól A) függeléke szerint: „b) Az út műtárgya: a híd, a pontonhíd, a hajóhíd, a felüljáró, az áteresz, az alagút, az aluljáró, a támfal, a bélésfal, az út víztelenítését szolgáló burkolt árok, csatorna vagy más vízelvezető létesítmény. A két méternél nagyobb nyílású áthidaló műtárgy: híd, a két méternél kisebb nyílású áthidaló műtárgy: áteresz.”

Ez a bekezdés szó szerint azonos az Úttörvény javítandó szakaszával. Az Úttörvény javasolt pontosítása a jogszabályok hierarchikus rendjének megfelelően megadja egyúttal e rendelet megfogalmazásának pontosítását is a rendelet szövegének változtatása nélkül.

A 147/1992. (XI. 6.) Korm. rendelet az önkormányzatok tulajdonában lévő ingatlanvagyon nyilvántartási és adatszolgáltatási rendjéről című jogszabály 4. számú mellékletében található egy fogalomjegyzék az önkormányzati ingatlanvagyon-kataszterhez. E szerint: „Híd Az út átvezetésére létesített 2,05 méternél nagyobb szabadnyílású műtárgy, beleértve a 2,05 m-nél nagyobb csőszerű szerkezeteket is. Az ennél kisebb műtárgyak átereszek. A szabadnyílást a szerkezet teherviselése szerinti főirányban kell értelmezni. Merőleges hidaknál ez az úttengely, ferde hidaknál a gerendák vagy a vasalás főiránya eltérhet a hídtengelytől.”

Ez a rendelet a javasolt pontosításhoz igen közel álló megfogalmazású, alapvetően azonos rendező elvekkel. Történelmileg a 2,05 méter érték onnan származik, hogy a nyilvántartásban egy tizedesjegyre kerekítve voltak kezdetben rögzítve a nyílás értékek, azaz a 2,0 m átereszt, de a 2,1 m már híd. Ugyanakkor a nyílás értelmezésének iránya itt azonban kissé életszerűtlen, mert példának okáért egy meglévő szerkezet bebetonozott, nem látható acélbetétjeinek irányához kötni a nyílás mérését aligha jó szabályozás.

Az Úttörvényhez javasolttal összhangban pontosítható ebben a rendeletben is a fogalom-meghatározás, s ez volna a tökéletes megoldás, de mivel ez csupán az önkormányzati kataszter készítésére vonatkozik, ennek kicsit eltérő definíciója a napi munkában komoly bajt nem okozhat.

A negyedik és ötödik jogszabályi hivatkozás nem közútra vonatkozik, így nincsen közvetlen tartalmi kapcsolatban az Úttörvénnyel, ugyanakkor érdemes ezek megismerése is. Kíváncsi volna, hogy ilyen alapvető fogalom, mint a híd és az átereszt, egységes használatú legyen a közutaknál tágabb (magánút, vasút) körben is.

A 61/2017. (XII. 21.) FM rendelet az erdőről, az erdő védelméről és az erdőgazdálkodásról szóló 2009. évi XXXVII. törvény végrehajtásáról nem definiálja az átereszt. Az 1. § szerint e rendelet alkalmazásában: „10. híd: az erdészeti magánút részét képező, 3 méternél nagyobb hídnyílású műtárgy;” – de nem definiálja, hogy a kisebb az átereszt volna. Ez a rendelet a közforgalom elől elzárt erdészeti magánutakról szól, melyek nem közutak, így nincsenek az Úttörvény hatálya alatt! Ugyanezen rendeletben nevesített közjóléti berendezések között szerepel az „erdei kerékpáros ösvényt keresztező átereszt”, melynek jelentése: „Az erdei kerékpáros ösvényt keresztező, a csapadékvíz vagy természetes vízfolyás zavartalan átfolyását biztosító legfeljebb 80 cm belső átmérőjű, maximálisan 2 m hosszúságú betoncső.” Nem tudom a hídhöz rendelt 3 méteres határ honnan származik, jobb lenne erdészeti magánutaknál is egységesen a 2 méter feletti nyíláshoz kötni a híd fogalmát. A másik idézett szakasz szerint közjóléti berendezésként kerékpáros ösvény áteresze csupán 80 cm átmérőjű lehet. Mivel ez a rendelet kívül esik az Úttörvény hatályán, ezért ezzel részleteiben itt nem foglalkozom.

A 289/2012. (X. 11.) Korm. rendelet a vasúti építmények építésügyi hatósági engedélyezési eljárásainak részletes szabályairól szól. Ebben a 2. § 2. szerint: „átereszt: olyan vasúti pályatartozék, amely vasúti terhet visel, a vasúti pálya alatti szabad nyílást hidal át, és amelynek belső átmérője, vagy a hídfőkre vagy hídfalazatokra merőlegesen mért nyílása két méternél nem nagyobb;” s később a vasúti híd meghatározása ezzel azonos csak annyi eltéréssel természetesen, hogy „két méternél nagyobb”.

A vasúti szóhasználat azonos a fenti javasolt pontosítással, a nyílás mérésére vonatkozó kitételek pontosak, alaposak.

A javasolt pontosítással jogszabályilag is azonossá válik a közúti és vasúti átereszt fogalom, ami mindenképpen kíváncsi.

A jogszabályi átereszt definíciók után lássuk az alacsonyabb műszaki szabályozási szintet, az Utügyi Műszaki Előírásokat. Egyetlen hatályos e-UT-ban szerepel az átereszt definíciója, mégpedig az e-UT 03.01.11. Közutak tervezése előírás-kötetben: „Átereszt: 2,0 m vagy ennél kisebb szabad nyílású áthidaló műtárgy.”

Az e-UT-ban lévő megfogalmazás tartalmilag azonos a javasolt pontosítással, így az Úttörvény javításával előállhat a teljes összhang a jogszabályok és Utügyi Műszaki Előírások között.

Végezetül megjegyzendő, hogy indokolt és szükséges a vasúti szabályozáshoz (289/2012. (X. 11.) Korm. rendelet) hasonlóan a nyílás irányára is vonatkozó szabatos, hosszabb definíció, ugyanis sajnos volt már arra precedens, hogy egy adott eljárásban a közlekedési hatóság a 160 cm belső átmérőjű betoncsövet hídnak minősítette, mert a ferde keresztezésű úttengely irányában mérte a cső „nyílását”, ami így 2 méternél többnek bizonyult. Erre is tekintettel adtam meg a javasolt pontosítást.

3.4. DEFINÍCIÓ AZ ÚME TERVEZETBEN

Áteresz: Valamely akadály feletti folyamatos közlekedést biztosító közúti műtárgyak azon csoportja, melynek két támasza közötti merőleges nyílása vagy átmérője egy tizedesjegy pontossággal értelmezett 2,0 m vagy kevesebb.

Híd: Valamely akadály és/vagy egyéb közlekedési pálya feletti folyamatos közlekedést biztosító közúti műtárgyak azon csoportja, melyek egy tizedesjegy pontossággal értelmezett merőleges nyílása vagy átmérője több mint 2,0 m.

4. KÖZÚTI HIDAK VILLÁMVÉDELME

4.1. ELŐZMÉNYEK

A jogszabályi változások miután lehetővé tették, hogy a nyomvonalas létesítmények saját előírást készítsenek műtárgyaik villámvédelmére, megfogalmazhattuk a villámvédelmi előírások módosítására vonatkozó javaslatokat (Hajós 2021).

A villámvédelem teljesen új alapokra helyezését javasoló előírás-javaslatot a hidász szakma örömmel fogadta és a megújuló új tervezési előírással várhatóan ezek életbe is léphetnek. Itt a téma részletes tárgyalását nem ismételjük meg, csak a végleges előírás szövegtervezetet adjuk közre, ami a jelenlegi számozás szerint az 5.3.8. és 5.3.9. fejezetek lesznek.

4.2. ELŐÍRÁS EGYEZTETETT SZÖVEGTERVEZETE

5.3.8. Villámvédelem, védőföldelés

5.3.8.1. A 10 méternél hosszabb fahidakat és a talajszint felett 50 méternél magasabb hidakat a hatályos jogszabály rendelet szerinti villámvédelemmel kell ellátni. Az MSZ EN 62 305-1 szabvány szerinti villámvédelem alkalmazása esetén a villámvédelmi intézkedések meghatározásához szükséges kockázatelemzés kiinduló adatait a hídtervezőnek és a villámvédelmi tervezőnek közösen kell meghatározni.

5.3.8.2. A híd tervezője a híd kezelőjének egyetértésével egyéb hidak esetében önkéntesen alkalmazhatja a jogszabály szerinti villámvédelmet egyedi megfontolás alapján (pl. rendszeres tömegrendezvények helyszíne, hídon lévő egyéb védendő berendezés).

5.3.8.3. Az előző kettő bekezdésbe nem tartozó hidak esetében villámvédelmi intézkedés, tervezés nem szükséges.

5.3.8.4. A 20 m támaszköz feletti acél és öszvérhidak acél főtartóit egyszerű földeléssel kell ellátni a felszerkezet mindkét végén. A földelésnek alkalmazható a vasbeton alépítmény vasalása. Az acél főtartókat fémesen össze kell kapcsolni a hídon lévő fém korlátokkal és fém kandeláberekkel. Az összekötés biztosítható folytatólagossá tett betonacélokkal is. Jelen pont szerinti egyszerű földelést a híd tervezője határozza meg és ez nem minősül jogszabály szerinti villámvédelemnek, így ezek külön felülvizsgálata sem szükséges.

5.3.8.5. Meglévő hidakon lévő villámvédelem megszüntethető, ha a híd nem tartozik az 5.3.8.1. és 5.3.8.2. fejezetek hatálya alá.

5.3.9. Érintésvédelem

5.3.9.1. Ha a hídon vagy annak környezetében elektromos vezeték vagy berendezés van annak érintésvédelmi védőtávolságán belül, akkor a hídszerkezet érintésvédelméről az adott elektromos vezetékre vagy berendezésre vonatkozó érintésvédelmi előírások szerint gondoskodni kell.

5.3.9.2. Váltakozó áram rendszerű villamosított vasútvonalak feletti hidak vasútüzemi érintésvédelme három részből tevődik össze:

- A híd oldalára érintést akadályozó berendezést kell létesíteni az e-ÚT 04.04.13 szerint.
- A vasút feletti felszerkezet alsó élébe a híd mindkét oldalán felcsapódás elleni hosszanti acélelemet kell építeni, melyet össze kell kötni a vasúti EPH-hálózattal. Az acélelem szélső pontja és a feszültség alatt álló felsővezeték közötti vízszintes vetületi távolság legalább 2,0 m legyen. Acélelemnek a főtartó acélszerkezete is megfelelő.
- A vasúti nagyfeszültségű munkavezeték vagy tápvezeték függőleges síkjától mért 10 méter távolságon belül fém hídelemeket (főtartó, korlát, érintést akadályozó berendezés, kandeláber) össze kell kötni a vasúti EPH-hálózattal.

5.3.9.3. A vasúti EPH-hálózathoz való kapcsolódásnál be kell tartani a vasútkezelő előírásait.

5.3.9.4. Egyenáram rendszerű közlekedési pálya esetén (városi villamos, HÉV, metró, trolibusz) az érintésvédelmet a közlekedési pálya kezelőjének eseti előírásai szerint kell biztosítani.

5. ÖSSZEGZÉS

A készülő új Útügyi Műszaki Előírásban érintett három résztéma módosításának, megfogalmazásának háttérmunkáját, folyamatát mutattuk be, illusztrálva az előíráskészítés folyamatát. A részleteiben vizsgált és transzparensen közzétett munkaanyagok lehetőséget adtak minden szakembernek a közreműködésre, véleményezésre, hogy a rövidesen hatályba lépő műszaki szabályozás a lehető legjobb lehessen.

6. IRODALOMJEGYZÉK

[1]: Hajós, B. 2021: Néhány szó a hidak villámvédelméről. Lánchíd füzetek 24. Biri, p. 56, ISSN 2732-026X

[2]: Hajós, B. 2022: Meglévő hidak engedélyezéséről a most készülő Közúti Hidak Tervezése című új Útügyi Műszaki Előírás kapcsán. *Útügyi Lapok*, Bejegyzések, www.utugyilapok.hu

[3]: Hajós, B. 2023: Javaslat az átereszt fogalmának pontosítására az 1988. évi I. törvényben. *Útügyi Lapok*, Bejegyzések 2023. január 26. www.utugyilapok.hu



Szemponatok és javaslatok a közúti hídtervezés hasznos ideális jármű teherszintjének meghatározásához a készülő új Útügyi Műszaki Előírásban

Hajós Bence

Első Lánchíd Bt.

E-mail: elsolanchid@elsolanchid.hu

DOI: [10.36246/UL.2023.2.03](https://doi.org/10.36246/UL.2023.2.03)

KIVONAT

A tanulmány szempontokat és javaslatokat gyűjt össze az új hídtervezési előírásban megfogalmazandó teherbírasi követelményekre vonatkozóan. A hasznos járműteher értékére a szerző az Eurocode (EN1991-2) alapajánlásánál nem magasabb értéket javasol, ami Európa 22 országában használatos.

Kulcsszavak: híd, tervezés, szabvány, Eurocode, teherbírás

ABSTRACT

This paper collects aspects and proposals regarding the load capacity requirements to be formulated in the new bridge design regulations. For the values of the traffic load, the author recommends the values no higher than the basic recommendation of Eurocode (EN 1991-2), which is used in 22 European countries today.

Keywords: bridge, design, standard, Eurocode, load capacity

Hajós Bence

Okleveles építőmérnök, okleveles mérnök-tanár. Hídszakértő, hídtervező. Korábban az állami közútkezelő hidász-mérnöke volt. Elsődleges szakterülete a hídvizsgálat, hidak teherbírás vizsgálata.

1. ELŐJÁRÓBAN

A műszaki szabványok, előírások készítésekor egyik alapkövetelmény a konszenzus. Ehhez vezető út része a vélemények ütköztetése, a vita, az eszmecsere. Ennek elfogadott és transzparens módja a szempontok, javaslatok publikálása, ami jelen írás elkészítését is indukálta.

Alábbi írásnak nem elsődleges célja bárkit is az itt foglaltakról meggyőzni, számos hidász szakember az itt felvetett témákban jártasabb. Éppen ezért ezen írás elsődleges célja minden érintettet gondolkodásra és együttműködésre sarkalni, továbbá érdemi hozzászólásra, s egyetértésre, avagy ha szükséges, akkor ellenvélemény megfogalmazására, továbbá mindezek közlésére.

Ha ezen írás diskurzust gerjeszt, akkor máris elérte célját. S ha majd e kívánt párbeszéd eredménye az alább javasoltak felülvizsgálatát kívánja, akkor azokat módosítani, korrigálni kell.

2. ELŐZMÉNYEK

Napjainkban folyamatban van a közúti hidak tervezésére vonatkozó Útügyi Műszaki Előírások (ÚME) megújítása. Ebben a legnagyobb érdemi változásnak nevezhető az Eurocode előírások korábbinál részletesebb átvétele, beleértve a közúti hidak hasznos terheit is. Előttünk álló szabályozási változás jobb megértéséhez érdemes röviden áttekinteni az Eurocode hazai bevezetésének eddigi, hídtervezéshez közvetlen kapcsolódó mérföldköveit.

Az Európai Unióhoz való csatlakozással hazánk kötelezettséget vállalt arra, hogy bevezeti az Eurocode szabványokat és kivezeti az ezekkel ellentétes nemzeti szabványokat. Erre készülve a magyar szabványként kihirdetett hídtervezési előírások (MSZ-07-3700:1986 és kapcsolódó kötetek), három éves felülvizsgálati, korszerűsítési munka után, 2001-ben át lettek „menekítve” az ÚME-kba (Kolozsi et al 2001).

Röviden érvényben maradt az ÚME-k mellett az MSZ hídtervezési előírás is. Az MSZ hídtervezési szabványokat 2003 tavaszán visszavonták, 2004. január 1-jén csatlakoztunk az EU-hoz.

A közúti hidak forgalmi terheit tartalmazó első Eurocode Magyarországon 2000-ben lépett hatályba előszabványként (MSZ ENV 1991-3:2000), ezt követte 2004-ben a szabvány angol nyelvű megjelenése (MSZ EN 1991-2:2004), majd két évvel később a magyar nyelvű változat (MSZ EN 1991-2:2006), ami egy módosítással (2010) és két helyesbítéssel (2012, 2019) jelenleg is hatályos előírásunk.

A tartószerkezetek népes családjában a közúti hídtervezés a gyakorlatban azonban mindmáig kimaradt az Eurocode teljes bevezetéséből. Bár az ÚME-k méretezéselmélete időközben részben átvette az Eurocode elveit, illetve az ÚME biztonsági szintjét igyekeztek az Eurocode-dal azonos szintre hozni, Eurocode-harmonizációnak nevezve, a hasznos terhek és egyes előírások máig a „régí MSZ szabványból tovább örökítve” használatosak. Ennek elsődleges oka abban található, hogy a hídtervezők részéről határozott ellenállás volt az új szabvánnyal szemben. A tartószerkezettervezés többi területén, ide értve a vasúti hidakat is, azonban megtörtént az áttérés az Eurocode-ra. Ugyanekkor a hidépítéshez kapcsolódó alapozás és földrengés számítás teljesen Eurocode alapra került, mivel nem volt használható más szabvány. Így a hidak részben ÚME, részben EC szerinti számításokkal készültek, készülnek.

Hogyan lehetséges ez, hiszen az EU-csatlakozás feltételeként nemzeti szabvány lett az Eurocode, hatálytalanítva minden ezzel ellentétes korábbi Magyar Szabványt? Erre lehetőséget az ÚME sajátos jogállása adott a magyar hidász társadalomnak. Az ÚME-k nem nemzeti szabványok, hanem a közútépítési ágazat saját műszaki normája (Hajós 2022). Így ezek, mint kvázi a nemzeti szabványhoz (Eurocode-hoz) képest „alacsonyabb” rangú „szabványként” használhatóak, mert rendelkeznek az ehhez szükséges attribútumokkal (szakmai konszenzus, közmegegyezés, önkéntesség, egyértelműség, ellentmondás-mentesség, illeszkedés a jogszabályokhoz, ismételések, halmozások kerülése, tárgyyszerűség). Az ÚME-knek tehát vannak létjogosultságuk az EU-csatlakozás után is. S mivel szerződéses alapon az állami megrendelő előírta az ÚME-k alkalmazását, így az amúgy hatályos Eurocode mellett immáron 17 esztendeje továbbra is a közúti hidak lényegében kivétel nélkül az ÚME szerint készültek. Néhány kivétellel találkozhatunk, mikor a híd erőtanai tervei Eurocode szerint készültek, hiszen mindkét előírás érvényes, így szerződéses megállapodás kérdése melyiket használjuk. Megjegyzendő az is, hogy az ÚME-k ily módon való átmenekítésében többen afféle magyar piacvédelmet is beleláttnak, nehezítve az esetleges külföldi (Eurocode-ot használó) tervező hazai munkavégzését.

3. EUROCODE SZERINTI HATÁLYOS JÁRMŰTEHER

Az Eurocode meghatározza az európai egységes méretezéselméletet, megadva az alapesetként ajánlott értékeket a terhelő hatásokra, de nemzeti hatáskörben meghagyja a lehetőséget egyes tényezők, paraméterek megválasztására, ezáltal a területi adottságok és a biztonsági szint finomhangolására. Ez utóbbi az egyes alkalmazó országok gazdasági teljesítőképességének is függvénye kell legyen. Így technikailag minden Eurocode szabványkötet két részből áll, egy egységes törzsszöveg részből, ami minden Eurocode-ot használó ország esetében teljesen azonos, és egy nemzeti mellékletből, amelyben lehetőség van egyes tényezők és paraméterek nemzeti szintű megadására.

Az Eurocode négyféle hasznos közúti tehermodellt ad meg (LM1, LM2, LM3 és LM4). A részletszabályok szerint kell e négyféle tehermodellt alkalmazni, ezek közül az LM1 írja le a teher- és személygépjárművek forgalmi hatását.

Az LM1 tehermodellnél a kocsipályát forgalmi sávokra kell osztani és forgalmi sávonként kell alkalmazni egy ikertengely koncentrált terhet és ezzel egyidejű megoszló terhet. Forgalmi sávonként más ezen terhek intenzitása (lásd 1. táblázat). Megjegyzendő, hogy az Eurocode szemben az eddigi magyar gyakorlattal, a globális vizsgálatnál nem alkalmaz külön dinamikus tényezőt, hanem az LM1 alapértékeit úgy tekinti, hogy már tartalmazzák a dinamikus hatásból származó többletet (támaszköz-független módon).

1. táblázat: Az LM1 tehermodell karakterisztikus alapértékei.

Hely	Ikertengely (TS)	Egyidejű megoszló teher (UDL)
	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
1. sáv	300+300	9,0
2. sáv	200+200	2,5
3. sáv	100+100	2,5
további sávok	0	2,5
fennmaradó terület	0	2,5

Az LM1 tehermodell hasznos terheinek fent említett nemzeti hatáskörű „finomhangolására” van lehetőségünk, technikailag minden Q és q értéket egyedi α -tényezőkkel módosítva. Külön nemzeti előírás hiányában az összes α értéke 1. Az Eurocode megjegyzésben megfogalmazott ajánlása: $\alpha_{Q_i} \geq 0,8$ és $i \geq 2$ esetén $\alpha_{Q_i} \geq 1$ (maradék töredéksáv kivételével). Az első, 2004-ben angol nyelven megjelent MSZ EN 1991-2 Eurocode kötet nem tartalmazott nemzeti mellékletet.

2006-ban, az Eurocode magyar nemzeti melléklete a közúti járműterhekre vonatkozóan három terhelési osztályt állapított meg, az Eurocode ajánlott alapértékét megtartva a főúti és gyorsforgalmi úti hidakra a két további terhelési osztályban pedig csökkentő tényezőket megadva (lásd 2. táblázat). Megjegyzendő, hogy a III. terhelési osztályban bevezetett α tényezők figyelmen kívül hagyják az Eurocode ajánlását az ikertengelyek vonatkozásában ($\alpha_{Q_i} \geq 0,8$).

2. táblázat: Az Eurocode szabványos LM1 teherosztályai.

	Eurocode		MSZ EN 1991-2:2006 (2010-ig!)						MSZ EN 1991-2:2006 (2010-től!)			
	ajánlott alapérték		I. terhelési o.		II. terhelési o.		III. terhelési o.		I. terhelési o.		II. terhelési o.	
	α	teher	α	teher	α	teher	α	teher	α	teher	α	teher
1. sáv ikertengely	1	600 kN	1	600 kN	0,8	480 kN	0,6	360 kN	1	600 kN	0,8	480 kN
2. sáv ikertengely	1	400 kN	1	400 kN	1	400 kN	0,6	240 kN	0,8	320 kN	0,8	320 kN
3. sáv ikertengely	1	200 kN	1	200 kN	1	200 kN	0,6	120 kN	0	0 kN	0	0 kN
1. sáv megoszló	1	9 kN/m ²	1	9 kN/m ²	0,8	7,2 kN/m ²	0,6	5,4 kN/m ²	0,8	7,2 kN/m ²	0,6	5,4 kN/m ²
2. sáv megoszló	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²
3. sáv megoszló	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²
n. sáv megoszló	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²
töredéksáv	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²

Évezredünk első évtizedében sok tanulmány, vizsgálat és próbaszámítás készült elemezve az új teherszintek hatását (Farkas Gy. et al 1999, 2000, 2006, 2010; Kovács T. 2006; Szalai K. et al 2002, 2003). Öröndetes, hogy ezek többségében megjelentek folyóiratokban, konferencia kiadványokban, lehetőséget adva a szakmai konszenzus megtalálásához. Ennek eredményére még néhány évet várni kellett: részletes összehasonlító számítások, tanulmányok és szakmai konferenciák után, az ezzel foglalkozó szakemberek közmegegyezésével, 2010-ben Eurocode nemzeti melléklet módosítása jelent meg, a korábbi három terhelési osztály helyett csak kettőt meghatározva. A nagyobbik, I. terhelési

osztály tényezőit a lehető legalaposabban úgy határozták meg, hogy – természetesen a biztonság javára, azaz felülről közelítve – minél jobban az ÚME-szerinti A-jelű jármű terhelésével azonos hatást eredményezzen. Ennek megfelelően az I. terhelési osztály kisebb teherszintet rögzít, mint az Eurocode szerinti alapérték, a II. terhelési osztály pedig egy ennél is kisebb intenzitást rögzít. Az ekkor hatályos ÚME (ÚT 2-3.401:2004) még tartalmazta az A-B-C jelű teherosztályt, főutakra, főút feletti hidakra és fővárosi hidakra A osztályt, egyéb hidakra B osztályt írva elő. Az ÚME 2011. évi módosítása már A osztályú terhelést írt elő általánosan, csak kivételes esetekre megtartva a B osztályt – ennek megfelelően lényegében valamennyi új híd teherbírása A osztályú.

2010-ben az Eurocode nemzeti melléklete nem csak az MSZ EN 1991-2:2006 szerinti LM1 teherszinteket csökkentette, hanem az MSZ EN 1990:2002/A1:2008 szerinti kombinációs Ψ_1 tényezőket is mérsékelte, ikertengely (TS) esetén 0,75 helyett 0,6-ra, megoszló terhek esetén 0,4 helyett 0,3-ra. Ez esetünkben a feszített vasbeton hidak méretezésére van érdemi kihatással, ahol ezzel a tényezővel képzett gyakori kombinációra kell a repedéstágasságot ellenőrizni. Ez a módosítás szorosan kapcsolódott ahhoz a célhoz, hogy az I. teherosztály az ÚME szerinti A-jelűhöz a legjobban közelítsen.

4. AZ ÚME MEGÚJÍTÁSÁRÓL

A Magyar Út- és Vasútügyi Társaság (MAÚT) legfontosabb tevékenysége 1994. évi alapítása óta az ÚME-k gondozása, fejlesztése. Az ÚME-k immáron három évtizede a magyarországi közlekedésépítés legfontosabb és sok szempontból nélkülözhetetlen előírásrendszere. Az ÚME-kat a 2017-ben megjelent 16/2017. (V.25.) NFM rendelet új keretrendszerbe helyezte, az előírások gondozása átkerült az erre a célra létrehozott Útügyi Műszaki Szabályozási Bizottsághoz. A MAÚT továbbra is meghatározó szereplője maradt az előírások készítésének, mint a kidolgozással megbízott vállalkozó (Hajós 2022).

A Műszaki Szabályozási Bizottság megrendelte a közúti hidak tervezésének alap előírásainak felülvizsgálatát, megújítását, célul tűzve ki az Eurocode alapokra való áttérést, szinkronban a vasúti hidakra készülő előírásokkal. Ezen óriási munka 11 előírást, 2 tervezési segédletet, mintegy 500 oldalnyi meglévő előírást érint. Kolozsi Gyula, a MAÚT Közúti műtárgyak bizottság vezetőjének koordinálásával 8 albizottságban félszáz szakértő dolgozik ezen mintegy három éve (Kolozsi 2022).

A közúti hidak tervezésére vonatkozó előírások eddigi kötetes rendszere megmarad. Egy-egy albizottság gondozza az egyes készülő köteteket, s a nyolcadikként életre hívott opponens bizottság célja a kötetek közötti összhang elősegítése.

A második kötet fogja továbbra is tartalmazni az erőtanai számítások alapelveit és a hídszerkezetet érő hatásokat. Az opponens bizottság ezen második kötet kapcsán megfogalmazott észrevételei között a közúti járműterhekre vonatkozóan is megfogalmazott kérdéseket, közülük is kiemelten a közúti járműterhek osztályainak kialakítására és a teherszintek változására. Mivel a válaszok nem voltak teljeskörűen meggyőzők, ezért az itt összegyűjtött szempontok és javaslatok célja e sarkalatos kérdés szélesebb szakmai körben való megosztása, segítő a párbeszédet s építő jellegű eszmecsere útján a minél jobb, s ha lehetséges, minden szempontból optimális normaszöveg megalkotását.

5. A KÉSZÜLŐ ÚJ ELŐÍRÁS TEHERSZINT TERVEZETE (2023. SZEPTEMBER)

Az erőtanai számítást szabályait tartalmazó 2. kötet (KHT 2.) szerzőbizottsága négyféle terhelési osztályt fogalmazott meg az elkészített előírátérvezetben (lásd 3. táblázat). Szembetűnő, hogy a legnagyobb, I. terhelési osztállynál 1-nél nagyobb α tényezők jelentek meg a megoszló terheléshez kapcsolódóan (1,2 – 2,2 – 1,1). A II. terhelési osztály azonos az Eurocode alap ajánlásával (minden α esetén 1). A III. terhelési osztály azonos a hatályos MSZ EN szerinti I. osztállyal, és a IV. osztály azonos a hatályos szabvány szerinti II. osztállyal.

3. táblázat: Az előírástervezet teherszint javaslatai 2023 szeptemberében és októberében.

	2023. szeptemberi								2023. október	
	I. terhelési o.		II. terhelési o.		III. terhelési o.		IV. terhelési o.		I. terhelési o.	
	α	teher	α	teher	α	teher	α	teher	α	teher
1. sáv ikertengely	1	600 kN	1	600 kN	1	600 kN	0,8	480 kN	0,9	540 kN
2. sáv ikertengely	1	400 kN	1	400 kN	0,8	320 kN	0,8	320 kN	0,9	360 kN
3. sáv ikertengely	1	200 kN	1	200 kN	0	0 kN	0	0 kN	0,9	180 kN
1. sáv megoszló	1,2	10,8 kN/m ²	1	9 kN/m ²	0,8	7,2 kN/m ²	0,6	5,4 kN/m ²	1,2	10,8 kN/m ²
2. sáv megoszló	2,2	5,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	2,2	5,5 kN/m ²
3. sáv megoszló	1,1	2,75 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1,1	2,75 kN/m ²
n. sáv megoszló	1,1	2,75 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1,1	2,75 kN/m ²
töredéksáv	1,1	2,75 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1,1	2,75 kN/m ²

Természetesen azonnal adódott a kérdés, mi indokolja a járműterhek emelését nem csak a jelenleg hatályos KHT-szerinti A-jelűhez képest és az azzal kvázi azonosnak tekinthető MSZ EN I.-hez képest, hanem az Eurocode javasolt alapértékéhez képest is, amit 2010-ben a nemzeti mellékletben csökkentettünk. A legnagyobb terhelési osztályt a tervezet a TEN-T hálózaton lévő hidakhoz és a Duna-hidakhoz rendeli.

Az emelés indoklása az aktuális német előírás átvétele volt, ezt alátámasztva két kutatási publikációval (Hanswille, G. et al 2010; Freundt, U. et al 2011), hangsúlyozva a közúti teherforgalom rohamos fejlődését is. Indoklás elsősorban arra koncentrált, hogy a javasolt emelés gazdasági hatása kicsi, azaz az így építendő hidak építési költsége csak csekély mértékben lesz drágább. A költségnövekményre vonatkozó megállapítások további tompításaként érvként elhangzott az is, hogy a híd önköltsége csak töredéke egy útépítési beruházásnak, így a teljes beruházásra vetített növekmény még inkább eltörpül.

6. VITANAP – 2023. SZEPTEMBER 25.

A javasolt teherszintek széles körű szakmai egyeztetése céljából az Építési és Közlekedési Minisztérium kezdeményezésére a MAÚT szakmai vitanapot hirdetett 2023. szeptember 25-re, amelyen mintegy 35 hidász vett részt (1. ábra). Az előírást készítők tájékoztatása mellett az Unitef⁸³ Zrt. részéről Bartus Róbert és Kővári Ákos írásban is kidolgozott észrevételekkel és javaslatokkal tett hozzászólást (Bartus et al 2023).

Mivel a javaslat a német előírás átvételét fogalmazta meg, joggal felmerül annak igénye, hogy megismerjük a teljes európai gyakorlatot. Ebben óriási segítséget adott az Unitef⁸³ Zrt. tanulmánya, tételesen összegyűjtve, elemezve az egyes országok hatályos előírásait (4. táblázat).



1. ábra: MAÚT-vitanap résztvevői a Makadám Klubban.

4. táblázat: Hatályos európai LM1 teherszintek (Bartus et al 2023 nyomán).

	EU többség 22 ország		Németország Ausztria		Franciaország		Nagy-Britannia		Dánia	
	α	teher	α	teher	α	teher	α	teher	α	teher
1. sáv ikertengely	1	600 kN	1	600 kN	1	600 kN	1	600 kN	1	600 kN
2. sáv ikertengely	1	400 kN	1	400 kN	1	400 kN	1	400 kN	1	400 kN
3. sáv ikertengely	1	200 kN	1	200 kN	1	200 kN	1	200 kN	1	200 kN
1. sáv megoszló	1	9 kN/m ²	1,33	12 kN/m ²	1	9 kN/m ²	0,61	5,5 kN/m ²	0,67	6 kN/m ²
2. sáv megoszló	1	2,5 kN/m ²	2,4	6 kN/m ²	1,2	3 kN/m ²	2,2	5,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²
3. sáv megoszló	1	2,5 kN/m ²	1,2	3 kN/m ²	1,2	3 kN/m ²	2,2	5,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²
n. sáv megoszló	1	2,5 kN/m ²	1,2	3 kN/m ²	1,2	3 kN/m ²	2,2	5,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²
töredéksáv	1	2,5 kN/m ²	1,2	3 kN/m ²	1,2	3 kN/m ²	2,2	5,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²
Szlovákia										
Szerbia (nem EU)										
I. terhelési o.										
II. terhelési o.										
III. terhelési o.										
I. terhelési o.										
II. terhelési o.										
I. terhelési o.										
II. terhelési o.										
1. sáv ikertengely	1	600 kN	0,9	540 kN	0,9	540 kN	1	600 kN	0,8	480 kN
2. sáv ikertengely	1	400 kN	0,9	360 kN	0,6	240 kN	1	400 kN	0,8	320 kN
3. sáv ikertengely	1	200 kN	0,9	180 kN	0,6	120 kN	1	200 kN	0,8	160 kN
1. sáv megoszló	1	9 kN/m ²	0,9	8,1 kN/m ²	0,6	5,4 kN/m ²	1	9 kN/m ²	0,8	7,2 kN/m ²
2. sáv megoszló	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²
3. sáv megoszló	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²
n. sáv megoszló	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²
töredéksáv	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²	1	2,5 kN/m ²

Eurocode ajánlott alapértékét használja kevés kivétel mellett az összes EU tagállam, továbbá a nem EU tag Szerbia is. A mintául választott magasabb értéket alkalmazza Németország és Ausztria. Kicsit emelt érték érvényes Franciaországban, Dániában kicsit alacsonyabb, Nagy-Britanniában (nem EU tag) pedig kiegyenlített egyenletes megoszló terhet vezettek be. Szlovákiában és Szerbián külön kisebb teherosztályokban csökkentett értékek érvényesek.

A javasolt előírástervezet viszont nem a hatályos német előírás maradéktalan átvétele, hanem a megoszló terhek esetében csak mérsékelt emelést tartalmazott. Ennek okaként a vitanapon elhangzott, hogy meghirdetett magyar politikai cél 2030-ra a GDP értékével elérni az EU-átlag 90%-át, ezért a megoszló terhekre vonatkozó hatályos német α tényezőket 0,9-szeres értékkel lettek átvéve (egész tizedes értékre kerekítve).

E szakmai találkozó lehetőséget adott a kérdések felvetésére, de témában szinte csak a terhelési osztályok α tényezői kerültek terítékre. A vélemények megosztásán túl az érdemi párbeszéd elmaradt. A találkozó közvetlen folyománya, hogy 2023. október 4-én a feszített vasbeton előregyártott tartók témakörében újabb egyeztetés volt Bedics Antal szervezésében a Műegyetemen, ahol folytatódott a konstruktív eszmecsere a hídgerendákkal kapcsolatos kérdéskörökben.

A vitanapot követően, 2023 októberében tartott újabb konzultáción szóban és kivetítve bemutatott terhelési osztályok már kis mértékben csökkentett értékeket tartalmaztak. Az I. teherosztályhoz tartozó értékeket a 3. táblázatban megadtuk, a többi teherosztályhoz tartozó tényezők e munkaanyag megosztásának hiánya miatt innen hiányoznak. E módosítás okai nem ismeretesek.

7. SZEMPONTOK A TEHERSZINTEK FELVÉTELÉHEZ

A teherszint meghatározásakor, módosításakor kötelességünk részletes elemzést végezni. Az elemzés első része az okokra vonatkozik, tudniillik miért módosítunk, a második része pedig a hatásokra vonatkozik, hogy a módosítás mivel jár, mit okoz, melyek a „mellékhatásai”. A tervezetet alátámasztó számítások kizárólag a hatásokra tért ki, bizonyítandó, hogy nem is okoz érdemi többletet a módosítás.

Az elemzés első részét – a „miértek” vizsgálatát nem szabad mellőzni. Ebben példaértékű a példának tekintett német előírás készítését megelőző elemzések bősége, részletessége. Az okok elemzését pedig célszerű a terhek alapértékére korlátozni, vizsgálva a hasznos teher karakterisztikus értékének módosítási mértékét (önállóan, ehhez kapcsolódó önsúly és egyéb hatásoktól függetlenül).

A karakterisztikus értékhez az 1000 év visszatérési idő, azaz 50 évre vetített 5% alatti meghaladási valószínűség tartozik. De mi közlekedik útjainkon, és milyen jövőbeni forgalomművekedésre kell készülnünk?

A közúti hídszabályzataink 1950 óta a katonai terhekből indulnak ki, azaz honvédelmi célból lett meghatározva a szükséges teherszint, amelyet többé-kevésbé közutas köntösbe csomagoltak. A legfontosabb hadászati felvonulási utak („hadiút”) esetében a teherszint 73 éve lényegében változatlan. Noha az 1950. évi ideiglenes hídszabályzatban és az 1956. évi közúti hídszabályzatban a legnagyobb járműteher numerikus értéke 60 tonna volt, a hozzá rendelt tényezők segítségével ez megfelelt lényegében a ma is hatályos KHT szerinti A-jelű 80 tonnás tehernek (Träger 1968).

A közúti tehergépjárművek óriási fejlődésen mentek keresztül a napjainkban járatos 40 tonnás tipikus szerelvényekig és a rendszeres túlméretes járművekig. A szabványosított katonai teherbírasi igénynek köszönhetően a közúti teherforgalmi teherbírasi igény máig nem haladta meg szabályozási teherszintet. A hatályos A-jelű terhelésre méretezett hidak esetében a mai forgalomművekedés mellett a hidakon nincs teherbírasi kockázat vagy hiány.

A tervezési előírás megújítása ilyen szempontból is újdonságot hozhat, ha a teherszinteket immáron nem a honvédelmi szempontok diktálják. De a katonai járművek továbbra sem hagyhatók figyelmen kívül, így bármi is legyen a kristályosodó új teherszint, szükséges annak honvédelmi egyeztetése és elfogadtatása is. Erre kötelezettséget ad egyrészt hazánk EU-tagsága, másrészt NATO-tagsága is.

8. TEHERGÉPJÁRMŰVEK TEHERINTENZITÁSÁRÓL

Jogszába szerint (36/2017. (IX. 18.) NFM rendelet) a magyar közutakon külön engedély nélkül közlekedhet az a jármű, amely össztömeg vonatkozásában nem haladja meg a 40 tonnát. Tehát minden 40 tonna össztömeg feletti jármű csak az érintett közútkezelő egyedi szakmai mérlegelését követő hozzájárulásával közlekedhet.

Európában egységesen a kombinált áruszállítás támogatása érdekében az intermodális szállítási műveletben közlekedő konténer és cserefelépítmény esetében 2+3 tengely esetén 42 tonna, 3+2 és 3+3

tengely esetében pedig 44 tonna legnagyobb össztömeg lett bevezetve (96/53/EK irányelv). Azonban ezen nagyobb járművek Magyarországon hasonlóan az összes 40 tonna össztömeg feletti járműhöz, szintén útvonalengedély kötelesek, csak az európai kedvezmény jegyében mentesülnek az ehhez kapcsolódó eljárási és túlsúlydíj fizetés alól.

A járművek össztömegére vonatkozó belföldi szabályozások azonban Európában nem egységesek, újabban egyre többször felmerül nagyobb össztömegű járművek bevezetésének kérdése. E törekvés irányába hatnak a gazdaságossági szempontok, elsősorban a fajlagosan kisebb élőmunka (járművezető), másodsorban a kedvezőbb üzemanyag költség. Egyre gyakrabban hangoztatott érv a kedvezőbb karbonlábnyom, ami a nagyobb járművekkel elérhető.

Számos európai ország saját hatáskörben engedélyezte a nagyobb össztömegű járművek általános közlekedését. Különböző országokban találkozhatunk 45, 50, 60 tonnás szerelvényekkel is. Ezekre vonatkozó szabályozási gyakorlat tárgyalására nem térünk itt ki (van amelyik országos érvényű, van amelyik csak megadott útvonalra érvényes stb.), de ez mindenképpen mutat egy alternatívát a hazai szabályozással és gyakorlattal szemben. (Európa-szerte engedélyezett nagyobb össztömegű szerelvények tipikusan hosszabbak is, így híd szerkezet szempontjából várhatóan nem lennének ezek mértékadóak. Ezek bevezetésének nehézségeit elsősorban a hosszabb jármű nagyobb mozgástér igénye okozza.)

Ameddig a magyar jogszabályok nem változnak, addig a tehergépjárművek teherintenzitása nem tud növekedni. A jogszabályok esetleges változása viszont közlekedéspolitikai kérdés, s ennek akár kihatása is lehet a hídtervezési előírásban érvényesítendő teherszintekre vonatkozóan. Ha a forgalom jövőbeni intenzitás-változását amúgy nagyon helyesen figyelembe akarjuk venni, akkor megkerülhetetlen a teherszállításra vonatkozó rövid-, közép- és hosszútávú közlekedésszervezési koncepciók figyelembe vétele, ami nem hidász kompetencia.

Csupán a forgalomnövekedés, a járművek számosságának változása nem tud a hidakra többlet statikus terhelést adni, csak a terhek ismétlődésszámát növeli, ami a fáradásra van kihatással.

9. KÖZÚTI FORGALOMRÓL

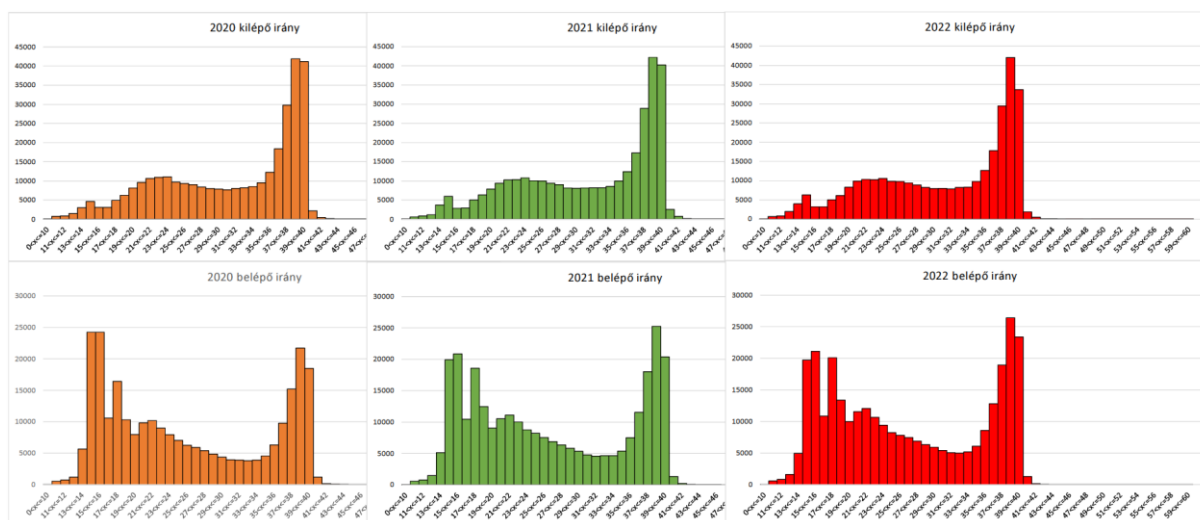
Rendkívüli forgalmi okból előfordult, hogy a teherforgalmi torlódás miatt sorban álló veszteglő kamionsor alakult ki, ami hidakat is érinthet. E rendkívüli terhelési állapot egyedi vizsgálatot érdemel, mit okozhatnak a híd szerkezetet „teleparkoló” teherjárművek. Ennek vizsgálatában igen sok a szabad paraméter: mekkora az átlagos teherautó tömege, átlagos hossza, mekkora köz marad két jármű között, betartják-e a KRESZ előírásait, elfoglalhatják-e a műszaki biztonsági sávot, kell-e ellenőrizni súlyosan szabálytalan járműzsúfolódás eseteit, mindezen rendkívüli eseteknek mi a valószínűsége stb? (Szabálytalan zsúfolódásnak tekinthetjük például, ha egy 18 m széles, négy forgalmi sávú hídon hat sorba torlódnak a járművek, ami geometriailag lehetséges, azonban pont úgy szabálytalan, mint egy 40 tonnás teherautó megrakodása 60 tonnára. Hatályos KRESZ csak a két forgalmi sávú gyorsforgalmi úton tiltja a tehergépkocsi előzését 6 és 22 óra között, 3-4 sávú autópályán és éjszaka az előzésük, több sávban haladásuk szabályos.)

A hazai teherforgalomra használható tény adatokat gyűjtenek a Magyar Közút NZrt. mérlegállomásai. Évente több mint 4 millió mérlegelés adata felhasználható átlagos járműteher becsléséhez. Sok évnyi mérlegelési adatsor rendelkezésre áll. Ez hihetetlen adatkincset jelent. (Több ország ennek csodájára jár, irigykedve a magyar mérlegállomás-hálózatra.) Ezen óriási adatbázisban rejlő adat-hasznosítás illusztrálására röviden megvizsgáltuk az ártándi mérlegállomás 2018 és 2022 közötti öt évnyi adatait mindkét irányban (kilépő, belépő). A vizsgált mintában összesen 3,7 millió mérlegelés szerepelt (átlagos járműtömeg: 28,08 t).

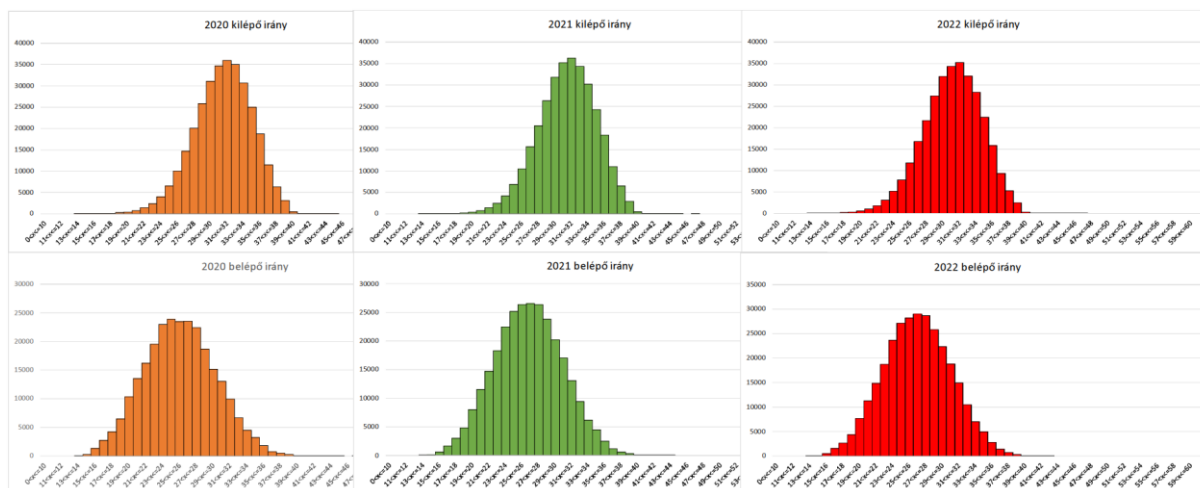
Biztonság javára törekedve azt kívántuk meghatározni, mekkora egy átlagos tehergépjármű tömege és milyen a járműtömegek megoszlása. Évenként és irányonként végeztük el az alábbi számítást. Az adatokat először előszűrtük: a mérési sorból kivettük a 10 t-nál kisebb járműveket, ezzel lényegében kihagyva a kéttengelyes kisteherautókat és számos üres járművet – a biztonság javára. Továbbá kivettük

a 60 t-nál nagyobbakat is, mert ezek egyedi mérlegelés és előírás alapján közlekednek (törölve összesen a járművek 3%-t, így az átlagos járműtömeg 28,7 t).

Az előszűrt adatokra elkészítettük az eloszlásfüggvényeket egyedi járműre (2. ábra), majd egymást követő 6 db jármű átlagára (3. ábra), ezzel modellezve a véletlenszerűen kiválasztott, egymás után torlódó járműsort. Az egyedi járműre vonatkozó mérések eloszlási csúcsa 38-40 tonnánál van. A járművenkénti megoszlásból amúgy jól látható, hogy Ártándon jellemzően a kilépő irányban maximális terheléssel közlekednek, belépő irányban számottevő az üres jármű. Így a belépő irányú 6 db-os járműsorozatok átlagtömeg megoszlásainál megfigyelhető a medián balra tolódása.



2. ábra: Ártánd mérlegállomáson mérlegelt össztömegek megoszlása 2020-2022-ben.



3. ábra: Ártánd mérlegállomáson mérlegelt 6 db-os járműsorozatok átlagtömegének megoszlása 2020-2022-ben.

Fiktív torlódás esetét vizsgálva, az egymást követő hat jármű átlagtömegeinek medián értékek maximuma a biztonság javára az igen erős felső közelítést jelentő előszűrés után 32 tonna. 95%-os meg nem haladáshoz tartozó érték 37 tonna, 99%-os meg nem haladás esetén pedig 39 tonna (5. táblázat). A megadott értékeket minden esetben egész tonnára a biztonság irányába felfele kerekítve adtuk meg (így pl. a medián értékek maximuma 31,21 t). A hídon adódó esetleges torlódás valószínűsége a kimutatott eloszlás szerinti valószínűségnek töredéke, mivel torlódó-megálló járműsor, mint közlekedési esemény előfordulási valószínűsége már önmagában kicsiny.

5. táblázat: Ártánd mérlegállomáson mérlegelt 6 db-os járműsorozatok átlagtömegének megoszlásfüggvényéhez tartozó megnehaladási értékek 2018-2022-ben.

Év	Irány	Megnehaladás [tonna]		
		50%	95%	99%
2018	kilépő	32	37	39
	belépő	27	34	36
2019	kilépő	31	37	39
	belépő	27	34	36
2020	kilépő	32	37	39
	belépő	26	33	36
2021	kilépő	32	37	39
	belépő	27	34	36
2022	kilépő	31	37	38
	belépő	27	34	36
Átlag		29,2	35,4	37,4
Maximum		32	37	39

A mérlegelési adatsorok a vizsgált öt évben teljesen egyenletes járműteher megoszlást mutatnak. Ez várható is volt, hiszen a teherjárművek közlekedésére vonatkozó jogszabályok nem változtak, s a hatályos jogszabályokon belül pedig a szállítók igyekeznek a lehető legjobb kihasználtságot elérni.

Megjegyzendő, hogy az elemzésben benne hagyott 40 és 60 tonna közötti járművek a fenti értékeket felfelé torzítják, miközben ezek a járművek szintén csak külön hozzájárulással, feltételekkel közlekedhetnek. Ezek nélküli elemzéssel kisebb össztömeg eredmények adódnának.

Természetesen a forgalomnagyság már jelentős eltéréseket mutat a vizsgált mintában és jól tudjuk, a hálózat minden pontján. A forgalomnövekedés azonban a járművek darabszámát érinti, ami kihatással van a fáradásra, így elsősorban az út pályaszerkezetek élettartamára, de a hidak globális teherbírására nincs érdemi kihatása, s nem indokolja a teherszintek növelését sem.

10. FIKTÍV TORLÓDÁS EGYSZERŰSÍTETT VIZSGÁLATA

A hídon torlódó járművek vizsgálatára lássunk egy egyszerűsített közelítést, becslést. Az előző fejezetben ismertetett mérlegelési adatokból számított járműsor átlagtömege legyen 37 tonna/jármű és a jármű hossza és a két jármű közötti szabad távolság együtt legyen 16 m, egyenletes megoszló terheléssel helyettesítve 23,125 kN/fm. A személygépkocsikat és kisteherautókat vegyük fel 2 tonna egyedi értékkel 7 m-re vetítve, 2,86 kN/fm értékkel helyettesítve. Természetesen ezen járműterheket itt teljesen önkényesen vettük fel, így ezek helyessége vitatható, de jelen egyszerű vizsgálathoz részletesebb kiinduló adatok hiányában mégis használhatóak.

Az M0 jobb pályán lévő, 2013-ban épült Deák Ferenc Duna-hídra „gondolva” vegyünk egy 3 x 108 m támaszközü folytatólagos gerendatartót. A 18 m hasznos széles kocsipálya négy forgalmi sávra legyen felosztva. A dinamikus tényező hatályos ÚME szerint 1,094.

Biztonság javára közelítve elhanyagoljuk a kereszteloszlásból adódó szabályzat oldali többlet teherbírást, a vizsgálatot közelítésként csak egyszerű rúdmodellen végezve, a középső nyílás mezőközépi legnagyobb nyomatéka ÚME szerint (80 tonnás A teher + 3 kN/m² megoszló teher 18 m szélességben, dinamikus tényezővel) 29 615 kNm. A közbenső támasz feletti szabályzat szerinti negatív nyomaték pedig 30 798 kNm.

Gondolatban a fenti torlódott járműsorból tegyünk a hídra három sávnyit és egy sávnyi személygépkocsit és végezzük el a szabályzati és fiktív teher igénybevételeinek összehasonlítását. Így az összegzett önkényes fiktív élmenti megoszló terhünk értéke 3 x 23,125 kN/fm + 2,86 kN/fm, összesen 72,235 kN/fm. E megoszló élteherből képzett középső mezőközépi legnagyobb nyomaték 25 282 kNm

(85,4%), a közbenső támasz feletti negatív nyomaték pedig 30 064 kNm (97,6%) – zárójelben megadtuk a szabályzati értékre vetített kihasználtságot.

Tehát három (!) sorban álló önkényesen felvett és álló tehergépjármű sor, amelyből kiszórtunk minden 10 tonnánál könnyebb járművet, a vizsgált hídon nem okoz nagyobb igénybevételt, mint a ma hatályos szabályzati teher.

Rövidebb támaszköz esetén ennél kedvezőbb arányokat kapunk, nagyobb támaszköz esetén pedig rosszabbakat (várhatóan torlódó nehézgépjárművek sok sávban való parkolásával a Pentele Duna-híd modernizálásán, mint rekord nyílású hídon, a közeljövőben nem kell számolnunk).

A torlódó, tehergépkocsik okozta különleges tehereset klasszikus példája a záhony Tisza-határhíd. Itt a híd képezi a két határállomás közötti „senki földjét”, s sajnos nem ritkán a határellenőrzést végző szervek a híd teleparkoltatásával demonstrálták, hogy a várakozás csak a másik ország miatt van. 1996-ban a régi, két forgalmi sávós rácsos híd két oldalán egy-egy önálló felszerkezet épült a teherforgalom részére. Magyarországon először, a magyar fél javaslatára itt alkalmazták az Eurocode szerinti járműterheket, ellenőrizve a hidat az ukrán szabvány mellett az ekkor még csak készülőfélben lévő Eurocode előírastervezetre is (Egy forgalmi sávós felszerkezeten 2 x 300 kN ikertengelyre és ezzel egyidejű 3 m szélesen számított 9 kN/m² megoszló terhelésre).

E rövid egyszerűsített elemzés szerint tehát az itt felvett statisztikai esetben a híd túlterhelésének kockázata nem áll fenn.

11. EGYSÉGES JELÖLÉSRENDSZERRŐL

Hídüzemeltetés során sarkalatos kérdés a meglévő hidak teherbírása, ami sajnos a tapasztalatok szerint a tervekben nem mindig derül ki egyértelműen. A szakmai szabályok világosak, fel kell tüntetni az alkalmazott szabványt és terhelési osztályt, mégis a múltban nagyon sok bizonytalanság adódott a nem szabatos gyakorlat miatt. Éppen ezért a készülő új előíráshoz kapcsolódóan, amely alapvetően új rendszerű terhelési osztályokat vezet be, mindent meg kell tenni, hogy a múlt ezirányú hibáit ne ismételjük meg.

A hatályos Eurocode teherosztályait nézve 2006-ban volt háromféle, 2010 után pedig másik kétféle terhelési osztály. A teherosztályokat római számokkal jelöli a szabvány, miközben mind a 2010 előtti, mind a 2010 utáni szabvány jelölése azonos: MSZ EN 1991-2:2006.

Egységes jelölésrendszer alkalmazásával egyszerre kaphatnánk információt a teherszint jellemző nagyságáról és a mögöttes szabványkörnyezetről. Ez megvalósult korábban, mikor a különböző évjáratú szabályzatokhoz tartozó A-B-C-jelű terhekből adódott kuszaságában egyszerű rendet teremtett a hozzá rendelt évszám (A/56, A/67, A/86, A/2001, A/2010).

Az ÚME végleges teherosztályai várhatóan nem lesznek azonosak a hatályos MSZ EN szerinti teherosztályokkal, így különösen fontos a markáns megkülönböztetés a kétféle előírás szerinti teherszintek között. A MAÚT vitanapon elhangzott, hogy az MSZ EN nemzeti mellékletét egyszerűen a készülő ÚME szerinti teherosztályokra kell cserélni, azonban tapasztalatból tudhatjuk, hogy az ilyen szabványmódosítások hosszadalmasak és kimenetelük is kétséges, ezért nem szabad erre hagyatkozni.

A teherszint egyszerű gyors beazonosítása segíti a nyilvántartást és ezen adat felhasználását kapcsolódó területeket, így például az útvonalengedélyezés során.

Egyedi jellelre vonatkozó javaslatot a 6. táblázat tartalmazza. Próbáltunk olyan jelet alkotni, ami a lehető legtömörebb, jelöli a mögöttes szabványt, előírást és beszédes a teherszint vonatkozásában is. Az EC és az ÚME a számítás alapjául szolgáló szabványt vagy előírásra utal. Az első szám a teherosztályhoz tartozó ikertengelyek összege kN-ban. A harmadik szám a bevezetés évszámát mutatja.

6. táblázat: Javaslat terhelési osztály jelölésre.

Terhelési osztály jele	Mögöttes szabvány, előírás	Megjegyzés
EC-1200:2006	MSZ EN 1991-2:2006 - 2010 előtti terhelési osztályai	I. terhelési osztály
EC-1080:2006		II. terhelési osztály
EC-720:2006		III. terhelési osztály
EC-920:2010	MSZ EN 1991-2:2006 - 2010 utáni terhelési osztályai	I. terhelési osztály
EC-800:2010		II. terhelési osztály
UME-1200:2024	2024-ben megjelenő	példa 1.
UME-920:2024	Útügyi Műszaki Előírás KHT 2.	példa 2.

A javasolt jelrendszer rövid tömör, egyúttal markánsan különbözik az eddigiektől. A jelölésre vonatkozó javaslat része az is, hogy a készülő ÚME előírás vonatkozó fejezetében már ilyen jellegű jelölés jelenjen meg az európai szabvánnyal teljesen összetéveszthető római számozás helyett. Ezért a jelrendszer ÚME-ra vonatkozó része mindenképp a készülő kötethez tartozik. Az Eurocode szerinti terhelési osztályokra vonatkozó jelölések megadása szerencsés módon szintén a KHT 2. kötetben megadható lenne, vagy kerülhet ez a KHT 1. általános előírások kötetébe is.

12. TEHERSZINTEKRŐL

A hatályos ÚME szerinti A-jelű teher szint eddig elegendő volt mind a közúti teherforgalmi, mind a katonai igények szempontjából. Az elmúlt évtizedekben egyértelmű hidász szakmai konszenzus alakult ki, hogy az A-jelű teher szint elegendő – ezért lett a nemzeti mellékletben az MSZ EN I. terhelési osztály csökkentve), s konszenzus alakult ki abban is, hogy a közúthálózaton A-jelűnél kisebb teherbírási hídszerkezet ne épüljön – ezért lett lényegében kivezette a B-jelű terhelési osztály.

Az Unitef83 Zrt. tanulmányból (Bartus et al 2023) az is látható, hogy a hatályos magyar nemzeti melléklet szerinti Eurocode teher szintjeink a legkisebbek. Európa döntő többségében használt alapértékre való áttérés önmagában is jelentős emelést okozna a magyar gyakorlatban.

A különböző teher szintekre nagyon gyors, használható összehasonlítást kaphatunk, ha egy 9 m széles hídpályára vetítve adódó három forgalmi sáv ikertengely és megoszló terheit egyszerű rúdmodellen vizsgáljuk. Így nem vesszük figyelembe a kereszteloszlást, de mivel az egyes teher osztályok közötti arányokat kívánjuk most csak becsülni, a kereszteloszlás miatt töredék hatást okozó sáv az összehasonlítandó két teher osztályt hasonlóan torzítja, így az összehasonlítás mégis használható eredményt ad nekünk.

Egyszerű kéttámaszú tartót tekintve mezőközépi nyomatékokat számoltunk, az ikertengelyeket egyetlen összegzett tengellyel helyettesítve. A hasznos teher szintek vonatkozásában 100%-nak vettük minden esetben a 2010. évi módosítással bevezetett Eurocode I. osztályt, ami kvázi azonos az ÚME szerinti A-jelű teherrel (valójában néhány százalékkal felette van), százalékosan is megadva a hasznos teherből származó igénybevétel arányokat (7. táblázat).

7. táblázat: Teher szintek összehasonlítása.

Ssz.	Teherosztály		tk=20m		tk=30m		tk=50m		tk=100	
			M [kNm]		M [kNm]		M [kNm]		M [kNm]	
1	Eurocode 2010-szerinti I.		6 430	100%	11 017	100%	22 937	100%	68 750	100%
2	Eurocode 2010-szerinti II.		5 560	86%	9 510	86%	19 750	86%	59 000	86%
3	Eurocode alapérték		8 100	126%	13 725	125%	28 125	123%	82 500	120%
4	tervezet 2023. szept.	javaslat I.	8 857	138%	15 429	140%	32 859	143%	101 438	148%
5		javaslat II.	8 100	126%	13 725	125%	28 125	123%	82 500	120%
6		javaslat III.	6 430	100%	11 017	100%	22 937	100%	68 750	100%
7		javaslat IV.	5 560	86%	9 510	86%	19 750	86%	59 000	86%
8	Németország DIN 1991-2+NA		9 146	142%	16 077	146%	34 659	151%	108 638	158%
9	tervezet 2023.	javaslat I.	8258	128%	14529%	132%	31359%	137%	98438%	143%
10		n.a.								
13	Ajánlás	ÚME-1200:2024	8 100	126%	13 725	125%	28 125	123%	82 500	120%
14		ÚME-920:2024	6 430	100%	11 017	100%	22 937	100%	68 750	100%

A mintaszámításból látható, hogy a hasznos járműteher Eurocode alapértékre való növelése a támaszköz függvényében 20-26% többlet igénybevételt okoz. A javasolt emelés alapjául felhasznált német teherszint esetén a többlet igénybevétel 42-58%. A táblázatban az Eurocode szerinti értékek mellett látható az előírastervezet szeptemberi és októberi szövegtervezete szerinti számítások, valamint két javasolt teherosztály számítása is. A nagyobbik ajánlott osztálynak az Eurocode alapértéket vettük, csökkentett osztálynak pedig az A-jelűvel azonos teherszintet (6. és 7. táblázat).

Vizsgálni kell az előírásba rögzítendő legkisebb teherszintet is. A fentebb hivatkozott kialakult szakmai konszenzus szerint határozott cél, hogy A-jelűnél kisebb teherbírású közúti hidak ne épüljenek. A meglévő hídállomány túlnyomó többsége ezt a teherszintet tudja, s semmi sem indokolja e gyakorlat megváltoztatását. A MAÚT vitanapon ugyan elhangzott, hogy felesleges mindent A-jelűvel azonos szintre építeni és így ez felelőtlen gazdálkodás volna. Ezen állítást azonban nem támasztotta alá semmi konkrét adat, illetve a javasolt német előírás indoklásakor a többletköltség annullálása útépitésbe bújtatott aránycsökkentése itt pont ellentétes konklúziót ad. A javaslatban esetlegesen mégis megfogalmazott A-jelű alatti terhek esetében emellett fokozottan felmerül a honvédelmi egyeztetés és jóváhagyás szükségessége.

Végezetül a javasolt kisebb terheket kereszteloszlás szempontjából is elemezni kell, hiszen a híd szélére kitolható 80 tonnás A-jelű teherhez képest a 2023. szeptemberi szövegváltozat IV. terhelési osztálya is 80 tonna koncentrált terhet tartalmaz, de ebből csak 48 tonna van a szélső forgalmi sávban, így szokásos (pl. 2x1 sávós, 2x2 sávós) geometriai arányok esetén az lényegesen kisebb igénybevételt ad.

13. JAVASLATOK

A hasznos jármű teherszint módosításának indoklását a teher alapértéki elemzésével kell elvégezni, megadva az emelés indoklását, s csak ezt követheti az emelés járulékos hatásának vizsgálata.

A teherszint megállapításakor figyelembe kell venni a teherintenzitás várható növekedését, ami közlekedéspolitikai szakkérdés. Megvizsgálandó, hogy a jogszabályokban megadott engedélyezett terhelések változására kell-e készülni. Ehhez szükséges, hogy az előírastervezet készítésében részt vegyen ezirányban járatos szakember, illetékes döntéshozó is.

Elemezni kell a rendelkezésre álló magyar teherforgalmi adatokat, ténylegesen előforduló terheléseket, részletesebben ellenőrizve a forgalmi torlódásból származó rendkívüli állapotokat is, és ezek előfordulási valószínűségét.

A teherszintre vonatkozó javaslatot honvédelmi szempontból egyeztetni kell, biztosítva a katonai szállításhoz szükséges teherbírást. Ez hatványozottan érvényes hatályos A-jelű teherszintnél kisebb terhelési osztályok esetén.

Ne csökkenjen a hidakra előírt teherszint, azaz ne legyen a hatályos A-jelűnél kisebb terhelési osztály.

A teherszint emelése az Eurocode szerinti alapértékre önmagában is jelentős hasznosterher növekményt adna (20-26%) és Európa túlnyomó többségében érvényes teherszintet kapnánk. E szempontból ilyen mértékű emelés elfogadható.

Az új teherszint kiválasztásának folyamatát, indoklását, okait soron kívül publikálni kell lehetőséget adva az érdemi szakmai egyeztetésre. Ennek módszertana legyen ismert, egyeztetett és bírja a szakmai egyetértését is.

A készülő ÚME és a hatályos Eurocode-kötetek közötti eltéréseket, kiegészítéseket, változtatásokat az ÚME megjelenése előtt tételesen publikálni kell, minden tételhez megadva az eltérés, kiegészítés, változtatás okait, szükséges magyarázatát.

A hidak erőtanai számítására készülő ÚME egyéb sarkalatos kérdéseiről is (mint például a tárgyalat teherszintekhez szorosan kapcsolódó kombinációs Ψ_1 tényezők) részletes indoklást kell közkinccsá tenni az előírás megjelenése előtt, lehetőséget adva a szakmai konzultációra, egyetértés vagy ellenvélemény megfogalmazására.

Összességében csak olyan Útügyi Műszaki Előírást szabad életbe léptetni, amelynek jóságáról és helyességéről maradéktalanul meg vagyunk győződve. Fel sem merülhet olyan, hogy „puding próbája az evés, s majd 2-3 év múlva felülvizsgáljuk, hogy bevált-e”. A tárgyi ÚME-val szemben alapkövetelmény, mint minden szabvány esetében a szakmai konszenzus, a közmegegyezés, az önkéntesség, az egyértelműség, az ellentmondás-mentesség, az illeszkedés a jogszabályokhoz, az ismételtek és halmozások kerülése, s végül a tárgyszerűség.

14. IRODALOMJEGYZÉK

- [1]: Bartus, R., Kővári, Á. & Németh, G. 2023: Észrevételek és javaslatok a készülő új e-UT 07.01.12 Közúti hidak erőtanai számítása című Útügyi Műszaki Előíráshoz. In *Útügyi lapok* 11. évf. 2023/18
- [2]: Farkas, Gy., Kovács, T. & Szalai, K. 2010: Tartószerkezeti Eurocode-ok Javaslat a hazai alkalmazás legfontosabb nemzeti paramétereire - 1. rész. p. 3-7. In *Beton* XVIII/5 2010 - 2. rész. p. 10-14. In *Beton* XVIII/6 2010
- [3]: Farkas, Gy. 2006: A tartószerkezeti Eurocode-ok. *Közúti és Mélyépítési Szemle*, LVI. évf. 1. szám
- [4]: Farkas, Gy., Huszár, Zs., Kovács, T. & Szalai, K. 2006: Betonszerkezetek tervezése az Eurocode alapján. *Közúti hidak, épületek*. Terc.
- [4]: Farkas, Gy., Szalai, K. & Kovács, T. 2000: A közúti hídszabályzatok teherbírási követelményeinek változása a XX. században, összehasonlítás az Eurocode-dal. *Közúti és Mélyépítési Szemle*, 50. évf. 8. sz., p. 174-181.
- [5]: Farkas, Gy., Kovács, T., Szalai, K. 1999: A hazai közúti vasbeton hídszabályzatok és az EUROCODE szerinti méretezés összehasonlításának eredményei. In *Vasbetonépítés* 1999/3
- [6]: Freundt, U., Böning, S. et al. 2011: Anpassung von DIN-Facberichten „Brücken” an Eurocodes, Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkungen auf Brücken”, Berichte 8/2 der Bundesanstalt für Strassenwesen, Brücken und Ingenieurbau Heft B 77, Bergisch Gladbach, Februar, 2011.
- [7]: Hajós, B. 2022: Az Útügyi Műszaki Előírások szerepe az útépitésre vonatkozó szabályrendszerben. In *Útügyi lapok* 10. évf. 2022/16 p. 10-17, <https://doi.org/10.36246/UL.2022.1.02>
- [8]: Hanswille, G., Hensen, W., Feldmann, M. & Sedlacek, G. 2010: Design of Steel Bridges – Overview of key content of EN 1993-Eurocode 3 – Illustration of basic element design, G. Hanswille, W. Hensen, M. Feldmann, G. Sedlacek, Dissemination of information for training, Vienna, 4-6. October 2010. p. 12-24.
- [9]: Kolozsi, Gy., Loykó, M., Szalai, K. & Träger, H. 2001: Változások a közúti hidak tervezésében (1.) In. *Közúti és mélyépítési szemle* 51. évf. 2001/8 p. 313-321
- [10]: Kolozsi, Gy.: A hídtervezési Útügyi Műszaki Előírások átdolgozása. In *Hidász napok 2021 előadásainak gyűjteménye, Lánchíd füzetek* 29. Első Lánchíd Bt. Biri, 2022 p. 91-97
- [11]: Kovács, T. 2006: Közúti hidak terhei az Eurocode szerint. *Közúti és Mélyépítési Szemle*, LVI. évf. 2. sz.
- [12]: Szalai, K., Farkas, Gy. & Kovács, T. 2002: A teherhordó szerkezetek kelet és nyugat európai biztonsági szintjeinek optimalizálása az EC előírásaiban. *Közúti és Mélyépítési Szemle*, 52. évf. 5. sz. (2002.), p. 202-211.
- [13]: Szalai, K. & Kovács, T. 2003: A teherbírási követelmények változása az egymást követő MSZ előírásokban és az Eurocode-ok. *Vasbetonépítés* 2003/3, p. 76-82.
- [14]: Träger, H.: A közúti hídszabályzatban foglalt méretezési előírások 1967. évi módosításának műszaki-gazdasági elemzése. Akadémiai doktori értekezés, Budapest, 1968 p. 72.



Virtuális inerciapont módszeren alapuló útpályaszerkezet diagnosztikai eljárás elméleti alapjainak kidolgozása

Primusz Péter, Tóth Csaba

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőmérnöki Kar, Út és Vasútépítési Tanszék

E-mail: toth.csaba@emk.bme.hu, peter.primusz@emk.bme.hu

DOI: [10.36246/UL.2023.2.04](https://doi.org/10.36246/UL.2023.2.04)

KIVONAT

Annak nyomán, hogy korábbi kutatások felvetették az elvi lehetőségét, hogy az FWD mérési eredményekből akár az útpályaszerkezet rétegvastagságok is meghatározhatók, ezen gondolatot továbbfejlesztve kidolgoztunk egy olyan algoritmust, amely alkalmazásával a rétegvastagság elvárt pontosságú becslése megvalósítható. A módszer a behajlási teknő egy kitüntetett pontján az ún. inerciaponton alapul. A kidolgozott módszer az inerciapont elvén alapul és nem csak a teljes pályaszerkezet vastagságot, hanem minden ejtési pontban a teljes aszfaltvastagságot is megadja.

Kulcsszavak: FWD, GPR, behajlási teknő

ABSTRACT

FWD equipment is used worldwide to assess the condition and load-bearing capacity of road structures. However, the surface deflection basins, which they can also provide, give additional information with a wider range of applications and it is useful for pavement structure diagnostics, by applying the more recent approach discussed in this paper.

Following previous research that has suggested the theoretical possibility of determining pavement layer thicknesses from FWD measurements, we have developed an algorithm to estimate the pavement layer thickness with an expected accuracy. The developed method is based on the principle of the point of inertia and provides not only the total pavement thickness but also the total asphalt thickness at each slope point.

Keywords: FWD, GPR, surface deflection basin

Primusz Péter

A Soproni Egyetem (SOE) Erdőmérnöki Karán a Geomatikai, Erdőfeltárási és Vízgazdálkodási Intézet munkatársa. Fő kutatási területe az útfenntartás és az útpályaszerkezetek méretezése, megerősítése. PhD hallgató a BME Út és Vasútépítési Tanszéken.

Tóth Csaba

A Magyar Mérnöki Kamara, a Közlekedéstudományi Egyesület, a Magyar Úti Társaság tagja, jelenleg az BME Út és Vasútépítési Tanszék docense. Korábban a Csongrád Megyei Állami Közútkezelő Kht., illetve az Állami Közúti Műszaki és Információs Kht. osztályvezetőjeként a magyar útiügyi adminisztrációban dolgozott. Később a Strabag Konzern mérnökeként részt vett az épülő hazai országos közúthálózat minőségellenőrzésében, valamint a Konzern nemzetközi és hazai kutatásaiban. Közlekedési építőmérnöki szakértőként, tervezőként, illetve műszaki ellenőrként közreműködött számos hazai burkolat-megerősítési projektben. Kutatási területe: hajlékony útpályaszerkezetek igénybevétele, méretezése, teherbíró-képessége, megerősítése. Publikációinak száma: több mint 100

1. BEVEZETŐ

Az útpályaszerkezetek állapotának felmérésére a gyakorlatban két fő vizsgálati módszert különböztetünk meg: a roncsolásost és a roncsolásmentest.

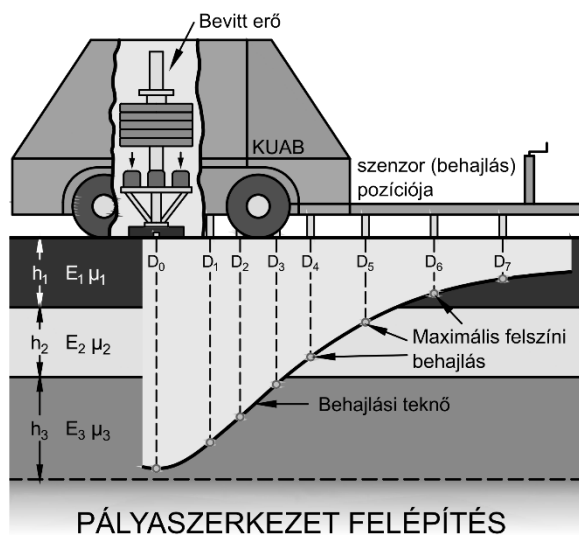
A roncsolásos vizsgálatok fúrt vagy kivágott mintákkal dolgoznak, azok laboratóriumi vizsgálatát értjük rajtuk. Ezek a módszerek pontos eredményeket adnak, gondoljunk csak a vastagságmérésre, mégis számos hátránnyal jár alkalmazásuk. Ilyen például a pályaszerkezetben okozott szerkezeti kár, vagy a valós idejű mérés lehetetlensége, valamint a mintavételek gyakran forgalmi zavarokat is keltenek. Ennek fényében érthető, hogy manapság a helyszíni útállapotértékeléseknél a roncsolásmentes vizsgálatokat részesítik előnyben, mivel gyorsan és zavarásmentesen lehet nagymennyiségű mérést úgy végrehajtani, hogy közben nem okozunk kárt a vizsgált szerkezetben.

Az útpályaszerkezet diagnosztikában alkalmazható roncsolásmentes vizsgálatok részletes áttekintése megtalálható [1] munkájában. Az ott felsorolt eszközök és eljárások közül, mi most csak az ejtő súlyos behajlasmérő berendezéssel (Falling Weight Deflectometer, FWD) és a földradar (Ground-Penetrating Radar, GPR) méréstechnológiával foglalkozunk. Hagyományosan az FWD berendezéssel a kialakuló alakváltozások alapján a szerkezeti teherbírást, a földradarral pedig elsősorban az útpályaszerkezetet felépítő rétegek vastagságát határozzuk meg. Ennek a két vizsgálatnak a kombinálása lehetővé teszi, hogy a földradarral mért rétegvastagságokhoz teherbírási modulusértékeket rendeljünk [2]. A teherbírási adatok alapján pedig már elvégezhető az útburkolat állapotának minősítése és rangsorolása, amelyet később a karbantartási, illetve felújítási stratégia kidolgozásához is felhasználhatunk.

A gyakorlatban viszont nem mindig áll egyidejűleg rendelkezésre mind a két méréstechnika. Így a lokális pontokban 20-25 méterenként az FWD berendezéssel mért behajlásadatok térbeli kiterjesztése egyáltalán nem egyértelmű és könnyű feladat. Borecky et al. (2019) [3] kimutatták, hogy az FWD és GPR berendezések eredményei és a tesztpályák mechanikai tulajdonságai korrelálnak egymással. Erős regressziós kapcsolatot találtak egy adott szelvényben a GPR visszavert jelek átlagos amplitúdója és az FWD központi behajlás között, a korrelációs együttható 0,67 és 0,94 között változott a tanulmányban. Ez alapján feltételezhető, hogy az FWD berendezés nem csak a rétegmerevségek, hanem a rétegvastagságok meghatározására is alkalmas lehet, továbbá a folytonos GPR rétegvastagságokkal (mint segédváltozóval) a lokális teherbírási adatok is kiterjeszthetők az út minden szelvényére. Jelen cikkben elsődleges célja annak megvizsgálása, hogy az FWD és GPR berendezések szoros integrációjának milyen jelenlegi és jövőbeni lehetőségei vannak a földműteherbírás és a rétegvastagságok szempontjából.

2. EJTŐSÚLYOS BEHAJLASMÉRŐ BEREDEZÉS (FWD)

A gyakorlatban az impulzussal operáló behajlasmérő berendezések általában egy lökéscsillapítóval ellátott tárcsára – a helyzeti energia felhasználásával – adott magasságból adott tömeget ejtenek le. Az útpályára ható terhelési impulzus rugalmas alakváltozásokból álló, a terhelési centrumból kiinduló „hullámfrontot” eredményez. A függőleges elmozdulások maximális értékeit a terhelési lemez közepén és több, a terhelési centrumtól sugár irányban elhelyezett érzékelőkkel rögzítik. Ezek a behajlások a terhelési impulzus függvényében jellemzik a pályaszerkezet szerkezeti szilárdságát. A mérés közben rögzített behajlási teknő lényegesen több információt szolgáltat a pályaszerkezet pillanatnyi állapotáról, mint a központi behajlás, így pontosabban határozható meg annak teherbírása, hátralévő élettartalma és az esetlegesen szükséges erősítőréteg vastagsága (1. ábra).



1. ábra: Az FWD működésének sematikus ábrázolása (balra) és a KUAB FWD vizsgálóberendezése (jobbra).

Az ejtő súlyos behajlásmérő berendezés mérési eredményét kiegészítve a pályaszerkezet felépítésének adataival (rétegek típusa és vastagsága), alkalmazható valamilyen „backcalculation” eljárás, amivel a pályaszerkezeti rétegek teherbírási modulusát a mérési adatokból vissza lehet számolni. A visszszámoláson alapuló eljárások általában a többretegű pályaszerkezetekre kidolgozott mechanikai számítási módszereket alkalmazva, az ismert adatokból kiindulva, iterációs eljárással határozzák meg a mért lehajlásvonalat legjobban megközelítő pályaszerkezeti jellemzőket. A módszer egyik fő hátránya, hogy a szerkezetből fúrással szükséges mintát venni a rétegfelépítés meghatározásához.

Az FWD adatok másik feldolgozási lehetősége a behajlási teknőparaméterek alkalmazása. Ez azon a megfigyelésen alapul, hogy a terhelési tengelytől jellegzetes távolságra mért elmozdulások különbsége közvetlenül jellemzi az adott mélységi tartományban lévő szerkezeti rétegek merevségét [4]. Az aszfaltburkolatok jellemzésére a felszíni görbületi index (Surface Curvature Index, SCI) terjedt el, amit a terheléshez közeli $D_0 - D_{300}$ elmozdulásokból számítunk (1. ábra). Az alaprétegek szerkezeti jellemzésére az alap károsodási index (Base Damage Index, BDI) használatos, ami a $D_{300} - D_{600}$ behajlások különbsége. Az alap görbületi indexek (Base Curvature Indices, BCI) jól használhatóak ($D_{600} - D_{900}$) az alap alatti rétegek és a teherhordó általaj elemzésére. Az SCI, BDI és BCI indexek növekedése minden esetben az adott rétegcsoporthoz gyengülésére utal.

3. FÖLDRADAR (GPR)

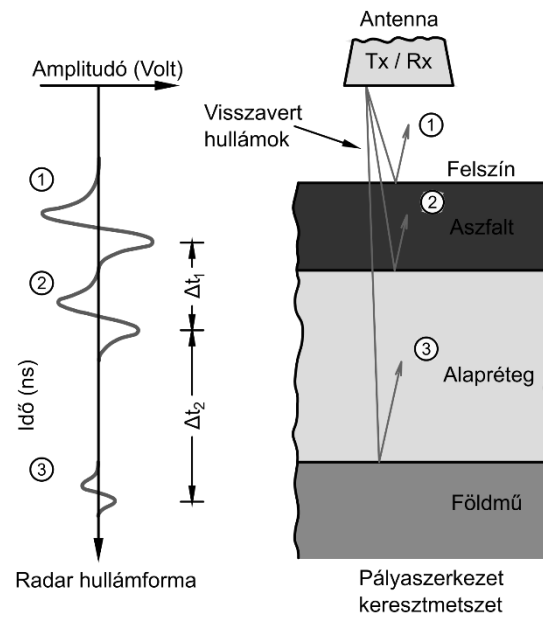
A földradar műszer jellemzően egy adó és egy vevő antennából, egy adatgyűjtő és vezérlő egységből, egy mérőkerékből és opcionálisan egy GPS-ből áll (2. ábra). A földradar adó része nagyfrekvenciás elektromágneses impulzusok sorozatát bocsátja ki. A hullámok a vizsgált közegben részben elnyelődnek, részben visszaverődnek. A visszaérkező jelet (feszültséget) a vevő egység veszi az idő függvényében, digitalizálja és az adatrögzítő egység tárolja. A radarjel terjedése a vizsgált közeg elektromos tulajdonságaitól függ. Ezek közül a két legjellemzőbb, a dielektromos állandó (permittivitás) és a vezetőképesség (konduktancia). Az aszfaltrétegek helyszíni relatív dielektromos állandóját megkapjuk a felületi visszaverődés módszerét (a fémlemez kalibrációt) alkalmazva [5]. A relatív ϵ_r dielektromos állandó ismeretében pedig már lehetőség nyílik egy adott réteg vastagságának kiszámítására (3. ábra):

$$h_i = \frac{c \Delta t_i}{\sqrt{\epsilon_r}} \quad (1)$$

ahol c a fénysebesség (0,30 m/ns), Δt_i az A_1 és A_2 amplitúdók közötti idő, és ϵ_r az anyag relatív dielektromos állandója. Így a radarmérés időtengelye mélységmetszetre alakítható.



2. ábra: A talajradar főbb elemei (forrás: RODEN Mérnöki Iroda).



3. ábra: Radar – pályaszerkezet modell ([5] alapján).

Mivel a GPR berendezés folyamatosan halad az útesten a mérés alatt, a rögzített elektromágneses hullámok visszaverődésének értelmezése megadja az útburkolati rétegek vastagságát.

4. A RÉTEGVASTAGSÁGOK ÉS RÉTEGMODULUSOK KÖZVETLEN FWD MÉRÉSEKBŐL TÖRTÉNŐ MEGHATÁROZÁSÁNAK ELMÉLETI HÁTTERE

Noureldin (1992; 2005) [6, 7, 8] egyszerűsített módszert dolgozott ki az útpályaszerkezeti rétegmódulusok és rétegvastagságok közvetlen meghatározására az FWD mérésekből. Eljárásának lényege, hogy létezik az útburkolat felszínén egy olyan egyedi mérési pont, ami a terhelés középpontjától r_x sugárirányú távolságban van, és ahol a D_x alakváltozás pontosan megegyezik a földmű alakváltozásával (4. ábra):

$$D_x = D(r_x, 0) \approx D(r_x, H) \quad (2)$$

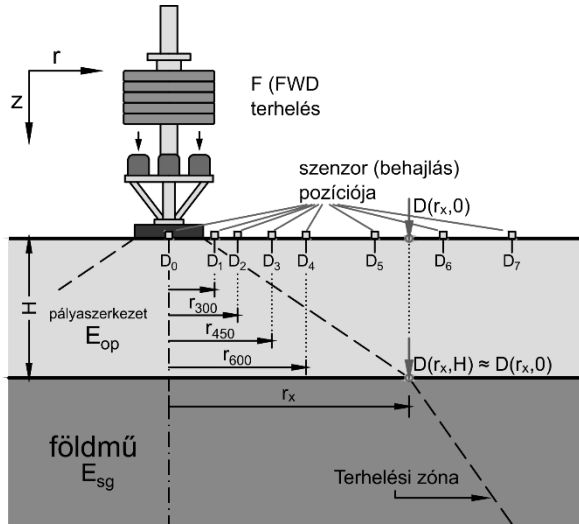
Ha ezt az egyedi helyet megtaláljuk, akkor lehetőség nyílik a földmű és a pályaszerkezet modulusának visszaszámítására, és a teljes pályaszerkezetvastagság becslésére. Morgan és Scala (1965) [9] módosított Benkelman-gerendával kísérleti útszakaszokon mért útburkolat és földmű behajlásadatai alapján (5. ábra) jogosan tételezhető fel ennek a pontnak a létezése. A teljes pályaszerkezetvastagságot Noureldin és Sharaf (1992) [6] az alábbi összefüggéssel javasolta számításba venni:

$$H = 0,5 \left[\frac{D_0 - D_x}{D_x \left(\frac{r_x^2}{76,22} - 1 \right)} \right]^{1/3} \cdot (4r_x^2 - 23225,76)^{1/2} \quad (3)$$

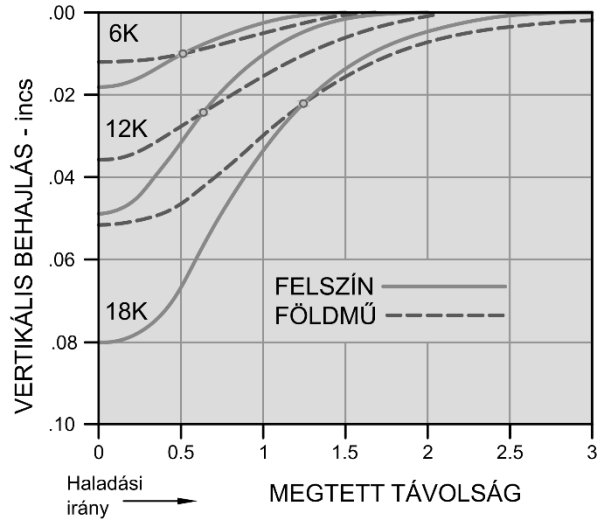
ahol D_0 , D_x , r_x és H mm-ben vannak értelmezve. A fenti egyenlet a kétrétegű útpályaszerkezetek [10, 11] megoldásain, valamint [12] egyenértékvastagság fogalmán alapul [6]. A számításhoz szükséges egyedi r_x mérési hely visszaszámítható, ha rendelkezésre állnak megbízható vastagsági adatok. Minden a terhelés tengelyén kívül mért behajlásadathoz tartozik egy H vastagságérték a (3) összefüggés szerint,

ezek közül a forgatókönyvek közül nekünk pedig az felel meg, ami egybevágnak a fúrásokkal feltárt vastagságadatokkal.

Arra az esetre amikor nem áll rendelkezésünkre vastagsági adat, [6] a következőt javasolja. Ábrázoljuk az FWD mérések $r_x D_x$ szorzatát a terhelés középpontjától r_x sugarirányú távolságokban, majd megkeressük ennek a görbének a maximumát (6. ábra).



4. ábra: A függőleges alakváltozások egyezősége a burkolat felszínén, illetve H mélységben, FWD terhelés esetén ([13] alapján).



5. ábra: A földmű és a felszín függőleges alakváltozási profiljai különböző tengelyterhelések esetén. [9] alapján.

Az így meghatározott r_x távolságot kell behelyettesíteni a (3) egyenletbe. Az elgondolás mechanikai alapját Boussinesq homogén végtelen féltérre kidolgozott egyenletei adják:

$$E_c = 2 \frac{(1 - \mu^2)qa}{D_0} \quad \text{ha } r < 0,25a \quad (4)$$

$$E_c = C \frac{(1 - \mu^2)qa^2}{r_x D_x} \quad \text{ha } r > 0,25a \quad (5)$$

ahol E_c kompozit modulus, q kontakt feszültség, a terhelő tárcsa sugara, μ a földmű Poisson-féle tényezője, D_x a mért behajlások a terhelés tengelytől r_x sugarirányú távolságokban, C alakváltozási állandó. Boussinesq koncentrált erőre kidolgozott (5) képlete alapján a homogén végtelen féltér felszíni elmozdulása fordítottan arányos a terheléstől mért távolsággal, ezért az E_c kompozit modulus ott lesz a legkisebb, ahol az $r_x D_x$ szorzat a legnagyobb (7. ábra). Mivel a teljes H rétegvastagság definíció szerint a térszíntől a legkisebb teherbírású rétegig tart, a továbbiakban azt is feltételezzük, hogy a legalsó földműréteg teherbírása a legkisebb, így azt jól közelíthetjük az $r_x D_x$ helyen számolt kompozit modulussal:

$$E_{sg} \approx E_c(r_x, D_x) \quad (6)$$

Abban az esetben, ha nincsen egyértelmű maximuma az $r_x D_x$ görbének (lásd 2 típus 6-7. ábrákon), akkor a helyszíni fúrásokból, földradar szelvényekből vagy az útnyilvántartási rendszerek vastagság adataiból számolhatjuk vissza a keresett radiális távolságot.

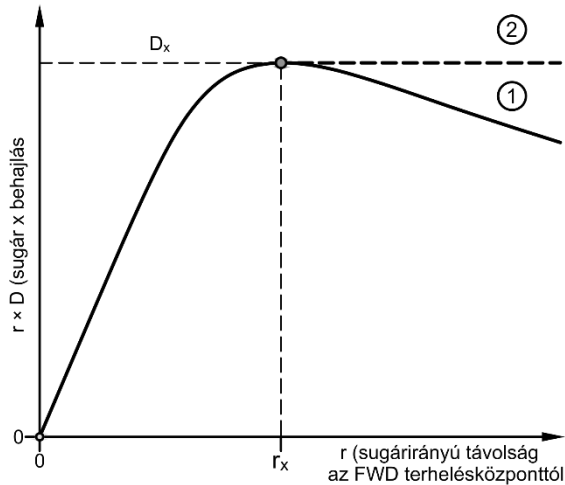
Az AASHTO (1993) [14] útmutató függelék tartalmaz egy algoritmust az E_{sg} földműmodulusnak és a teljes útpályaszerkezet E_{op} egyenértékű modulusának meghatározására. A földmű modulus $a = 150$ mm, $q = F/\pi a^2$ és $\mu = 0,5$ Poisson-féle tényező behelyettesítése után Boussinesq (5) képletével javasolja azt számítani:

$$E_{sg} = \frac{112,5F}{r_x D_x} \quad (7)$$

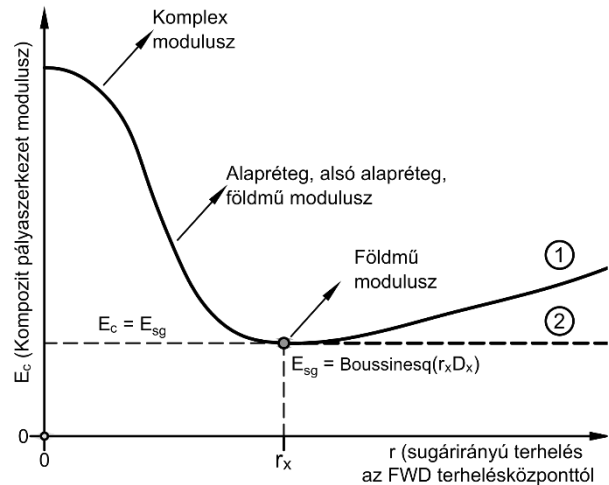
Többrétegű pályaszerkezetmodellek adatait kielemezve r_x értékre a következő kritériumot fogalmazták meg:

$$r_x \geq 0,7a_e \quad (8)$$

ahol a_e az ún. effektív sugár.



6. ábra: Sugár, illetve sugár $\times$ alakváltozás diagramja.



7. ábra: Kompozit modulus, illetve radiális távolság diagram ([13] alapján).

Az effektív sugár nem más, mint a terhelő tárcsáról kiinduló feszültségkúp metszéspontja a földműszinttel, amit a helyettesítő rétegvastagságok elmélete alapján az alábbi képlettel tudunk közelíteni:

$$a_e = \sqrt{\left[a^2 + \left(H^3 \sqrt{\frac{E_{op}}{E_{sg}}} \right)^2 \right]} \quad (9)$$

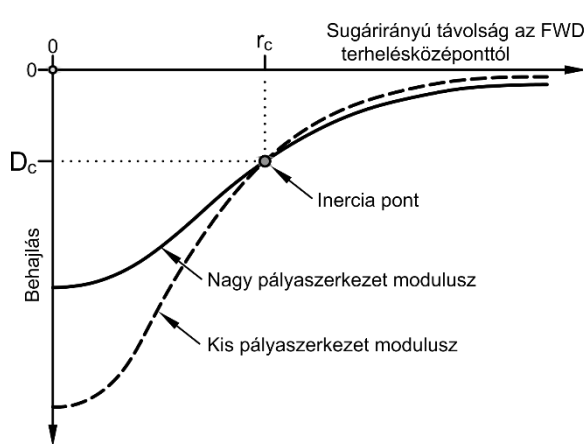
Az effektív sugárhoz szükséges E_{op} moduluszt visszaszámolhatjuk a D_o központi behajlásból, az E_{sg} földműmodulus és a teljes H pályaszerkezetvastagság behelyettesítésével a (10) összefüggésbe:

$$D_o = 1,5qa \left\{ \frac{1}{E_{sg} \sqrt{1 + \left(\frac{H^3}{a} \sqrt{\frac{E_{op}}{E_{sg}}} \right)^2}} + \frac{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{H}{a} \right)^2}}}{E_{op}} \right\} \quad (10)$$

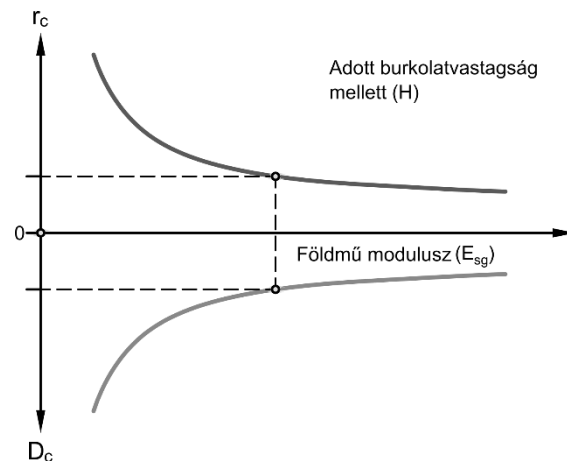
A (7-8-9-10) összefüggések birtokában a számítás algoritmus a már összeállítható. Az FWD berendezés r_x és D_x adatait egymás után behelyettesítjük a (7) összefüggésbe, és kiszámítjuk az E_{sg} földműteherbírást az aktuális szenzorpozícióhoz. A tárcsaközép D_o süllyedés hőmérséklet korrekcióját követően, a teljes H pályaszerkezetvastagság és az E_{sg} földműmodulus felhasználásával a (10)

egyenletből megkapjuk E_{op} értékét. Az effektív sugarat (9) alapján meghatározzuk. Végül ellenőrizzük (8) kritérium teljesülését. Ha a kritérium teljesül, a számításnak vége, ha nem, akkor a következő szenzor adataival újratekadjuk a folyamatot. Annak ellenére, hogy az AASHTO (1993) [14] eljárás nem alkalmas közvetlenül az útpályaszerkezet teljes H vastagságának visszaszámítására a behajlásadatokból, mégis célszerűnek láttuk azt ismertetni, mivel útmutatást ad r_x távolság értelmezéséhez és meghatározásához.

Noureldin (1992) [7] megállapításait, kicsivel később Sun, Hachiya, & Yao (1995) [15] megerősítette, amikor is kétrétegű betonútpályaszerkezetek rétegmodulusainak visszaszámításakor felfedezték, hogy létezik egy pont a behajlási teknőn, amelynek a behajlásértéke nem függ a felső burkolati réteg modulusától.



8. ábra: A különböző burkolati modulusoknak megfelelő sematikus lehajlási vonalak ([16] alapján).



9. ábra: Az r_c , D_c és a földmű modulus közötti összefüggések ([17] alapján).

A pont invarianciájára tekintettel ezt a nevezetes pontot inercia pontnak nevezték el. Erre az eredménye úgy jutottak, hogy számos kétrétegű szerkezet behajlási vonalát kiszámították. A szerkezetek azonos földmű teherbírással és burkolatvastagsággal rendelkeztek, csak a felső burkolati réteg modulusában tértek el egymástól. Intuitív módon belátható, hogy a magasabb felső burkolati rétegmodulus laposabb, míg az alacsonyabb felső burkolati rétegmodulus meredekebb lefutású behajlási teknőt eredményez ugyanazon a földművön. A terhelés tengelyétől távolodva ezért kell lennie egy olyan területnek, ahol az összes behajlási teknő metszi egymást. Ha ez a terület elég kicsi ahhoz, hogy megközelítőleg pontként kezeljük, akkor a fent említett inercia ponthoz jutunk (lásd 8. ábra). Az inercia pont sugárirányú r_c helyzetét és az ott fellépő D_c behajlás nagyságát korrelációs számítással kapcsolatba hozták a földmű E_{sg} teherbírásával és a burkolat teljes H vastagságával (9. ábra):

$$r_c = f(H, E_{sg}) \quad (11)$$

$$D_c = f(H, E_{sg}) \quad (12)$$

Az inercia pont hasznosnak bizonyult a rétegmodulusok visszaszámításakor, mivel mindig egyértelmű megoldást adott a rá épülő eljárás. A módszert végül Zhang és Sun (2004) [17] majd Zang, Sun, és Chen (2017) [18] kiterjesztette a háromrétegű hajlékony útpályaszerkezetekre is.

Noureldin & Sharaf (1992) [7] által feltételezett egyedi mérési hely (r_x és D_x), jó közelítéssel megfeleltethető az inercia pontnak, ezért mi is így hivatkozunk rá:

$$r_x \approx r_c \text{ és } D_x \approx D_c \quad (13)$$

A teljes pályaszerkezetvastagság meghatározását követően [8] megkíséreltek a felső aszfaltrétegek h_{AC} összvastagságát is megbecsülni, a következő tapasztalati képletet dolgozták ki:

$$h_{AC} = 590,24 \left(\frac{D_0 - D_{300}}{3D_{300}} \right)^{1/3} \quad (14)$$

ahol D_0 a központi behajlás, D_{300} pedig a 300 mm-re lévő érzékelő elmozdulása mm-ben. Hasonló eredményeket találunk [19] munkájában, akik korrelációt keresetek és találtak az aszfaltrétegek h_{AC} összvastagságát és az FWD készülék behajlási teknőparaméterei (SCI és BDI indexek) között:

$$h_{AC} = \frac{a + BDI}{b + c \cdot SCI} + \frac{d}{SCI} \quad (15)$$

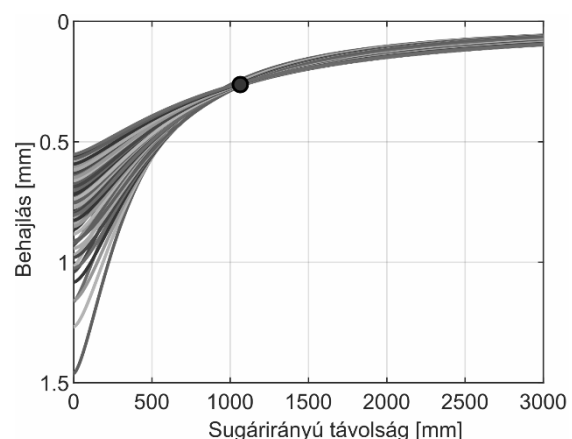
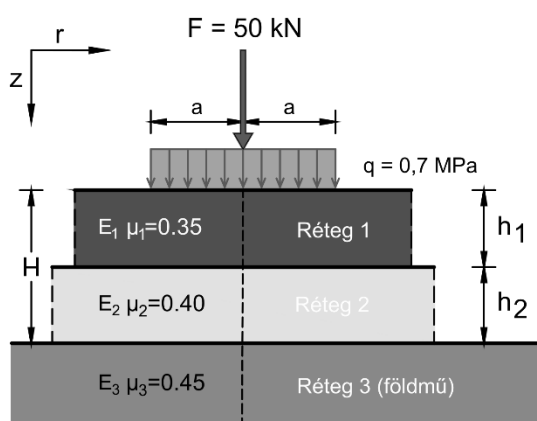
ahol a , b , c és d regressziós együtthatók. A tanulmányban bemutatott $h_{AC} = f(SCI; BDI)$ nemlineáris függvénykapcsolat azt sugallja, hogy egy adott homogén útszakaszon belül az FWD berendezéssel rögzített szerkezeti válaszokból, a deformációkból vissza lehet következtetni az aszfaltrétegek h_{AC} összvastagságára.

Saltan és Terzi (2004) [20] sikeresen alkalmazta a neurális hálókat a rétegvastagságok és a rétegmodulusok visszaszámítására a mért behajlásokból. Később Terzi et al. (2013) [21] többféle adatbányászati technikát is kipróbált, hogy a szerkezet behajlásából a felső aszfaltburkolat vastagságára tudjon következtetni. Vizsgálataikban a pályaszerkezet modellek felső aszfaltburkolat vastagsága csak 4-9 cm között változott. A legjobb eredményeket a KStar (K*) osztályozó és a neurális hálók adták, így ezek a módszerek javasoltak az FWD behajlások feldolgozására. Tovább erősíti ezt az elgondolást [22] munkája, ahol sikerült olyan neurális hálót felépíteni és betanítani az FWD készülék mérései alapján (max. erő, max. elmozdulás, időeltolódás az erő és az elmozdulás között, hullámterjedési sebesség a szenzoroknál és a felületi hőmérséklet), amivel nagypontossággal vissza lehetett számolni az aszfaltrétegek és az alaprétegek vastagságát.

Összefoglalva megállapítható a korábbi kutatások alapján, hogy az elvi lehetőség meg van arra, hogy az FWD mérésekből a vizsgált útpályaszerkezet rétegvastagságait visszaszámítsuk. Erre a célra a legalkalmasabb eszköznek pedig a manapság széles körben elterjedt gépi tanulási módszerek látszanak a hagyományos regressziószámítás mellett.

5. ANYAG ÉS MÓDSZER

Az inercia pontok meghatározásához első lépésként felépítettünk egy szintetikus adatbázist lineárisan rugalmas háromrétegű pályaszerkezetmodellekből (10. ábra). Mindegyik modell egy h_1 vastagságú burkolati rétegből és egy h_2 vastagságú alaprétegből, és az azokat alátámasztó végtelen kiterjedésű rugalmas féltérből állt. Minden réteg egymáshoz szorosan tapadt, és a rétegek mechanikai viselkedése csak a Young-modulustól és a Poisson-tényezőtől függött. A rétegvastagságok és az anyagparaméterek terjedelmét az 1. táblázat mutatja be.



10. ábra: A lineárisan rugalmas háromrétegű pályaszerkezeti alapmodell.

11. ábra: A szerkezetek behajlási vonala által kimetszett inerciapont (72 pályaszerkezet kombináció).

1. táblázat: A pályaszerkezeti modell változó paraméterei.

Paraméter	Tartomány	Növekmény	Eset
1. rétegmodulus [E_1 , MPa]	1000–8000	1000	8
2. rétegmodulus [E_2 , MPa]	100–900	100	9
3. rétegmodulus [E_3 , MPa]	25–250	25	10
1. rétegvastagság [h_1 , mm]	50–250	50	5
2. rétegvastagság [h_2 , mm]	100–400	50	7

Összesen $8 \times 9 \times 10 \times 5 \times 7 = 25\,200$ db pályaszerkezetet generáltunk. A modellek kerékterhelés hatására ébredő reakcióinak meghatározásához [23] aszfaltburkolatok tervezésére és elemzésére MATLAB környezetben kifejlesztett Adaptive Layered Viscoelastic Analysis (ALVA) programcsomagját használtuk. A burkolat behajlási vonalát az FWD berendezések jellemző szenzorkiosztása alapján a terhelés tengelyétől 0, 150, 200, 300, 450, 600, 900, 1200, 1500 és 1800 mm-re kiszámítottuk. Ezt követően függvényt illesztettük az elmozdulásokra, mivel a valóságban az FWD berendezések méréseit sokszor szükséges extrapolálni:

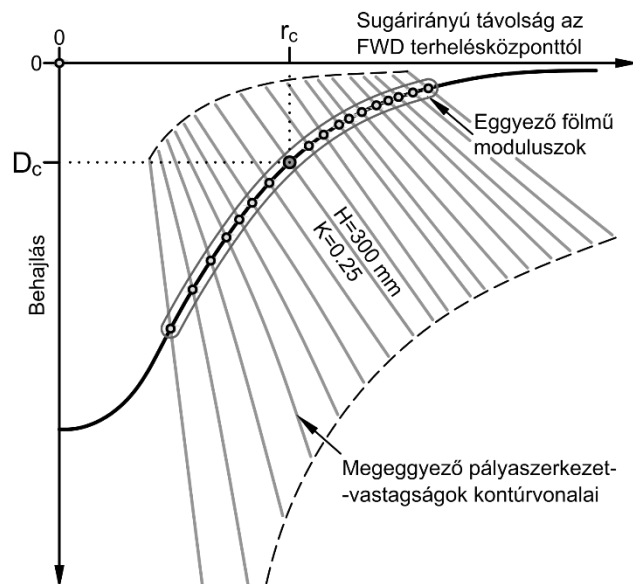
$$D(r) = \frac{D_0 4a^2}{(\alpha r)^\beta + 4a^2} \quad (16)$$

ahol D_0 a maximális behajlás, az FWD terhelő tárcsa a sugara, sugárirányú r távolság, végül α és β alaktényezők [24]. A továbbiakban a fenti függvénnyel közelített behajlásokkal dolgoztunk, hogy kiküszöböljük a későbbi függvényillesztés szisztematikus hibáját.

A függvényillesztés után kapott behajlási vonalakat a földműteherbírási és a rétegvastagságok alapján elkülönített $10 \times 5 \times 7 = 350$ csoport egyikébe soroltuk. Minden csoportba $8 \times 9 = 72$ db pályaszerkezet került az 1. és 2. rétegmodulus alapján. A szerkezetek behajlási vonalát ezután kirajzolva, az egymást metsző görbék kiadták a keresett inercia pontot (11. ábra). Numerikusan megfogalmazva, a terhelés tengelyétől távolodva azt a sugárirányú r_c távolságot kerestük, ahol a behajlások szórása a legkisebb volt. Ehhez az r_c helyhez tartozó behajlások átlaga megadta D_c értékét. Fontos megjegyeznünk, hogy mivel az inercia pontok meghatározásához nem közvetlenül az ALVA programmal számolt elmozdulásokat, hanem csak azok közelítő függvényértékeket használtuk, ezeket a pontokat helyesebb [18] munkája után virtuális inercia pontoknak nevezni.

A virtuális inerciapont helyzete pontosan meghatározható az FWD által mért behajlási adatokból, ha a szerkezet H vastagsága ismert. Ez esetben az ismeretlen E_{sg} földműmodulust addig változtatjuk, amíg az (11,12) képletekkel számolt r_c és D_c koordinátájú pont a legkisebb hibával meg nem közelíti a mért behajlási teknőt. A számítás pontos menetét megtaláljuk Zang, Sun, és Chen (2017) munkájában. Fordított esetben viszont, amikor a szerkezet H vastagsága az ismeretlen, hiába tudjuk az E_{sg} földmű modulus pontos értékét, mégsem kapunk egyértelmű megoldást. Ennek oka az, hogy a behajlási teknő minden pontjához más és más vastagságértékek tartoznak. Ezt jól lehet szemléltetni, ha az inerciapontok rendszerében ábrázoljuk az FWD adatokat.

A 12. ábra alapján beláthatjuk, hogy a rétegvastagságokat csak akkor tudjuk visszaszámítani, ha ismerjük az inercia pont pontos helyzetét.



12. ábra: Az azonos pályaszerkezetvastagsághoz tartozó inercia pontok kontúrvonalai.

A levezetett 350 db virtuális inerciapont és az útpályaszerkezet paraméterek kapcsolatának leírásához a Gauss-folyamat regressziót (Gaussian Process Regression, GPR) választottuk, amely a gépi tanulás területén széles körben elterjedt módszer. Az eljárás lényege röviden, hogy az $\mathbf{y} = \{y_1, \dots, y_n\}$ megfigyelésekre úgy tekintünk, mintha azok egy többváltozós Gauss-eloszlás mintaelemei lennének. Visszafelé gondolkodva, ezekhez az $f(\mathbf{x})$ elemekhez hozzá tudunk rendelni egy Gauss-folyamatot:

$$f(\mathbf{x}) \sim GP(m(\mathbf{x}), k(\mathbf{x}, \mathbf{x}')) \quad (17)$$

A Gauss-folyamatot egyértelműen meghatározza az $m(\mathbf{x})$ várható-érték függvény és a $k(\mathbf{x}, \mathbf{x}')$ kovarianciafüggvény (amit sokszor kernel-függvénynek is neveznek). A GPR-módszer pontos terminológiája, fejlesztésének és alkalmazásának részletei megtalálhatóak [25] és [26] munkáiban. A módszer részletes ismertetése nem célja ennek a tanulmánynak.

Az általunk összeállított tanítóadathalmazra a GPR-modellt ugyancsak a MATLAB R2021a verziójával, annak "fitgpr" függvényével illesztettük. A 350 db virtuális inerciapont alapján a tanító adathalmaz kis méretű, ezért a k -fold cross-validation módszert választottuk a modellek megfelelőségének igazolására (vagyis az overfitting elkerülésére). Lényege, hogy a tanító adathalmazt felosztjuk k részre, és ezekből egy „fold” lesz a validációs adathalmaz. A cross-validation k ilyen iteráció után befejeződik, ahol mindegyik „fold” pontosan egyszer volt felhasználva validációs adathalmazként. A modell jószágát mérő metrikák becslése a k db eredmény átlagolásával történik. A k -fold módszer előnye, hogy a tanító adathalmaz minden pontját felhasználjuk tanításra és validációra is.

A szintetikus adatbázison alapuló 350 db inercia pont feldolgozásakor azt tapasztaltuk, hogy az inerciapont r_c és D_c koordinátája a h_1 és h_2 rétegvastagságoknak és azok $K = h_1/h_2$ arányának függvénye. Vagyis mi nem tudtuk igazolni [18] azon megállapítását, miszerint egy háromrétegű szerkezet viselkedése jól közelíthető egy olyan kétrétegű modellel, amelynek felső összevont H burkolatvastagsága megegyezik h_1 és h_2 összegével. Ezt jól demonstrálják a 2. táblázatban bemutatott példaszámítások is. Eredményeink alapján az inercia pont nemcsak az E_{sg} földműteherbírástól és a teljes H rétegvastagságtól, hanem még a rétegek K vastagsági arányától is függ.

2. táblázat: A burkolatvastagság arányának az inercia pontra gyakorolt hatásának szemléltetése.

E_{sg} [MPa]	h_1 [mm]	h_2 [mm]	r_c [mm]	D_c [mm]	K [-]	H [mm]
50	100	200	980.	0,2886	0,50	300
50	200	100	1186	0,2450	2,00	300

50	150	250	1277	0,2227	0,60	400
50	250	150	1568	0,1889	1,67	400

Ezért továbbiakban a virtuális inerciapontok és a pályaszerkezetjellemzők között az alábbi kapcsolatot kerestük Gauss-folyamat regresszióval:

$$H = GP(r_c, D_c, K, E_{sg}) \quad (18)$$

A GPR-modell validálásához $k = 5$ részhalmazra osztottuk fel az adathalmazt. A MATLAB programmal meghatároztuk a Gauss-folyamat modell paramétereit és jellemzőit, és azokat az 3. táblázatban foglaltuk össze.

3. táblázat: A Gauss-folyamat regressziós modell jellemzői.

Optimalizált hiperparaméterek	Training Results
Basis function: Linear	RMSE (Validation): 1.876
Kernel function: Nonisotropic Rational Quadratic	R-Squared (Validation): 1.00
Kernel scale: 2.174	MSE (Validation): 3.5192
Signal standard deviation: 86.7265	MAE (Validation): 1.0127
Sigma: 0.00010219	Prediction speed: ~21000 obs/sec
Standardize: true	Training time: 132.93 sec

A kifejlesztett Gauss-folyamat regressziós modellel már lehetőség nyílik a behajláson alapuló rétegvastagságszámítás algoritmusának összeállítására. Az algoritmus főbb lépései a következők:

1. lépés: az inercia pont ($r_c D_c$) meghatározása a behajlási teknőből. Ha a behajlási teknőnek nincsen egyértelmű maximuma az r vs. rD síkon, akkor az inercia pont helyzetét a fűrt magminták alapján becsüljük meg.

2. lépés: az inerciapontot behelyettesítjük az (5) egyenletbe, és kiszámítjuk a keresett földműmodulus értéket (E_{sg}).

3. lépés: a rétegvastagságok K arányát felvesszük a tervek vagy a burkolatfeltárások alapján.

4. lépés: a GPR-modellel megbecsüljük a teljes H pályaszerkezetvastagságot.

5. lépés: a h_1 és h_2 rétegvastagságokat kiszámítjuk a teljes H pályaszerkezetvastagság és a K arányszám alapján: $h_1 = KH / (K + 1)$ és $h_2 = H / (K + 1)$.

6. ÖSSZEFOGLALÁS

A behajlási teknő hagyományos megközelítésű felhasználása során a gyakorlatban a rétegmodulusok visszaszámítására szorítkozunk, hangsúlyozva, hogy ebben az esetben alapvető input adat a rétegvastagság, amelyet vagy fűrt mintavétellel, vagy talajradar adatokból nyerhetünk. A fentiekben bemutattuk egy olyan számítási eljárás elvi alapjait, aminek a segítségével a roncsolásmentes FWD berendezéssel rögzített behajlásadatokról kiindulva lehetővé válik a rétegvastagságok visszaszámítása is. Mivel sokszor az FWD és a GPR berendezések nem állnak egyszerre rendelkezésre, az ilyen irányú kutatás gyakorlati jelentősége nem elhanyagolható. A kidolgozott módszer az inerciapont elvén alapul és nem csak a teljes pályaszerkezeti vastagságot, hanem minden ejtési pontban az összes aszfalt vastagságot is megadja. A javasolt módszer ugyan nem tisztán roncsolásmentes, mivel magmintavétellel határozza meg a K rétegvastagság arányokat, és az egyes rétegek anyagát, azonban a szokás fűrt mintavételi gyakorisággal szemben minden ejtési pontban szolgáltat adatot.

7. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A kutatásban alkalmazott GPR rendszert a RODEN Mérnöki Iroda Kft. biztosította a 2018-1.1.2-KFI-2018-00029 projekt keretében, amelyet az Innovációs és Technológiai Minisztérium Nemzeti

Kutatási, Fejlesztési és Innovációs Hivatal - Nemzeti Kutatási, Fejlesztési és Innovációs Alap támogatott.

8. IRODALOMJEGYZÉK

- [1]: Goel, A. & Animesh, D. 2008: Nondestructive Testing of Asphalt Pavements for Structural Condition Evaluation: A State of the Art, *Nondestructive Testing and Evaluation* 23 (2): 121–40. <https://doi.org/10/fdtqhf>
- [2]: Ahmed, M., R. Tarefder, & A. Maji. 2014: Variation of FWD Modulus Due to Incorporation of GPR Predicted Laye Thicknesses. In Proceedings of the 15th International Conference on Ground Penetrating Radar, 345–50. Brussels: IEEE. <https://doi.org/10/ghdkst>
- [3]: Borecky, V., Frantisek, H., Salih, S. Artagan, & Ladislav, R. 2019: Analysis of GPR and FWD Data Dependency Based on Road Test Field Surveys, *Materials Evaluation* 77 (2): 12.
- [4]: Fuentes, L., K. Taborda, Xiaodi, H., E. Horak, Tao, B. & Lubinda F. W. 2020: A Probabilistic Approach to Detect Structural Problems in Flexible Pavement Sections at Network Level Assessment. *International Journal of Pavement Engineering*, október, 1–14. <https://doi.org/10/gk5v2x>
- [5]: Maser, K. R. & T. Scullion 1992: Automated Pavement Subsurface Profiling Using Radar: Case Studies of Four Experimental Field Sites. *Transportation Research Record* 1344: 148–54.
- [6]: Noureldin, A. Samy. 1992: New Scenario for Backcalculation of Layer Moduli of Flexible Pavements, In Strength and Deformation Characteristics of Pavement Structures, 1384:23–28. Transportation Research Record. Transportation Research Board. <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1993/1384/1384-004.pdf>
- [7]: Noureldin, A. Samy, & E. A. Sharaf. 1992: A Simplified Mechanistic Algorithm for Pavement Analysis. In Traffic Operations, szerkesztette National Research Council (U.S.), 157. Transportation Research Record 1360. Washington, D.C: Transportation Research Board.
- [8]: Noureldin, A. Samy, Karen, Z. Dwayne, H. & Shuo, L. 2005: Non-Destructive Estimation of Pavement Thickness, Structural Number and Subgrade Resilience along INDOT Highways. FHWA/IN/JTRP-2004/35, 2408. West Lafayette, IN: Purdue University. <https://doi.org/10.5703/1288284313281>
- [9]: Morgan, J. R., & A. J. Scala. 1965: Deflections in Flexible Pavements, *Australian Road Research* 2 (5): 12–26.
- [10]: Burmister, D. M. 1943: The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways. In HRB Proceeding, 23:126–49. Highway Research Board.
- [11]: Odemark, Nils. 1949: Investigations as to the Elastic Properties of Soils and Design of Pavements According to the Theory of Elasticity (Undersökning av elasticitetsegenskaperna hos olika jordarter samt teori för beräkning av beläggningar enligt elasticitetsteorin). Meddelande 77. Stockholm: Statens Vägintitut. <http://books.google.com/books?id=m7H2OQAACAAJ>
- [12]: Barber, E. S. 1940: Discussion on Flexible Surfaces, In Proceedings of the Twentieth Annual Meeting of the Highway Research Board Held at Washington, D.C., 20:330–31. Highway Research Board Proceedings. Highway Research Board.
- [13]: Rada, G. R., M. W. Witczak, & S. D. Rabinow. 1988: Comparison of AASHTO Structural Evaluation Techniques Using Nondestructive Deflection Testing, *Transportation Research Record*, sz. 1207: 134–44.
- [14]: Officials, Transportation. 1993. AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. Köt. 1. AASHTO.
- [15]: Sun, L., Yoshitaka H. & Zukang Yao 1995: Concrete Pavement Layer Moduli Based on Stable Deflection. *Doboku Gakkai Ronbunshu* 1995 (526): 143–49. <https://doi.org/10/dtq9wj>
- [16]: Li, S., Feng, L., Xinquan, X. & Hao, L. 2017: Inertial Point Influencing Factors Analysis of the Flexible Pavement Structure Under the Moving Load. In 030005. Busan, South Korea. <https://doi.org/10/gfwn9g>

- [17]: Zhang, X. & Lijun, S. 2004: Novel Method for Backcalculation of Asphalt Pavement Moduli. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 1869 (1): 67–72. <https://doi.org/10/dvfv99w>
- [18]: Zang, G., Lijun, S. & Zhang, C. 2017: Back-Calculating Method for Subgrade Modulus Based on Virtual Inertial Points. *Journal of Southeast University (Natural Science Edition)* 47 (6): 1227–32. <https://doi.org/10/gfwn97>
- [19]: Plati, C., A. Loizos, & K. Gkyrtis: 2020: Integration of Non-Destructive Testing Methods to Assess Asphalt Pavement Thickness. *NDT & E International* 115 (október): 102292. <https://doi.org/10/ghcrx7>
- [20]: S. Mehmet, & Serdal, T. 2004: Backcalculation of Pavement Layer Parameters Using Artificial Neural Networks. *Indian Journal of Engineering & Materials Sciences* 11 (2): 38–42.
- [21]: Terzi, S., Mehmet, S., E. U. Küçükşille & M. Karaşahin 2013: Backcalculation of Pavement Layer Thickness Using Data Mining. *Neural Computing and Applications* 23 (5): 1369–79. <https://doi.org/10/f5cftx>
- [22]: Tarefder, R. A., Sanjida, A. & Mesbah U. Ahmed. 2015: Neural Network–Based Thickness Determination Model to Improve Backcalculation of Layer Moduli without Coring. *International Journal of Geomechanics* 15 (3): 04014058. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000407](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000407)
- [23]: Skar, A. & S. Andersen 2020: ALVA: An Adaptive MATLAB Package for Layered Viscoelastic Analysis. *Journal of Open Source Software* 5 (55): 2548. <https://doi.org/10/ghwzq3>
- [24]: Primusz, P., Péterfalvi, J., Markó, G. & Tóth, Cs. 2015: Effect of Pavement Stiffness on the Shape of Deflection Bowl, *Acta Silvatica et Lignaria Hungarica* 11 (1): 39–54. <https://doi.org/10/ggtcr7>
- [25]: Rasmussen, C. E. & C. K. I. Williams 2006: Gaussian Processes for Machine Learning. Adaptive computation and machine learning. Cambridge, Mass: MIT Press. <http://www.gaussianprocess.org/gpml/chapters/RW.pdf>
- [26]: Schulz, E., M. Speekenbrink & A. Krause. 2018: A Tutorial on Gaussian Process Regression: Modelling, Exploring, and Exploiting Functions. *Journal of Mathematical Psychology* 85: 1–16. <https://doi.org/10/gfvkt8>



Virtuális inerciapont módszeren alapuló útpályaszerkezet diagnosztikai eljárás validálása

Primusz Péter, Tóth Csaba

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Építőmérnöki Kar, Út és Vasútépítési Tanszék

E-mail: toth.csaba@emk.bme.hu, peter.primusz@emk.bme.hu

DOI: [10.36246/UL.2023.2.05](https://doi.org/10.36246/UL.2023.2.05)

KIVONAT

Korábbi kutatások felvetették az elvi lehetőségét, hogy az FWD mérési eredményekből akár az útpályaszerkezet rétegvastagságok is meghatározhatók, ezen gondolatot továbbfejlesztve kidolgoztunk egy olyan algoritmust, amely alkalmazásával a rétegvastagság elvárt pontosságú becslése megvalósítható. A módszer a behajlási teknő egy kitüntetett pontján az ún. inerciaponton alapul. A kapott eredményeket egy magyarországi tesztszakaszon fúrt mintavételekkel, illetve földradar mérésekkel validáltuk.

Túl azon, hogy az inerciapont módszerrel a földmű teherbírasi modulus meghatározására egy újabb eljárás is előállt, a módszer továbbfejlesztése olyan irányban tűnik nagy jelentőségűnek, hogy az eljárást a folytonosan mérő behajlásmérő készülékre (Curviameter, Rolling Wheel Deflectometer) adaptálva a behajlásméréssel egyidejűleg a jövőben a rétegvastagság is becsülhetővé váljék.

Kulcsszavak: FWD, GPR, behajlási teknő, vastagságbecslés, virtuális inerciapont, teherbírasi modulus, helyszíni validálás

ABSTRACT

Previous research has raised the theoretical possibility that FWD measurement results can be applied to determine the layer thickness of the road surface structure, and we have developed an algorithm to estimate the layer thickness with the expected accuracy. The method is based on the so-called point of inertia at a marked point of the surface deflection basin. The results obtained were validated by drilling core samples and by ground penetrating radar measurements on a test section in Hungary.

In addition to the fact that the inertia point method is a new method for the determination of the bearing capacity of subgrade, the further development of the method seems to be of great importance in order to be able to estimate the layer thickness in the future by adapting the method to the continuous measuring deflection measuring device (Curviameter, Rolling Wheel Deflectometer).

Keywords: FWD, GPR, surface deflection basin, thickness estimation, virtual inertia point, bearing modulus, on site validation

Primusz Péter

A Soproni Egyetem (SOE) Erdőmérnöki Karán a Geomatikai, Erdőfeltárási és Vízgazdálkodási Intézet munkatársa. Fő kutatási területe az útfenntartás és az útpályaszerkezetek méretezése, megerősítése. PhD hallgató a BME Út és Vasútépítési Tanszéken.

Tóth Csaba

A Magyar Mérnöki Kamara, a Közlekedéstudományi Egyesület, a Magyar Útügyi Társaság tagja, jelenleg az BME Út és Vasútépítési Tanszék docense. Korábban a Csongrád Megyei Állami Közútkezelő Kht., illetve az Állami Közúti Műszaki és Információs Kht. osztályvezetőjeként a magyar útügyi adminisztrációban dolgozott. Később a Strabag Konzern mérnökeként részt vett az épülő hazai országos közúthálózat minőségellenőrzésében, valamint a Konzern nemzetközi és hazai kutatásaiban. Közlekedési építőmérnöki szakértőként, tervezőként, illetve műszaki ellenőrként közreműködött számos hazai burkolat-megerősítési projektben. Kutatási területe: hajlékony útpályaszerkezetek igénybevétele, méretezése, teherbíró-képessége, megerősítése. Publikációinak száma: több mint 100

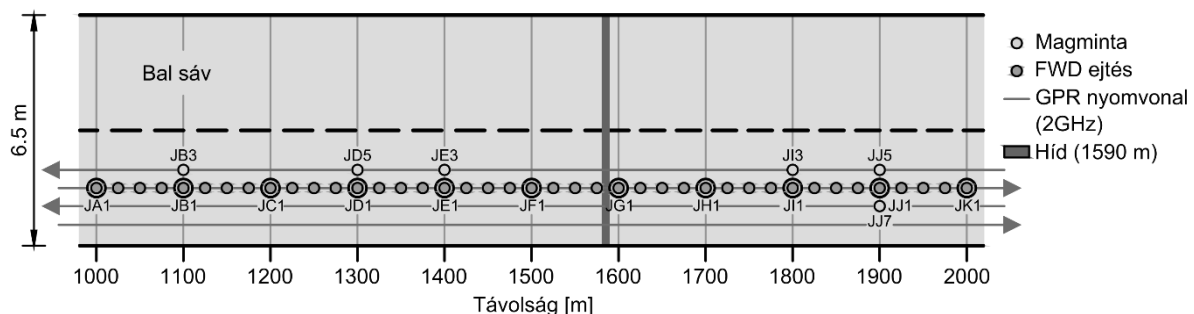
1. BEVEZETŐ

Az útpályaszerkezetek állapotának felmérésére a gyakorlatban két fő vizsgálati módszert különböztetünk meg: a roncsolásost és a roncsolásmentest.

A „Virtuális inerciapont módszeren alapuló útpályaszerkezet diagnosztikai eljárás elméleti alapjainak kidolgozása” című cikkünkben olyan számítási eljárást ismertettünk, amely a roncsolásmentes FWD berendezéssel rögzített behajlásadatokból kiindulva képes a rétegvastagságokat visszaszámítani.

Az elvi módszer és az alapján kidolgozott algoritmus validálása érdekében az eredményeinket egyrészt az AASHTO (1993) [1] útmutató függelékében szereplő eljárás eredményeivel is összevetettük, illetve másrészt az FWD behajlásmérés adataiból kiindulva, a rétegvastagságok ismeretében a BAKFAA programmal meghatározott a rétegmodulusokkal is összehasonlítottuk.

A kidolgozott értékelési eljárást Magyarországon, Budapesttől kb. 85 km-re, Gyöngyös városát nyugatról elkerülő közúti kísérleti útszakaszon teszteltük. A kijelölt kísérleti szakaszon két roncsolásmentes mérési módszerrel, az FWD és a GPR berendezésekkel vizsgáltuk az útállapotjellemzőket, a mérések térbeli elrendezését az 1. ábra szemlélteti. A kísérleti útszakasz burkolatállapotát első lépésként szubjektív állapotértékeléssel és videófelvétel készítésével rögzítettük.

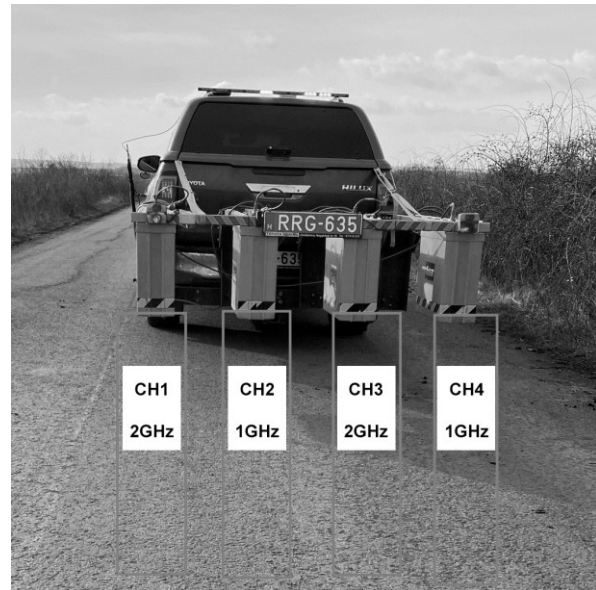


1. ábra: A kísérleti útszakasz méréseinek térbeli elrendezése.

Meghatároztuk a reflexiós repedések, az úthibák és a műtárgyak helyeit (1. ábra). Ennek célja az volt, hogy az úthibákat figyelembe tudjuk venni a radarszelvények kiértékelésekor.



2. ábra: Az úthibák szemrevételezéssel történő rögzítése.



3. ábra: A projekt során használt GPR berendezés (forrás: RODEN Mérnöki Iroda).

A méréshez használt KUAB típusú FWD berendezés terhelő tárcsájának sugara 150 mm volt, és az érzékelők (7 db) a terhelés tengelyétől $r_0 = 0$, $r_1 = 200$, $r_2 = 300$, $r_3 = 450$, $r_4 = 600$, $r_5 = 900$ és $r_6 = 1200$ mm távolságokban helyezkedtek el. A KUAB berendezés az 50 kN nagyságú terhelő erő hatására ébredő D_0 , D_1 , D_2 , D_3 , D_4 , D_5 és D_6 behajlásokat a szenzor pozíciókban rögzítette. A vizsgált útszakasz sávközepén 25 méterenként két ejtést hajtottunk végre, egy előterhelés után következett maga a mérés. Minden mérési pontban regisztráltuk a behajlásadatok mellett a terhelő erő nagyságát, a léghőmérséklet és a burkolathőmérséklet adatokat. Az FWD berendezéssel rögzített behajlásokat a mérés után 50 kN-os terhelésre korrigáltuk.

A kutatáshoz a földradar mérőrendszert a RODEN Mérnöki Iroda biztosította. A GSSI gyártmányú 1 GHz és 2 GHz frekvenciájú levegőcsatolt antennák a hordozó gépkocsi mögött 1,5 méterre, a burkolat felszíne felett pedig kb. 250 mm-re helyezkedtek el. Az antennák pontos elrendezését a 2. ábra mutatja be. A terepi mérés 16 km/h sebességgel, és méterenként 50 db letapogatással történt. A nyers adatokat a nagysebességű SIR-30 többcsatornás adatgyűjtő és vezérlőrendszer rögzítette. A begyűjtött adatok közül tanulmányunkban most csak a 2 GHz-es antennák RADAN szoftverrel feldolgozott eredményeit értékeljük.

Összehasonlításként a vizsgált útszakasz rétegrendjét 100 méterenként roncsolásos módszerekkel is feltártuk (4. ábra).



a) fúrt mintavétel



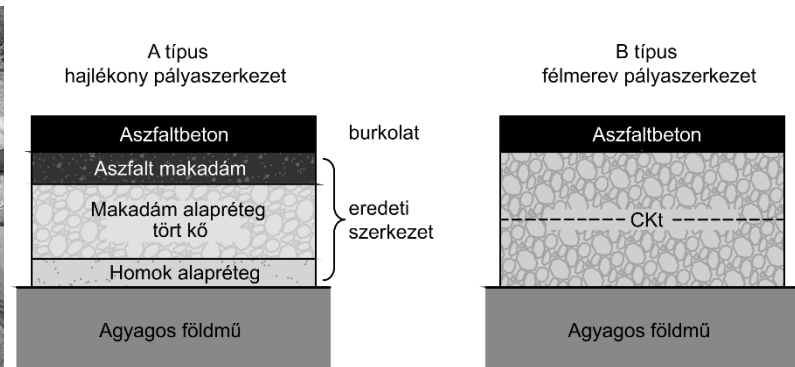
b) aszfalt és Ckt rétegekből származó fúrt minták



c) makadám alaprég átörése



d) földmő mintavétel



e) a rekonstruált pályaszerkezet-típusok sematikus ábrája

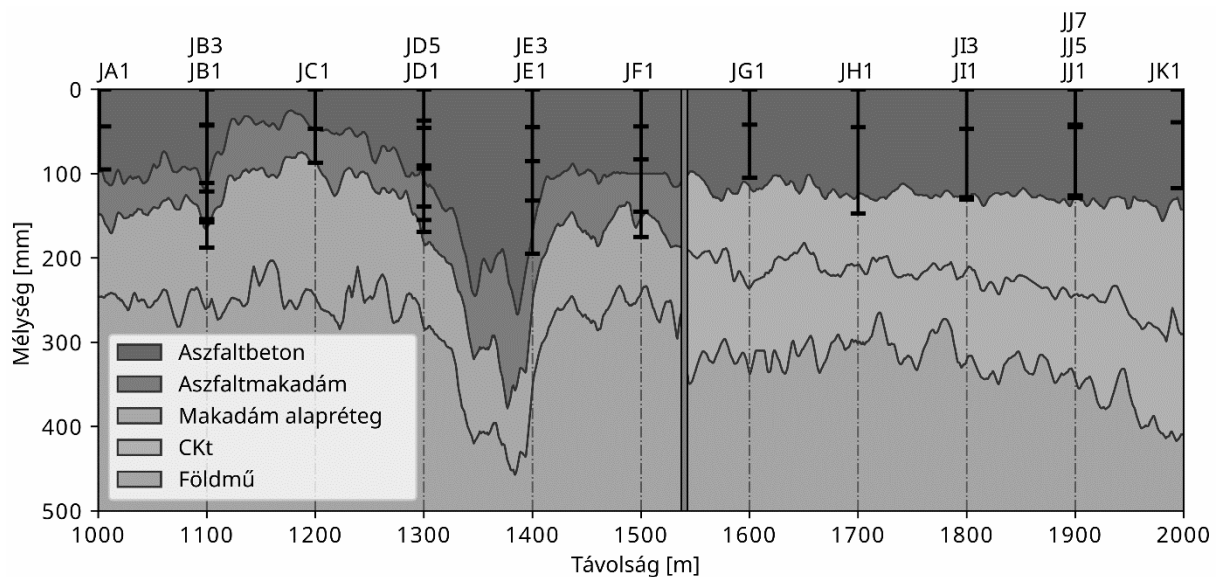
4. ábra: A pályaszerkezet és földmő helyszíni feltárása.

A magmintavételi technológiát jól tudtuk használni az aszfaltrétegek és a hidraulikusan kötött alaprétegek pontos vastagságának meghatározására. A szemcsés, durva zúzottkő útalapot viszont már csak kézi erővel sikerült átörni és lemérni. A földmőanyagából folyamatos spirálfúrással vettünk mintát a kialakított furatokon keresztül.

A kísérleti útszakaszon két fő pályaszerkezet-típust lehetett rekonstruálni a mérésekből. Az első hajlékony (A típusú) útpályaszerkezet eredetileg aszfaltmakadám burkolatú volt. A szerkezet kötött (agyagos) földmőre épült, ezért a zúzottkő útalapot homokrétegre fektették, ami egyben a különböző idomkő vastagságokat is kiegyenlítette. A teherbíró alpra végül 5–7 cm vastagságú bitumennel bepermetezett újabb zúzottkőréteg került. Idővel pedig ahogyan a szerkezet a forgalom hatására leromlott, egy új aszfaltbeton erősítőréteggel is ellátták azt. A második félmerev (B típusú) szerkezet cement kötőanyaggal kezelt szemcsés útalpra épült. Erre az alaprétgre – ami esetenként két rétegből állt – fektették a további aszfaltrétegeket.

2. EREDMÉNYEK ÉS MEGVITATÁSUK

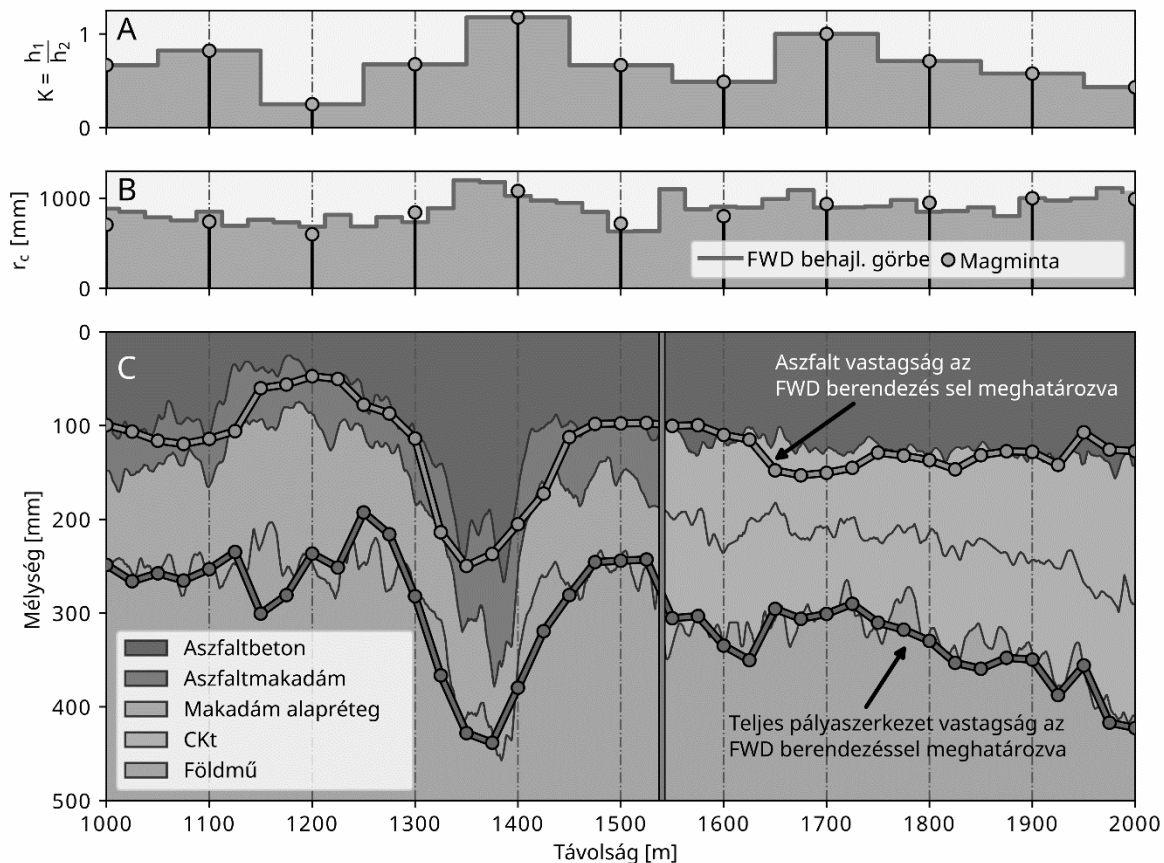
A roncsolásmentes mérési módszerek közül, a földradaros eredmények feldolgozása kimutatta, hogy a bal és a jobb forgalmisáv szerkezeti felépítése jelentősen eltérő. Ennek valószínű oka az, hogy az útszakaszt az évtizedek alatt többször is korszerűsítették, a forgalmi sávokat eltérő technológiákkal szélesítették, a magassági vonalvezetést korrigálták, a pályaszerkezetet pedig megerősítették. A radarszelvény alapján a jobb forgalmi sáv két szakaszra különült el (5. ábra).



5. ábra: Az aszfalt és az alaprétegek vastagságának GPR-értékelése és a magmintavételek adatai.

A fúrások alapján az első szakasz 1000 és 1542 méter között zúzottkő (makadám), a második szakasz 1542 és 2000 méter között pedig hidraulikus (CKt) útalapra épült. A pályaszerkeztváltás pontos szelvényét a földradaradatokból lehet megállapítani, míg a szerkezetek anyagát a fúrásokkal derítettük fel.

A földradar rétegvastagságok és a magmintavétellel nyert aszfaltvastagságok hossz-szelvényét a 4. ábra szemlélteti. Valamennyi radarszelvényen jól kirajzolódtak az aszfaltréteghatárok, de az alsóbb rétegek határait a makadám útalapú szakaszon sok esetben nem tudtuk egyértelműen meghatározni. Az aszfalt kopó és alaprétegek hasonló relatív dielektromos állandójából következően a két réteg közötti határfelületet sem mindig lehetett egyértelműen megkülönböztetni, így csak az aszfaltrétegek teljes vastagságát használtuk a későbbi elemzésekre fel. A földradarral becsült aszfaltvastagságok átlagos eltérése a fúrómagokhoz képest az első szakaszon 5,59%, míg a másodikon csak 1,63% volt. Az első szakasz nagyobb pontatlanságát az okozza, hogy az aszfaltrétegek alatt egy változó vastagságú aszfaltmakadám réteg fekszik, amelynek elkülönítése jelenleg nem egyértelmű csupán földradar mérésekre támaszkodva. A radarszelvények azt is kimutatták, hogy a hidraulikus (CKt) útalap két rétegben épült. Ezt a magmintavétel is megerősítette, sok esetben a minta a réteghatáron elnyíródott, helyenként beszakadt. Ezért több esetben csak a felső rétegvastagságot lehet összehasonlítani a földradar mérések eredményeivel. A CKt rétegvastagságok átlagosan 4,34%-ban tértek el a fúrómagokon azonosítottaktól.



6. ábra: Teljes és aszfaltburkolati rétegvastagság FWD-adatok alapján.

A pályaszerkezetfeltárások alapján meghatároztuk a K rétegvastagság arányszámokat, amiket a köztes szelvényekre lépcsőfüggvénnyel kiterjesztettünk (5-A. ábra). (Jelen cikkben a számítási algoritmust, így a K rétegvastagság arányszám értelmezését nem ismertetjük, mert az *Útügyi lapokban* „Virtuális inerciapont módszeren alapuló útpályaszerkezet diagnosztikai eljárás elméleti alapjainak kidolgozása” címmel megjelent cikkünkéből rekonstruálható). Az FWD berendezéssel mért behajlásokból minden ejtés helyére becsültünk egy r_c értéket (5-B. ábra). A behajlási teknőből levezett r_c radiális távolságokat a fúrásokból származó vastagságadatokkal kalibráltuk. A végleges r_c távolságokhoz kiszámítottuk az

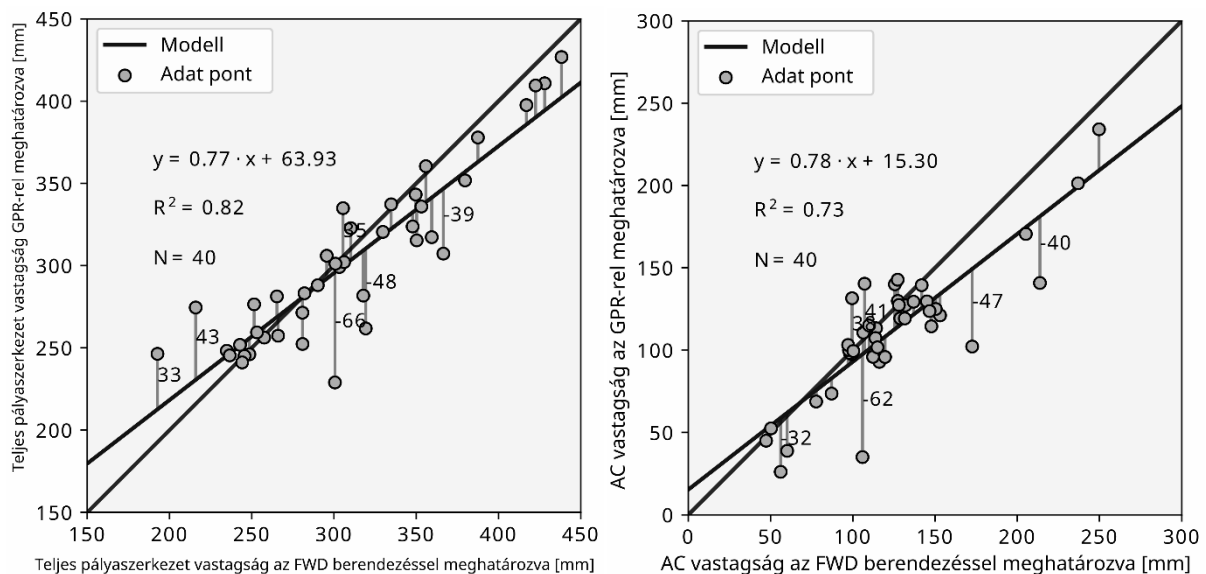
$$D(r) = \frac{D_0 4a^2}{(ar)^\beta + 4a^2} \quad (1)$$

függvénnyel a D_c behajlásokat. Az r_c és D_c adatpárokat behelyettesítve

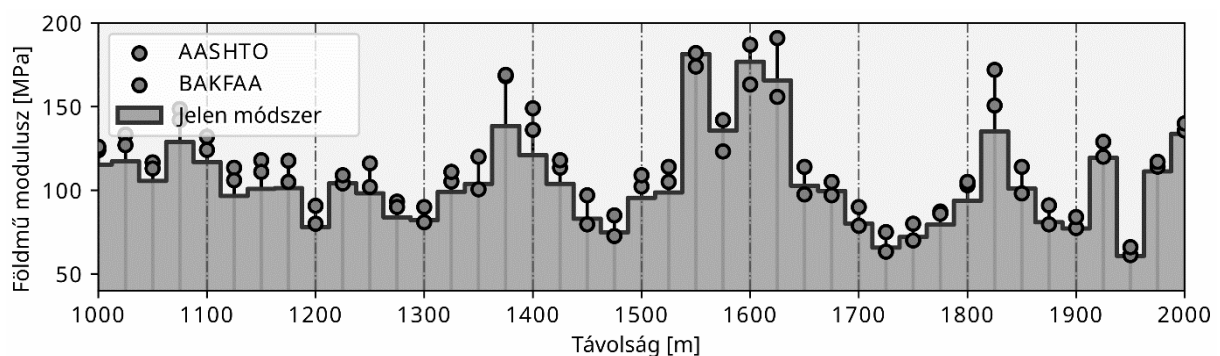
$$E_c = C \frac{(1 - \mu^2)qa^2}{r_x D_x} \text{ ha } r > 0,25a \quad (2)$$

egyenletbe, megkaptuk a földmű E_{sg} teherbírasi modulusát. Ezek után már minden olyan adat rendelkezésre áll, ami szükséges a Gauss-folyamat regressziós modellhez. Behelyettesítve a szükséges adatokat a $GP(r_c, D_c, K, E_{sg})$ modellbe, becslést tettünk a teljes H pályaszerkezetvastagságra. Végül felhasználva a K rétegvastagság arányszámot a teljes H pályaszerkezetvastagságot felbontjuk h_1 aszfalt és h_2 alaprég vastagságokra (5-C. ábra). Megfigyelhetjük a 5-C. ábrán, hogy a földradarral mért rétegvastagságokat jól megközelíti az FWD behajlásokból számoltak. A földradarral (GPR) és az ejtősúlyos behajlásmérő berendezéssel meghatározott rétegvastagságok egymással történő összehasonlítását az 6. ábra szemlélteti. Azért a választottuk GPR adatokat az behajlásból számolt

vastagságadatok ellenőrzésére, mivel sokkal több mérési pontot tudunk vizsgálni, mintha csak a fúrásokra támaszkodnánk. Meg kell jegyezni viszont, hogy a földradarral meghatározott teljes pályaszerkezet vastagságát sem tekinthetjük tökéletesen pontos adatnak, mivel a zúzottkő útalapot a földmű anyagától nehéz volt esetenként elkülöníteni. Ezért az, hogy az FWD mérésből becsült és a földradarral mért teljes pályaszerkezet vastagságok közel esnek az 1:1 arányú egyeneshez, már önmagában nagy eredménynek lehet tekinteni. A teljes aszfaltvastagságok már nagyobb mértékben térnek el az ideális körülményektől, aminek egyik oka, hogy a teljes aszfaltvastagságot a K rétegaránnyal a teljes pályaszerkezet vastagságából becsültük meg. A K rétegarány felvétele a fúrásokból és annak térbeli kiterjesztése további hibákkal terhelte a modell eredményét. Átlagosan ± 45 mm eltérés mutatható ki a két mérési módszer között, ami a gyakorlati számítások szempontjából már elfogadhatónak tekinthető.



7. ábra: A vastagságbecslés ellenőrzése GPR-adatok felhasználásával.



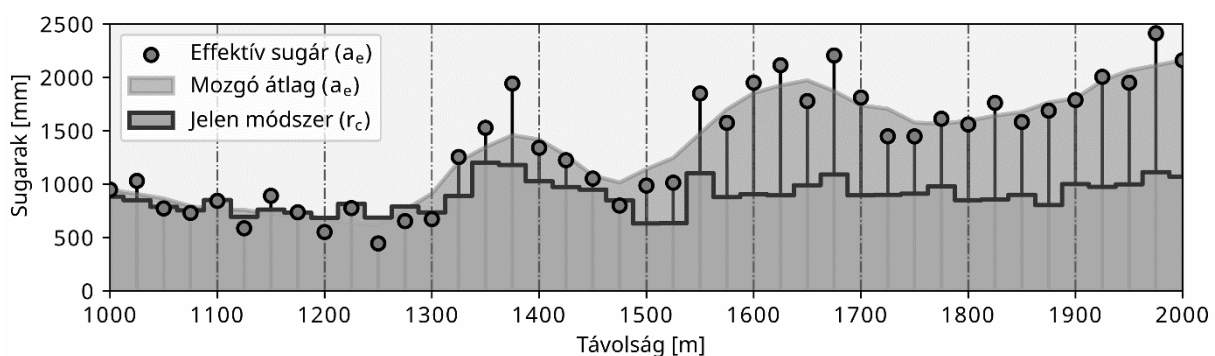
8. ábra: A módszer eredményeinek összehasonlítása az AASHTO és a BAKFAA eljárások alapján kapott értékekkel.

Az inerciapont alapján számolt E_{sg} földmű teherbírási modulusokat összevetettük az AASHTO (1993) [1] eljárás és a BAKFAA program eredményeivel. Grafikusan ábrázolva az adatokat megállapítható, hogy az inercia ponton alapuló földműteherbírás jól közelíti a másik két módszer eredményeit. A kidolgozott módszerünk jellemzően 5-10 MPa-lal kisebb modulusértékeket becsült, mint a másik két eljárás.

A fúrások alapján 1000 és 1542 méter között a lehatárolt első hajlékony útszakasz (makadám útalap) földművének átlagos teherbírási modulusa 100 MPa. Ezután a második hidraulikus útalapú szakaszon az 1542 és 1625 szelvények között található egy rövid, de átlagosan 165 MPa-os földműteherbírási szakasz. Ez a

kiugró földműteherbírás azzal magyarázható, hogy az 1590 és 1600 méter között hídszerkezet van. A közúti hídhoz a kísérleti útszakasz ezen része magas töltéssel csatlakozik, ami így a kedvezőtlen vízmozgásoktól jobban védett. A második szakasz maradék részének átlagos földműteherbírása visszaesik átlagosan 95 MPa-ra. A viszonylag magas földműteherbírások az igen kemény agyag altalajjal magyarázhatók.

A földműteherbírás eredmények azt mutatják, hogy Boussinesq homogén végtelen féltérre kidolgozott (1) egyenlete nem érzékeny r_x pontos értékére. Ezt még szemléletesebben be lehet mutatni, ha összehasonlítjuk az inercia pontok r_c távolságát az AASHTO (1993) [1] eljárás által használt a_e effektív sugárértékekkel. Az adatokat hossz-szelvényen ábrázolva megállapítható, hogy a hajlékony zúzottkő útalapú szakaszon az r_c távolságok nagyjából megfeleltethetők az effektív sugaraknak (8. ábra). Vagyis az a feltevés, hogy r_c megközelítőleg azonos az effektív a_e sugárral, hajlékony szerkezeteknél fenn áll. A félmerev, hidraulikus útalapú második szakaszon viszont már markánsan eltér a két érték egymástól.



9. ábra: A radiális távolság (r_c) és az effektív sugár (a_e) értékek alakulása a kísérleti szakaszon.

Ez azért van, mert a_e értékét a földmű feletti útpályaszerkezet E_{op} teherbírási modulusa is befolyásolja, annak hatása sokkal jobban jelentkezik a nagy teherbírású második szakaszon. Az inercia pont viszont nem függ a felső útpályaszerkezet E_{op} teherbírási modulusától, így értéke viszonylag állandó marad a félmerev szerkezeteknél is.

Az inerciapont r_c sugara $4,5a$ és $7,5a$ között változott, átlagosan $6a$ távolságra helyezkedett el a terhelés tengelyétől. Ez azt jelenti, hogy a földmű teherbírását elég jól jellemzi a tárcsaközéptől $6 \cdot 150 \text{ mm}$ -re, azaz 900 mm -re lévő szenzor behajlásértéke. Ennél is érdekesebb, hogy az 1000 méteres kísérleti útszakaszon a terhelő tárcsáról kiinduló feszültségkúp hajlásszöge csak $20^\circ \pm 2^\circ$ -ra adódott, szemben az irodalomban gyakran idézett 34° -kal [2].

Annak ellenére, hogy jelen kutatómunka még kezdeti stádiumban van, a bemutatott eredmények biztatónak mondhatóak. Az inercia pont alapján nem csak a földmű teherbírását, hanem a teljes pályaszerkezet vastagságát is meg lehet becsülni elég pontosan. A módszer robusztusságát még őszi, téli, tavaszi és nyári körülmények között végrehajtott FWD mérésekkel is igazolni kell, mielőtt azt a gyakorlat számára javasolni lehetne. Ez a jövőbeni kutatások egyik lehetséges iránya.

3. ÖSSZEFOGLALÁS

Korábbi kutatásaink során kidolgoztuk egy olyan elvi eljárás alapjait, amely roncsolásmentes FWD berendezéssel rögzített behajlásadatokból kiindulva képes a rétegvastagságokat visszaszámítani. A kidolgozott módszer az inerciapont elvén alapul és segítségével minden ejtési pontban a teljes aszfaltvastagság is meghatározható, illetve a vastagságokon túl az inerciapont felhasználásával a földmű teherbírási modulusát is nagy pontossággal lehetséges visszaszámolni. Jelen cikkben ezen algoritmus által szolgáltatott adatok megbízhatóságát vizsgáltuk egy helyszíni vizsgálat sorozat keretében.

A kísérleti útszakasz adatai alapján az inerciapont r_c sugárértéke nem érzékeny a pályaszerkezet alkotó rétegek merevségére, az csak a teljes pályaszerkezet vastagságtól és a földmű teherbírásától függ. A kidolgozott számításunkat összehasonlítottuk az AASHTO (1993) [1] eljárással és a földmű teherbírásra igen hasonló értékeket kaptunk. Az AASHTO (1993) [1] eljárás effektív sugárértéke (a_e) hajlékony útpályaszerkezetnél közel esik r_c sugárértékhez, de félmerev szerkezeteknél már erősen eltér attól. A cikkben bemutatott módszer a rétegvastagságok visszaszámításán túl alkalmas lehet még a földműteherbírás szezonális változásának nyomon követésére is. További kutatást igényel az inercia pont r_c sugárértékének egzaktabb és pontosabb meghatározása, ez kulcskérdés a módszer használhatósága szempontjából. Ennek megoldása lehetővé tenné a jövőben azt, hogy a rétegvastagságokat a folytonosan mérő behajlasmérő készülékek, mint pl. a Curviameter vagy a Rolling Wheel Deflectometer is megtudják határozni. A kétféle roncsolásmentes mérési módszer eredményeinek összevetésével a bizonytalanságok az adatok értelmezésében feloldhatóak, és jobb, pontosabb útdiagnosztikát tesznek lehetővé.

4. KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

A kutatásban alkalmazott GPR rendszert a RODEN Mérnöki Iroda Kft. biztosította a 2018-1.1.2-KFI-2018-00029 projekt keretében, amelyet az Innovációs és Technológiai Minisztérium Nemzeti Kutatási, Fejlesztési és Innovációs Hivatal - Nemzeti Kutatási, Fejlesztési és Innovációs Alap támogatott.

5. IRODALOM

[1]: Officials, Transportation. 1993. AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. Köt. 1. AASHTO.

[2]: Rohde, G. T. 1994: Determining Pavement Structural Number from Fwd Testing. In Strength and Deformation Characteristics of Pavement Sections, 61–68. *Transportation Research Record* 1448. Transportation Research Board.



Tárcsás teherbírás-mérés megújítása, kiegészítése, 2. rész Statikus tárcsás méréssel meghatározott tömörségi fok

Schubert István, Subert András

Andreas Kft.

E-mail: mail@andreas.hu

DOI: [10.36246/UL.2023.2.06](https://doi.org/10.36246/UL.2023.2.06)

KIVONAT

Tanulmány célja a tárcsás mérési módszer mérési problémáinak mélyebb megismerése, elemzése, problémák felderítése és a lehetséges módosítás kidolgozása. A legfontosabb azonban annak vizsgálata, hogy hogyan lehetséges a statikus tárcsás mérés módosításával ismételhető teherbírási eredményeket elérni, valamint egy világszerte új módszerrel statikus tömörségi fokot meghatározni. Ehhez át kellett tekinteni az eddigi szabályozásokat, alkalmazásokat, elképzeléseket, a tömöríthetőségi vizsgálatokat, alkalmazott jellemzőket. A tanulmány terjedelme miatt ezt több cikkben részletezzük. Másodiknak a tárcsás mérésből számított tömörségi jellemzőket elemezzük.

Kulcsszavak: Tárcsás teherbírás mérés, teherbírás, $E_2 - E_1 - c - TrESPLT\%$, ismételhetőség, mérési megbízhatóság, statikus tárcsás tömörségi fok

ABSTRACT

The purpose of this study is to gain a deeper understanding of the measurement problems of the plate load measuring method, to analyze and detect problems and to develop a possible modification. However, the most important thing is to investigate how it is possible to achieve repeatable load capacity results by modifying the static plate measurement, as well as to determine static degree of compactness with a world-wide new method. For this, it was necessary to review the previous regulations, applications, concepts, compressibility tests, and applied characteristics. Due to the scope of the study, this is detailed in several articles. Second, we analyze the compactness characteristics calculated from the Plate Test.

Keywords: Plate Load Test, Bearing Capacity, determine $E_2 - E_1 - c - TrESPLT\%$, repeatability and reliability of measure, static plate compactness-rate

Schubert István

Okleveles építőmérnök, okl. közlekedésgazdasági mérnök.

Subert András

Óbudai Egyetem Keleti Károly Gazdasági Kar Kereskedelem és Marketing szakos hallgató

1. BEVEZETŐ, ELŐZMÉNYEK

A világ egyik legrégebbi és legismertebb terepi mérési módszere a „Load-Plate Test” statikus tárcsás teherbírás mérés. Az első részben a nemzetközi és hazai szabványok tanulmányozásakor felismertük, hogy a terhelés sebessége, kivárások, ezek hatása az eredményre döntőek. A mérési eredmények jelentősen eltérőek lehetnek. Jelen részben a teherbírásmérés alakváltozásából számítható és a

tömörséget jellemző paraméterek bemutatásával, kritikájával és más lehetséges javaslatokkal foglalkozunk.

Az első részben [12] arra jutottunk, hogy a statikus tárcsás mérés innovációjával, a mérési módszer módosításával a jelenleginél jobb *ismételhető teherbírási eredményeket lehessen elérni. A statikus tárcsás teherbírás mérésekor a lépcsőzetes terhelés hatására a szemcsés réteg / talaj tulajdonsága (tömörsége, teherbírása) is változik, azaz kölcsönhatásban vannak.*

A különböző szabványok - hasonlóságuk ellenére - igen sok eltérést rejtenek, de a *megvalósíthatóságban a humán faktor bizonyult a legnagyobb hibalehetőségnek.* Ugyanazt a mérést mindenki egy kicsit másképp végzi el, sőt ugyanazt az eredményt ugyanaz a mérőszemélyzet sem tudja megismételni – legjobban szándéka mellett sem. A mérési munkakörülmények rendkívül rosszak, fárasztóak. A nehéz tárcsák elhelyezése, a felállítás a méréshez kimerítő feladat. Ki kellett jelentsük, hogy a *mérés automatizálása* az egyetlen hatékony megoldás. Az amerikai, brit és német szabványokból hasonló következtetésre juthattunk. Lehetetlen a párhuzamos mérés bevezetése, mert a vizsgálat ismételhetősége gyenge. Ez azért is mellbevágó, mert a teherbírás mérés egy fontos minősítő vizsgálatunk.

Áttekintettük az első részben a mérési eszközök kialakításait, milyen előnyöket és hátrányokat mutatnak, miben térnek el. A mérések előkészítése, a műszer felállításának feladata nehéz és sok időt vesz igénybe a terepen, egyszerűsítése indokolt. Később ezeknek a tapasztalatoknak nagy szerepe lehet a mérés innovatív továbbfejlesztéséhez, egy automata műszer kialakításával [11]. Elleneztek továbbá a Boussinesq képletben szereplő $(1-\mu^2) \cdot c$ szorzat „egyszerűsítését”, a Poisson tényező elhanyagolását. Vizsgáltuk az egy mérőóra, vagy három kérdésű, a merevítő bordák szükségességét, a hatásmélységet. Elvégeztük a magyar tárcsás vizsgálat hibáinak feltárását. Az ismertetett *részletes hiba-analízis* a mérési eredményekben nagy problémákat jelzett a reprezentativitásban, a mérés ismételhetőségében. Első ezek kiküszöbölése az első feladat kell legyen.

Megállapítottuk, hogy a mérési módszerek, eljárások mindegyike túlszabályozott. Olyan előírásokkal találkozunk, ami nehezen tanulható és nehéz betartani. *Megállapíthattuk, hogy a mérési módszer tele van a humán hibák lehetőségeivel (a mérő személyzet legjobb akarata ellenére), és például a terhelési sebességről* szó sincs a szabványokban. Az alakváltozásnál sem különböztetik meg a rugalmas, a maradó – ezen belül pedig a plasztikus és a tömörödés miatti alakváltozást sehol, hiszen a teherbírás szempontjából csak ezek együttesen – mint summa alakváltozás - érdekesek. A mérési eredmények számítása hibás, mert $(1-\mu^2) \cdot c$ szorzat a Poisson tényezőtől függ, azaz nem tekinthető 1,5-nek. Fontos továbbá a mérőórák száma és elhelyezésük is, mert nem ugyanazt az alakváltozást mérik azonos terhelésre – a tárcsa behajlása kimutathatóan más közepén, mint a széleken mérve. Hiba-analízis kimutatta azt is, hogy ha ezeknek a megállapításoknak a helyállóságát elfogadjuk, akkor a terhelési ciklusokban a lépcsőnkénti kivárási időt szigorúan kell szabályozni, vagy meg kell szüntetni, vagy egységesíteni szükséges.

Fentiek alapján felvetettük egy lehetséges megoldásként az automatikus mérés alkalmazását, a humán hibák nélküli automata műszer szükségességét, mint a legkevesebb hibával terhelt egyetlen járható utat a mérés innovációjára.

2. EDDIGI TÖMÖRSÉG-BECSLÉSI MÓDSZEREK A TÁRCSÁS MÉRÉSBŐL

2.1. T_T TÖMÖRSÉGI TÉNYEZŐ ALKALMAZHATÓSÁGA (E_2/E_1)

A magyar előírásokban a szemcsés alaprétegek egy részénél a tárcsás teherbírás mérésekből számítható $T_T = E_2/E_1$ „tömörségi tényező” a tömörségi fokra előírt kritériumként jelenik meg. Ennek indoka az, hogy a viszonyítási (referencia) sűrűség, a módosított Proctor vizsgálatban (ρ_{dmax}) nem állítható elő a mért anyag/ talaj szemmagysága miatt. A magyar „Kötőanyag nélküli és hidraulikus kötőanyagú burkolatok” ÚME [2] a minőségi követelmények fejezetében a szemcsés rétegek *tömörségre* az alábbi előírást adja:

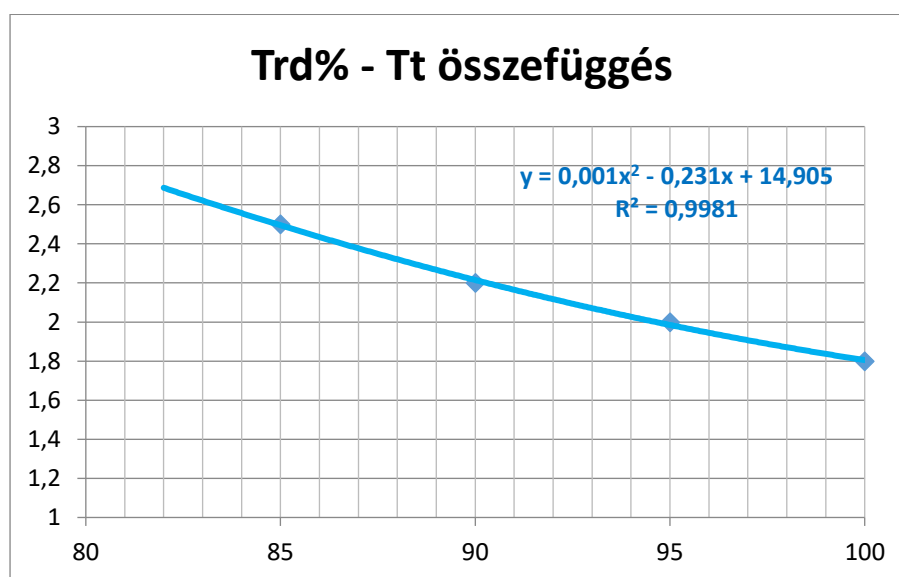
1. táblázat: Tömörségi tényezők „megfeleltetése” a tömörségi foknak.

Tömörítési tényező, $Tt=E_2/E_1$ legfeljebb	Tömörítés, Trp %, legalább
2,5	85
2,2	90
2,0	95
1,8	100

Egyértelmű mindenki számára, hogy ez az előírás „jobb híján” született meg, és máig állandó vitákat okoz. Liptay [10] német szakirodalomból [8-9] levont következtetése szerint ez azt jelenti, hogy a tömörítési tényező értékéből még a vizsgálati eredmények középértéke sem ad egyértelmű választ a tömörítés megfelelőségére. Véleménye szerint a $Tt=E_2/E_1$ tömörítési tényező a **tömörítés megítélésére sem a kivitelező saját ellenőrző méréseként, sem a megrendelő átvételi eljárásához nem alkalmas** – állapítja meg.

A Tt tömörítési tényező az E_2/E_1 (avagy s_1/s_2) arány az első és a második felterhelésből számított érték hányadosa, az MSZ2509-3 szerinti módszerrel mérve. Az FZKA típusú zúzott alapokra nem lehet Proctor vizsgálatot elvégezni a nagy d_{max} szemcseméret miatt.

Problémának látjuk, hogy az E_1 és E_2 teherbírási modulust a teljes alakváltozásból számítják - az alakváltozás arányainak vizsgálata nélkül. Belátható ugyanis, hogy a Tt tömörítési tényezőt a tömörítési alakváltozásból kellene meghatározni, nem a teljes alakváltozásból (plasztikus + rugalmas + tömörítési) alakváltozás. **Emiatt sajnos egyértelmű, hogy a $Tt=E_2/E_1$ arány nem hozható összefüggésbe a tömörítéssel**, egyezően több irodalmi adattal [10,11]. Más megoldást kell tehát találni a statikus tárcsás mérésből a tömörítési fok meghatározására.



1. ábra: Dr. Boromisza Tibor (KTI) által javasolt összefüggés a Tt és Tömörítési fok között.

2.2. MK MISKOLC KÖZELÍTŐ TÖMÖRÍTÉSI FOK ELMÉLETE

A módszert a megközelítő tömörítésre a Magyar Közútnál Tamás József [8] dolgozta ki. Nézzük, mit mond ez az elmélet az MSZ2509-3 statikus tárcsás mérésről [4]. A Tt (E_2/E_1) tömörítési tényezőt ő is következetesen elveti, annak alkalmatlanságát tapasztalva és új módszert keres a tömörítés jellemzésére. Javaslatára szerint a teherbírás mérésekből a modulusok meghatározása mellett a tömörítési fok is számítható. Ez bizony igen jó dolog lenne, főleg, ha számításba vesszük, hogy a teherbírás mérést amúgy is el kell végezni a minősítéshez. Szerző a következőt mondja: „közismert, hogy a leglazább és a legtömörebb állapot hányadosa kb. 1,4 (azaz $\sqrt{2}$) körüli érték.

Ha egy derékszögű háromszög hosszabbik oldala s_1 teljes alakváltozás és kisebbik oldala s_{im} maradó alakváltozás, akkor a $T\%$ tömörítést a következő a visszaterhelés utáni maradó alakváltozás és az átfogó

aránya adja (lásd 2.ábra): $T\% = 100 \cdot [S_{im} / \sqrt{(S_{im}^2 + S_i^2)}]$, ahol a nevező a „c” átfogó $= \sqrt{(a^2 + b^2)}$, ez esetben $\sqrt{(S_{im}^2 + S_i^2)}$

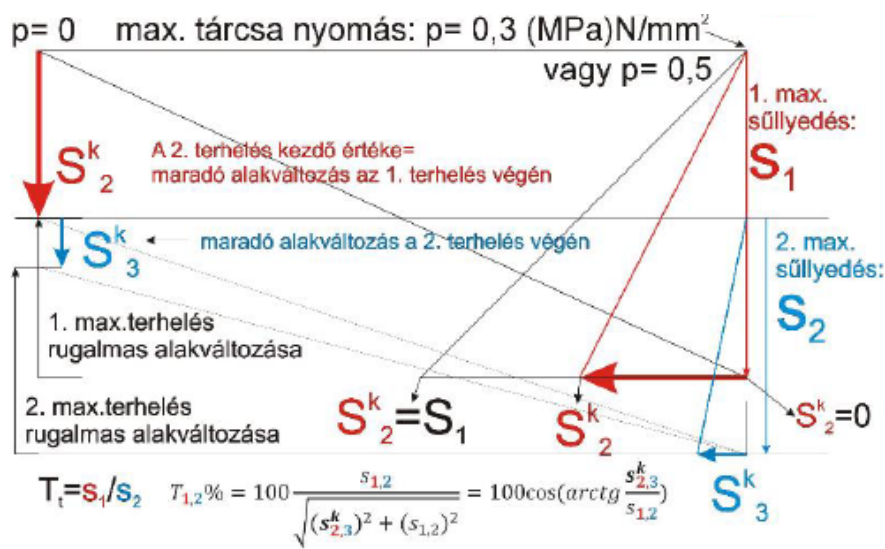
Az elméletre a következő a magyarázat: ha $S_m = 0$ akkor az átfogó értéke S_1 , azaz $T\% = 100 \cdot 1$ azaz mivel nem volt tömörödési maradó alakváltozás, emiatt a tömörségi fok 100% (gumi esete). Ha azonban az $S_m = S_1$ azaz a mért maradó alakváltozás a teljes összes alakváltozás, akkor az eset egy **laza plasztikus réteg**, azaz a mért alakváltozás teljes egészében maradó alakváltozás. Ekkor $S_{im}^2 = 1$ és $S_i^2 = 1$ azaz $(1+1) = 2$ és $T\% = 100 \cdot (1/\sqrt{2}) = 100 \cdot (1/1,41) = 70,7\%$ ami a legkisebb tömörségi fok. A mérésnél minden felterhelési ciklus után a visszatérhelés utáni **S_{im} maradó alakváltozás leolvasása** a feltétele ennek a számításnak.

2. táblázat: MK-Miskolc T% mérési módszer - mérési eredmény számítása.

Tárcsás teherbírásmérés MSZ 2509-3:1989										T ₁ = $s_{1,1} / \sqrt{((s_{1,2}^k)^2 + (s_{1,1})^2)}$ T ₂ = $s_{2,2} / \sqrt{((s_{2,3}^k)^2 + (s_{2,2})^2)}$		
Földmű és pályaszerkezeti alaprég esetén a terhelés nagysága 0,3 N/mm ² (Mpa), pályaszerkezeti réteg esetén 0,5 Mpa												
1. pályaszerk. Poisson: $\mu =$	kötött 0,5	vegyes 0,4	aszfalt 0,35	HK 0,35	Ct 0,3	Ckt 0,25	tényleges 0,3	A megfelelő beírn!		számítás	pontos: 1 ▶	1 ▶
Mérés helye	kmsz	pály. old.	tengelytáv.	magasság	E1	E2	Tt = s_1/s_2	T1	T2	Megjegyzések: követelmények E2 ≥ 80 Tt ≤ 1,9 M2, X1 T _r ≥ 97%		
M30	73+760	bal	5,0	FF50F25	67	102	1,5	91,2	97,0			
p Mpa	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,20 = s_1^k záró- s_1^k
leolv mm	0	0,15	0,36	0,55	0,80	1,00	1,22				1,22	s1 záró leolv.
leolv mm	0,55	← s_2^k	0,90		1,10		1,35				0,80	s2 0,75

A felvett arányok igazolására több Proctor-vizsgálatot is elemeztünk. Megállapítottuk, hogy a laboratóriumi Proctor-vizsgálat száraz tömeg $G_{sz} = \text{constans}$ modellben számított Proctor minta magasság – Proctor tömörségi fok Δh -Trd% összefüggése alapján a szemcsés anyag legkisebb tömörségi foka 71,7%-ra adódik.

Fenntartásokra int továbbá az a tény, hogy az MSZ2509-3 szabványban pont a mintaként megadott mérésre sem igazolódik ez az elmélet: az első felterhelés ($E_1 = 34 \text{ kN/mm}^2$) $s_{1m} = 1,5 \text{ mm}$, míg $s_1 = 2,01 \text{ mm}$. Ebből a fenti képlettel $T_1\% = 80,1\%$ lenne. A második felterhelésre sajnos nincs maradó alakváltozás megadva a szabványban (s_{2m}), ezért az már nem számolható. A Tt értéke azonban a bemutatott minta szerint kb $Tt = 2,5$, ami Boromisza Tibor által megadott összefüggés [2] szerint $Trp = 85\%$ -nak felelne meg. Ebből tehát az elmélet két végpontja (100 és 70,7%) közötti lineáris becslés lehetősége sajnos nem igazolható.



2. ábra: MK Miskolc statikus mérésből számítható „T2% tömörségi fok” elmélete (Tamás J.).

A javasolt módszer a *második felterhelés* utáni maradó alakváltozásból számítja ki az igazi, a minősítésben figyelembe venni javasolt T2% tömörségi fokot. Nem tudni, miért a második, amikor az eredeti tömörítési állapot (a hengerlés befejezésekor) az első felterhelés előtti állapot volt. A figyelembe vett maradó alakváltozás is az második felterhelés maradó alakváltozása, nem az első + második összege.

Az biztos, hogy a tömörség mérésekor figyelembe veendő alakváltozások összetétele NEM azonos a teherbírási modulus számításához alkalmazott alakváltozással. További gond az elmélet megértésében, hogy - mint minden tömörség mérési módszer - ez is figyelembe kellene vegye, hogy a nedvességtartalma a mért rétegnek mennyire tér el az optimális víztartalomtól. Ha eltér, kell a módosított Proctor vizsgálatból számított nedvességgörbe együttható ($T_{rw} = \rho_{di} / \rho_{dmax}$) és az alapján *korrigálni kell* a tömörségi fok eredményét az optimális víztartalomra.

Gond a fenti elméletben, hogy a módszer azt feltételezi, hogy a mért maradó alakváltozás teljes egésze a réteg tömörödéséből keletkezett, *azaz a plasztikus alakváltozás nulla. Ennek előfordulása lehetséges ugyan, de egy elméletbe foglalni nem szabad.* Ez sajnos jelentősen befolyásolhatja a pontos végeredményt. Nyilvánvaló továbbá, hogy nem csak a két peremfeltételnek kell teljesülni (eleje – vége), hanem valami elmélet is kellene, hogy a tömörödést hogyan adja ki más módszerrel is, a mérhető kontrollálható közbelső tömörségi fokokat.

Mindezek ellenére **kiemelendő és dicsőretre méltó a javaslat**, mert felkeltette a figyelmet és elsőnek próbálta meg a teherbírás mérési módszert alkalmazni a tömörség újszerű megítélésére. Ki gondolt eddig arra, hogy tárcsás mérésből tömörségi fokot mérjen? Senki a világon – csak egy Magyar Közutas. Nagy köszönet illeti Öt érte.

2.3. A STATIKUS TÖMÖRSÉGI FOK ÚJ MEGHATÁROZÁSA ÖT TERHELÉSI CIKLUSSAL

Ahhoz, hogy a statikus teherbírásra alkalmazott tárcsás mérésből a teherbírási modulusok mellett egy teljesen új statikus tömörségi fokot is meg lehessen állapítani, a teljes mérési elméletet és gyakorlatot elemezni kellett. A valóban tömörödést okozó alakváltozás meghatározásán túl a tömörségi fokhoz tartozó egyéb, hagyományos feltételeket is át kellett tekinteni, mint amilyen például a nedvességtartalom és a tömörítési munkavégzés kérdése.

Áttekintendő problémakör a tömörségi fok és az alakváltozás összefüggésének vizsgálata, alkalmazhatóságának feltételei, hiszen terepi mérésről beszélünk. Az új innovatív eljárás a valós tömörségi eredményt a helyszínen elvégzendő jelentős „többlitmunkával” kénytelen meghatározni, ami indifferens akkor, ha a mérés automatizált. A mérési idő növekedése sem egyértelmű és az is indifferens – ha a mérés automatizált. Márpedig ez a célunk.

Az automatizált mérés szoftveres vezérlésű, csak az elhelyezés és az elindítás a kezelő dolga. Emiatt a humán hibák száma kevesebb, a mérés nem fárasztó és szakképzett személyzetet sem igényel. Akkreditálásra csak a mérési módszer algoritmusa szorul.

2.3.1. AZ ALAKVÁLTOZÁSOK JELLEGÉNEK BEHATÁROLÁSA

A mért alakváltozás a teherbírás mérésekben rugalmas és a maradó alakváltozásból tevődik össze. A maradó alakváltozás azonban további két részre bontható, a plasztikus és a tömörödési alakváltozásra, mely utóbbi a levegő eltávolításával jár a $V = s + v + l$ térfogati rendszerből. Emiatt tömörödés méréséhez háromfázisú talajállapot szükséges.

Hogyan láthatnánk meg ezt a többltet információt statikus teherbírás mérésből? Ez a fő kérdés, ami jelenleg tárgyalni és kibontani szeretnénk.

A tárcsás mérésre vonatkozó szabályozások egyike sem kellett kitérjen arra a tényre, hogy az alakváltozás maradó, rugalmas és plasztikus részből áll, mert ezeket a teherbírás mérés egyben kezeli, mint a terhelés hatására bekövetkező alakváltozást. Az angol vizsgálati szabályozás [3] például felterhelésenként leolvasást kér az adott terhelési ponton 1-2-3-4-5-15. percben, azaz a három

felterhelésben és 4+6+7 ponton, visszaterheléseknél pedig 4 ponton. Egy mérés akár egy órát is igénybe vehet. Egy felterhelésen tehát 15 percet (900 sec) vesz igénybe a mérés (több leolvasással), azaz *a konszolidációt minden terhelésnél kívárlják.*

A jelenleg ismert szabályozásokat az cikksorozat első részében ismertettük [12], mint az MSZ 2509-3:1989, DIN 18134, ASTM D1194-94, ASTM D1195/D1195M-21, ASTM D 1196 – 93: Reapproved 1997, AASHTO [1981]. AASHTO T 222 – 94, EN1977-2 Eurocode 7 –Part 2, BS 1377- 9 [BS EN ISO 22476-3]. Ezekhez hasonló az olasz CNR BU 146 1992-12, osztrák ÖNORM B4417:1979-12, svéd SN6703176:1998, szlovén TSC 06.720:2003, francia NF P94-117-1:2000-04, spanyol UNE 103808:2006-2 előírások.

2.4. SMART STATIC-PLATE TEHERBÍRÁS MÉRÉSI MÓDSZER ÉS AZ 5-15 SEC MÉRÉSI TÖRVÉNY

Az elmélkedések során kialakult - az általunk javasolt statikus tárcsás tömörség- és teherbírás mérési módszer - *egyedülálló, új és szokatlan törvényt javasol követni, mely a teherbírás mérésben is előnyöket biztosít.* Az első két felterhelés E_1 és E_2 ugyan hasonlít a megszokotthoz, de *a felterhelés sebességét és a kivárák hosszát pontosan szabályozza. A mérést automatizált kell legyen, azaz a humán hibák egyáltalán nem érvényesülhetnek a mérésben.* Az első és második felterheléseket kiegészítettük egy harmadik, negyedik, végül egy ötödik (!!!) felterheléssel, az alábbiakban ismertetett módon és céllal.

- a tárcsát úgy kell kialakítani, hogy az könnyű, de tárcsalemez behajlására kellően érzéketlen legyen
- a tárcsát elhelyezzük 2-3mm homokréteg aláterítéssel. A felület legyen közel vízszintes, a terhelés pedig a tárcsaközép vonalában maradjon
- alkalmazunk $p=0,02\text{MPa}$ előterhelést 30sec-ig, majd tehermentesítünk. A pihentető- relaxációs kivárák 15sec után a digitális központi alakváltozás mérő automatikusan lenullázódik és a mérést megkezdődik
- az 1. és 2. felterhelési ciklus és leolvasás a megszokott módszer szerinti, azaz az első felterhelés $\Delta=0,05\text{MPa}$ (0,5bar) lépcsőkkel, a második $\Delta=0,1\text{MPa}$ (1bar) lépcsőkkel történik. *A leolvasás minden lépcsőben 5sec kivárák után történik.* Az első ciklusban 6 lépcsőben terhelünk fel, a második terhelési ciklus 10sec terhelési idővel és 5sec kivárák utáni óraleolvasásokkal - három lépcsőben. A visszaterhelés után a maradó alakváltozást is leolvassunk a relaxáció előtt és után
- Minden felterhelés után következő tehermentesítéskor a kötelező pihentetés (relaxáció) 15sec, utána le kell olvasni az alakváltozást (minden felterhelés után). Minden visszaterhelés után kivárák 15 sec-ot.
- *A visszaterhelés mindig egy lépcsőben történik azonos sebességgel, mint felterhelés, a végén 15sec kivárással*
- A felterhelés sebessége (automatizált, programozott) $0,05\text{MPa}/5\text{sec}$. ***egy teljesen automatizált műszer SMART applikációval***
- a 3. felterhelést $\Delta p=2*0,15\text{MPa}$ -ban, azaz két terhelési lépcsővel végezzük az alakváltozás leolvasásával, majd a végén a tehermentesítés után a visszaterhelés után a maradó alakváltozást is leolvassunk a relaxáció előtt és után. (Érezhető a gyakorlott mérőszemélyzetnek, hogy ez már jóval rövidebb idő lesz, mint az első felterhelés volt)
- a 4. felterhelést ($\Delta p=0,3\text{Mpa}$ -ig) *egy lépcsőben* végezzük (a terhelési sebesség marad konstans), majd az alakváltozást leolvassuk 5sec kivárák után, majd a visszaterhelés után a maradó alakváltozást is kiolvassuk 15 sec után.
- minden eddigi felterhelésnél ***lényeges az 5-15sec szabály betartása***, azaz minden lépcsőnél a kivárák a leolvasás előtt 5sec, és minden végterhelésnél a kivárák 15sec, ***azaz NEM várjuk ki a szubjektívnak minősülő „teljes konszolidációt” soha, mert azt majd külön mérjük.***
- ezek után, az 5. felterhelés következik, aminek célja pont az eddig kihagyott, de itt már *sokkal pontosabban kimérhető* *plasztikus alakváltozás meghatározása.* Egy lépcsőben ismét felterhelünk $p=0,3\text{MPa}$ -ra és leolvassa az automata 5 sec múlva (S_{51}) és utána azonban a terhelést tartva, kivárák ötszörös ***5*5= 25sec-ot***, majd az alakváltozást 5 sec múlva leolvassuk (S_{52}). A visszaterhelést egy lépcsőben végezzük el $p=0\text{MPa}$ -ra, ami után 15 sec-et kivárák a maradó alakváltozást is leolvassuk (S_{5m})

- Lehetőségként a szoftverben fennáll, hogy ha 25sec kevés lenne a plasztikus alakváltozás meghatározására, akkor tovább lehet a végterhelés elérése után (terhelés alatt) kivárni. Ekkor a plasztikus alakváltozás számítása ugyanolyan elven, az egy ciklus időre való átszámítással történhet. A konkrét értékét mindig 5sec-re kell korrigálni.
- A plasztikus alakváltozás jelölése az alapverzió szerint $S_{PL} = (S_{52} - S_{51})/5$ (ahol PL=plastic)
- a tisztán rugalmas alakváltozás jelölése $S_{FL} = S_4 - S_{PL}$ (ahol FL flexible)
- az egyes felterhelésekben a számított **tömörödési alakváltozás a tömörségi fok megállapításához lesz szükséges:**

$$S_{iCr} = S_i - S_{FL} - S_{PL} \quad (1)$$

ahol a „Cr” index jelölés compaction rate-et jelöl.

A mérés ezzel befejeződött, következhet a jellemző paraméterek kiszámítása és a tájékoztató értékek megadása.

Megjegyzés: a leírt mérési mód paraméterek egy verzióknak tekinthetők, azokat a mérőszoftver beállítás menüben lehet majd változtatni, melyet a verifikálás dönt el. Ugyanakkor megjegyezzük azt is, hogy a mérőszoftver egy verziója és a szenzorok kialakítása lehetővé tesz bármilyen más szabvány szerinti mérést is, mert a processzorvezérelt méréshez más hardverelem nem kell, a szoftver pedig állandó.

2.4.1. INFORMÁCIÓK, MÉRT ADATOK A SMART STATIC-PLATE-TEST (SPLT) VIZSGÁLATBÓL

- első – második felterhelésnél a mért alakváltozások süllyedési adatait mérjük és tároljuk
- végterhelések S_i (mm) azaz S_1, S_2, S_3, S_4, S_5 -nél mérjük az alakváltozásokat két tizedesre
- visszaterhelések utáni maradó alakváltozások S_{mi} ahol $i=1-5$ azaz $(S_{1m} - S_{2m} - S_{3m} - S_{4m} - S_{5m})$ melyet mérünk relaxáció előtt és után, de igazán nem fogjuk használni a számításokban
- **rugalmas alakváltozás** (S_{FL}) meghatározása a 4. felterhelésből történik $S_{FL} = S_4 - S_{PL}$
- **a mérés alatt a víztartalmat is kell mérni két alkalommal (szoftveresen)**
- az S_{FL} tisztán rugalmas alakváltozás ismeretében meghatározható az M_{rSt} (*Helyszíni Statikus Reziliens modulus*) értéke, ehhez a μ_R értéke a Reziliens modulusnál elfogadott Poisson-tényezők listájából választandó
- **plasztikus alakváltozás** S_{PL} az anyag (talaj) adott telítettség mellett, alacsony vagy nulla a levegőtartalom. A mért érték a felterhelt és leolvasott alakváltozás után 5 sec kivárás (S_{51}), majd újabb $5 \times 5 \text{ sec} = 25 \text{ sec}$ (összesen) plasztikus alakváltozást kell kivárni, majd leolvasni. Azaz az összesen plasztikus alakváltozás ötödét értjük a plasztikus alakváltozás alatt
- S_{PL} (mm) = $(S_{52} - S_{51})/5$
- az utolsó felterhelést kizárólag erre a célra alkalmazzuk, feltéve, hogy a tömörödési alakváltozás jelentős részének végbemenetele már nagy valószínűséggel megtörténhetett.
- A tömörödési alakváltozás S_{cr} számítása már ebből adódik és mértéke a teljes alakváltozásból számítjuk ($S_{cr} = S_i - S_{FL} - S_{PL}$)

Új feltétel a Smart Static-Plate-Test vizsgálatnál, hogy a víztartalmat is mérni kell a mérés helyén ($M_wC\%$ mass-water-content% vagy $V_wC\%$ Volume-water-Content%) módszerrel.

Fentiekből adódóan tehát a **Smart Static-Plate-Test** vizsgálatnál egy adott ponton a tárcsa elmozdítása nélkül első felterhelést 6 lépcsőben hajtjuk végre, a másodikat három, azaz a vizsgálat teljes időigénye a szokásos első és második felterheléssel járó mérési időnek kb duplájára tehető. A szabályok betartásával azonban ennek árán igen sok és igen hasznos információkat nyerhetünk igen kis hibával mérve.

2.4.2. TÖMÖRÖDÉSI ALAKVÁLTOZÁS MÉRÉSE JELÖLÉSE (S_{CRI} MM)

Ábrázolva a felterhelés során mért alakváltozásokat egy görbét kapunk, mely a terhelések hatására bekövetkezett rugalmas, maradó és plasztikus alakváltozások összege. Ebből a *számított* maradó

alakváltozás a tömörödési és a plasztikus alakváltozás. ***A tömörödéshez tartozó alakváltozás kimérése tehát csak úgy lehetséges, hogy a teljes mért alakváltozásból le kell vonni a plasztikus, majd a rugalmas alakváltozásokat.*** Ezeket tehát meg kell ismerni a számításhoz.

A mérés során csak a ***terhelt ciklusvégek alakváltozásaiából dolgozunk***, a tehermentesített maradó alakváltozást nem használjuk a számításokban, de leolvassuk (5 sec + 15 sec relaxáció kivárása után).

Kérdésként felmerülhet, hogy a jelenleg az E2 határértékek teljesülésének elbírálására alkalmazott MSZ2509/3 teherbírás mérés 1989-ben milyen feltételezések alapján került elfogadásra és alkalmazásra annak idején. ***A felület, amin a teherbírást mérjük tömörített, és minősítésre előkészített.*** Erre felterhelünk $p=0,3$ MPa-ig egy első E1 terhelést, majd visszaterhelünk. Majd újra felterhelünk még egy ciklust (azaz még egyszer rátömörítünk), amit a teherbírást minősítő ***E2 értéknek*** nevezzük.

Ez azt jelenti, hogy azt feltételezhatték a mérés elfogadásakor, hogy az épített felület eltakarása után a szerkezet súlya, valamint a további rétegek építése, továbbá az építési forgalom terhelése valószínűleg a második terhelési ciklussal lehet egyenértékű. Ebben az akkori magyar műszaki gondolkodás ma is helytálló, akkoriban pedig élenjárónak tekinthető.

Egy másik feltételezés az lehetne, hogy az E₁ értékek olyan nagy szórást mutattak, hogy arra nem lehetett minősítést alapozni. Ennek ellentmond a svájci SN670317b szabályozás, ahol az M_{E1} érték a minősítő érték (de hát az Svájc), továbbá E₁-re minősít az osztrák szabvány is.

2.4.3. KELL-E VISZONYÍTÁSI SŰRŰSÉG A STATIKUS TÖMÖRSÉGI FOK MÉRÉSÉHEZ?

A tömöríthetőségi vizsgálatot négy féleképp lehet elvégezni a jelenlegi EN 13 286-1 EU szabályozás szerint, ez jellemzően a módosított Proctor vizsgálat hazánkban. Lehetséges azonban további három meghatározási módszer is, mint a vibrokalapácsos, vibroasztalos, vagy vibrohengeres vizsgálat. Sajnos nem ismerjük még ezek egymásba való átszámíthatóságát, hasonlóságát, vagy alkalmazásának egyenértékűségét, ezért jellemzően nagy óvatosság látható ezen a területen. Minden ország inkább a korábban megszokott módszereit alkalmazza. A magyar szabályozás [5] a következőt mondja:

4.2.2.9. Tömöríthetőség

Ha az alapanyag vagy anyagkeverék szemmegeloszlásából adódóan lehetséges, akkor a legnagyobb laboratóriumi térfogatsűrűségét és a legkedvezőbb tömörítési víztartalmát meg kell határozni. Ennek értékét követelmény nem írja elő, a burkolatalapba beépített anyag tömörségét a legnagyobb laboratóriumi térfogatsűrűséghez mint referenciaértékhez viszonyítva lehet meghatározni.

A laboratóriumi legnagyobb száraz térfogatsűrűséget (ρ_{dmax}) és legkedvezőbb tömörítési víztartalmát (w_{opt}) az MSZ EN 13 286-1 szabványban előírtaknak megfelelően, a négy tömörítési módszer egyike alkalmazásával kell meghatározni.

A legnagyobb száraz térfogatsűrűség és legkedvezőbb tömörítési víztartalom vizsgálati módszerei közül előnyben kell részesíteni a módosított Proctor-vizsgálat alkalmazását, ha az anyag szemnagysága ezt lehetővé teszi. A módosított Proctor-vizsgálat alkalmazása azért is célszerű, mert ezzel egyidejűleg a dögölés hatására bekövetkező aprózódás nagysága is értékelhető (4.2.2.3.).

A tömöríthetőség vizsgálatának módszerét a vállalkozónak a munka megkezdése előtt egyeztetnie kell az építetővel, mert az alkalmassági vizsgálatoknál, a gyártásellenőrzésnél, valamint a beépített réteg megfelelő tömörségének ellenőrzésénél a viszonyítási térfogatsűrűséget mindig azonos módszer szerint kell meghatározni.

3. ábra: e-UT 06.03.53 „Kötőanyag nélküli és hidraulikus kötőanyagú burkolatok” előírás a Mechanikai Stabilizációkra.

Zúzott alapoknál, mint például a folyamatos szemeloszlású zúzott alap FZKA (ÚME 4.2.1.9.pont) a zúzottkő alap ***tömöríthetőségét nem kell vizsgálni*** ugyanakkor a LA₄₀ aprózódás megengedett. Az FZKA és a mechanikai stabilizáció termékek besorolásai a D_{max}-tól függőek (pl. FZKA0/32, M0/32) és mindkettőre öt csoport van (D_{max} 22, 32, 45, 63 és 90mm).

Fentiekből levonható lenne az a következtetés, hogy ha a tömöríthetőségi vizsgálat (egyike legalább) elvégezhető a mechanikai stabilizáción az adott D_{max}-nál, akkor elvégezhető kellene legyen az FZKA-

nál is. A probléma a $D_{\max}$ szemcsék zavaró hatása. Egy-két szemet ugyan ki szoktak venni, de 20-30m%-ot nyilván nem lehet – ezzel csak becsapnánk magunkat.

Nincs tehát megnyugtatóan megoldva annak a kérdése, hogy Proctor-görbét, illetve az abból számított nedvességhorrekciós együtthatót ($T_{rw} = \rho_{di} / \rho_{dmax}$) hogyan tudnánk biztonsággal meghatározni. Ez a dilemma okozza azt, hogy az FZKA zúzott alaprtegeknél nem a tömörségi fokkal, hanem a T_t (E_2/E_1) értékkel minősítjük a tömörséget. Ami ebben a segítség, az a most megadott T_t - $Trd\%$ összefüggés (lásd 1. ábra).

3. ELSŐ VERIFIKÁCIÓS STATIKUS TÖMÖRSÉG MÉRÉSEK TAPASZTALATAI

Az UTLAB szövetség keretében 2008 tavaszán az épülő M6 autópályán készült egy összehasonlító vizsgálat a Közlekedéstudományi Intézet és a Magyar Közút lebonyolításában. A kiválasztás szempontja volt az akkreditáltságon kívül a nagy gyakorlat és nagy projektekben való részvételek voltak. A statisztikai értékelésben – ahol lehetett – a minimum, maximum értékeket kihagyták és „korrigált” paramétereket határozott meg Ézsiás [14]. Statikus teherbírás mérés MSZ25009-3:1989 módszerrel kilenc nagy tapasztalatú laboratórium mért 3-3 mérési helyen, meghatározva E_1 , E_2 és T_t értékeket. A statisztikai számítást a Student-féle eloszlással *megismételtük azért, hogy azt a későbbi egységes értékeléshez alkalmassá tegyük* (3. táblázat). A 90%-os valószínűséggel meghatározott intervallum relatív érték.

3. táblázat: Összehasonlító mérések M6 -2008 (Ézsiás) relatív %.

Teherbírás MSZ2509-3 (E_2) mérési megbízhatóság (2008)

Mérési eredmény E_2	I. szakasz	II. szakasz	III. szakasz
labor száma db	9 (7)	9 (7)	9 (7)
MIN (MPa)	52,1	22,1	60,0
MAX (MPa)	78,5	63,8	82,7
Korr. átlag (MPa)	65,2	47,1	75,4
Korr. szórás	8,4	9,6	7,2
Rel. szórás %	13%	20%	10%
SZÁMÍTOTT (Új) $\pm\Delta$ (Student=1,943, $\alpha=0,1$ és $v=n-1$)	$\pm 9,5\%$	$\pm 14,7\%$	$\pm 7,3\%$

E szerint az E_2 teherbírasi modulus mérési megbízhatósága akár $\pm 15\%$ is lehet, a szerző által alkalmazott korrigálások (min-max elhagyása) ellenére. Megjegyzendő, hogy minősítéskor legálisan a min-max értékek nem hagyhatók el. Szerző megjegyzi továbbá, hogy a teljes mérési idő 1,5 perctől 14 percig terjedt, azaz eltérése igen jelentős volt az akkreditált laborok mérései ellenére.

4. MÁSODIK VERIFIKÁCIÓS MÉRÉS 8-AS ELKERÜLŐ ÚT VESZPRÉM 2021

Az UTLAB szervezésében 2021-ben volt egy másik összemérés is, egy épülő híd-háttöltésen a 8-as út mellett. Ez volt az *első lehetőség az 5 ciklusos statikus tömörség – teherbírás mérések kipróbálására*, melyért ez úton is köszönetet mondok minden résztvevőnek és a szervezőnek.

A verifikációban 11 db akkreditált laboratórium vett részt, nagy gyakorlattal rendelkező laboratóriumi munkatársakkal. Az átadott „kotta” alapján elvégezték a kísérleti öt ciklusos mérést, elsőként a világon. A mérés célja az volt, hogy a statikus tömörségi fok meghatározhatóságát az új elmélettel ellenőrizzük, másodsorban pedig az, hogy az ötciklusos SPLT mérési módszerrel kapott teherbírasi (E_2) és a $TrE_{SPLT}\%$ helyszíni relatív statikus tömörségi fok értékek ismételtetését, megbízhatóságát kiderítsük.

4. táblázat: Összehasonlító teherbírás mérések 8-as út, 2021 (ÚTLAB).

Statikus Teherbírás ismételtetésége új SPLT-módszerrel (E_2) 8-as út 2021

Mérési eredmény E_2	A szakasz	B szakasz	C szakasz	A+B+C
labor db	10	11	11	32

MIN (MPa)	67,0	83,5	88,1	67,0
MAX (MPa)	109,0	131,3	128,6	131,3
átlag / várható érték (MPa)	93,0	105,2	107,1	102,1
szórás	12,3	11,8	12,6	13,4
Rel. szórás %	13,2%	11,2%	11,7%	13,1%
Mérési megbízhatóság $\pm\Delta\%$ (Student=1,833, $\alpha=0,1$ és $v=n-1$) átlaghoz képest	$\pm 7,7\%$	$\pm 6,1\%$	$\pm 6,4\%$	$\pm 3,9\%$

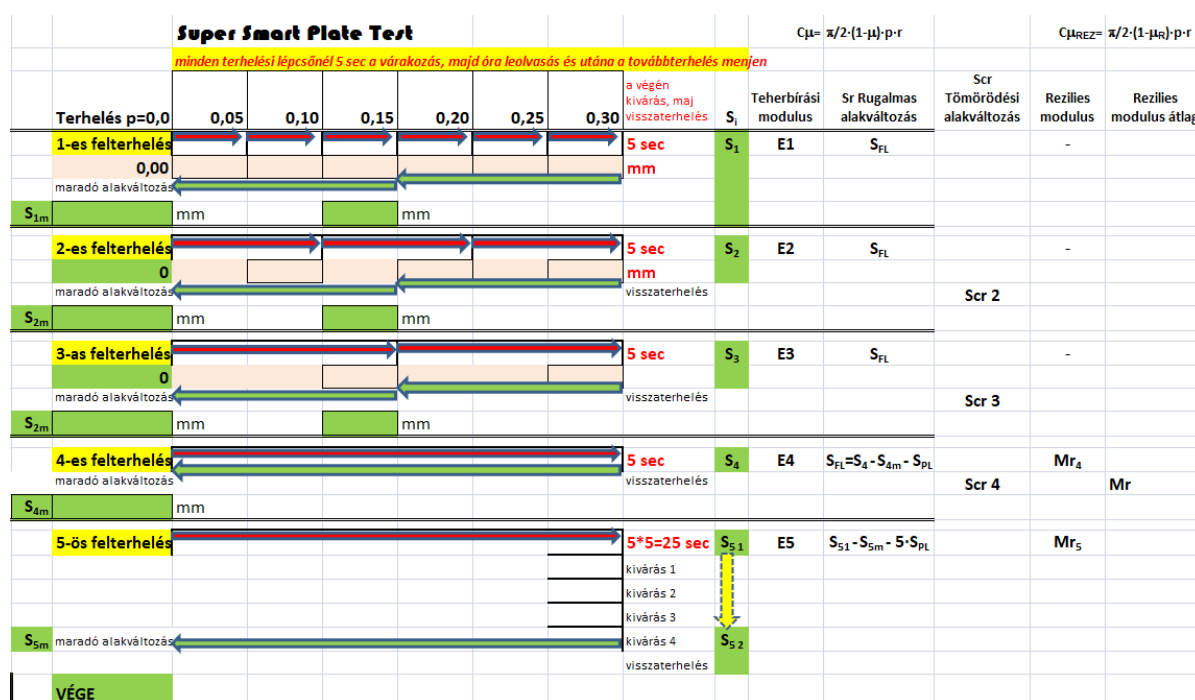
azaz az **E_2 teherbírás-mérés megbízhatósága kedvezőbb**. Megjegyzendő, hogy itt a min-max értékeket nem hagytuk el, mint az előbbi táblázat tette. Fentiek szerint – bár a mérési megbízhatóság javult - az SPLT tárcsás teherbírás mérés további fejlesztése lesz szükséges és vélhetően az egyetlen megoldás az lesz, hogy a humán hibák teljes kiküszöbölését el kell érjük.

5. táblázat: Összehasonlító új statikus tömörségi fok mérések 8-as úton 2021 (ÚTLAB).
Statikus Tömörségi fok ismételhetősége az új SPLT-módszerrel ($Tr_{PLT}\%$), 8-as út 2021

($Tr_w=0,991$ TPA GYF2021/00102 STRABAG $w\%=6,8$ $w_{opt}=5,8\%$)

Mérési eredmény	A szakasz	B szakasz	C szakasz	A+B+C
labor db	10	11	11	32
MIN (%)	93,4	95,6	95,3	93,4
MAX (%)	98,5	97,8	98,2	98,5
átlag / várható érték %	96,0	97,1	96,8	96,6
szórás	1,5	0,7	0,8	1,1
Rel. szórás %	1,6%	0,7%	0,8%	1,2%
Mérési megbízhatóság $\pm\Delta\%$ (Student=1,833, $\alpha=0,1$ és $v=n-1$) átlaghoz képest	$\pm 0,9\%$	$\pm 0,4\%$	$\pm 0,5\%$	$\pm 0,4\%$

A fenti táblázatban - a statikus tömörségi fok mérésnél - az **ismétlési mérések megbízhatósága kedvezően alacsony** terjedelmet mutat. Ismétlési, azaz más műszerrel, más személyzettel, más laboratórium által végzett mérés, egy mérési módszerrel. Javasolt a kísérlet folytatása néhány laboratórium bevonásával, a mérési szám jelentős növelésével, homogénnek tekintett szakaszon, **a párhuzamos mérések megbízhatóságának meghatározására**. Kedvező esetben előírható lehetne a párhuzamos mérés kötelező alkalmazása és átlag képzése a minősítéshez.



4. ábra: SPLT – mérési „kotta” V.0 mérési terv.

A tömörítési munka eltérése esetén szükséges lehet további korrekció, mint a κ , a rétegvastagság eltérése miatti korrekció (LTP), valamint az optimális víztartalomtól való eltérés miatt alkalmazandó T_{rw} nedvességkorrekció. Ezek a korrekciók a dinamikus tömörségmérés elméletéből már jól ismertek [17, 18], és itt is alkalmazhatók.

4.1. STATIKUS TÖMÖRSÉGI FOK SZÁMÍTÁSA

Az a SPLT tárcsás méréssel a visszaterhelés után mért maradó S_{mi} alakváltozás (mint jeleztük) nem alkalmas a statikus tömörségi fok meghatározására, mert a tömörödés miatti alakváltozás (S_{1cr}) mellett tartalmazza a képlékeny (S_{PL}) azaz a plasztikus alakváltozást is. Ezért a maradó alakváltozást a következő elmélekedésből teljesen kihagytuk.

Ugyanakkor azonban az első ciklus végterhelésére is számítható:

$$S_{1cr} = S_{1i} - S_{PL} - S_{FL} \quad (2)$$

E mellett mindig teljesül, hogy $S_{1cr} \leq S_{1m}$ azaz sem a maradó, sem a rugalmas alakváltozás nem számít bele a tömörödésbe. Az első terheléskor S_{1cr} , majd S_{2cr} a mért tömörödési alakváltozás az $i=2$ azaz második felterheléskor, S_{3cr} a mért alakváltozás a harmadik felterheléskor, S_{4cr} a mért alakváltozás a negyedik terheléskor és S_{5cr} az ötödik felterheléskor. Nyilvánvaló, hogy a tömörödési alakváltozás a ciklusok számának emelkedésével a nullához tart ($S_{icr} \rightarrow 0$)

Számítható a **Dm deformációs mutató** (az MSZ15846 dinamikus tömörségi fok elméletéből átvéve), $D_{mi} = S_{icr}$ ami tisztán tömörödési alakváltozás. A tárcsát az öt ciklus között nem mozdítjuk el és minden újabb felterhelés újabb tömörödést okoz, azaz egyre inkább növekvő tömörségi fokot kapunk. ($TrE_{SPLT1}\%$, $TrE_{SPLT2}\%$, $TrE_{SPLT3}\%$)

Mindebből a helyszíni relatív Statikus PLT Tömörégi Fok terhelési ciklusonként:

$$TrE\%_{PLTi} = 100 - 1,25 \cdot \Phi \cdot D_{mi} \quad (3)$$

ahol Φ az MSZ15846 szerint értelmezett módosított Proctor-vizsgálatból számított alakváltozás-tömörégi fok összefüggés meredeksége ($0,38 \pm 0,02$), ahol D_{mi} definícióját lásd fentebb.

A statikus tömörségi fok természetesen függ a talaj nedvességtartalmától. T_{rw} értéket a módosított Proctor görbéből számítjuk $T_{rw} = \rho_{di} / \rho_{dmax}$ kifejezésből. Esetleges korrekció „ k ” továbbá lehetséges a nagyszámú összehasonlító vizsgálatok statisztikai feldolgozása alapján.

Fentiek alapján megállapítható, hogy

- a statikus tömörségi fok számítása során figyelembe vett alakváltozás más, mint a statikus teherbírási modulus számításakor figyelembe vett alakváltozás.
- emiatt a STATIKUS TÁRCSÁS TÖMÖRSÉG- és TEHERBÍRÁS mérés módszerét eleve úgy kell kialakítani és végrehajtani, hogy az alkalmas legyen mind a hagyományos statikus teherbírási modulus (E_2), mind a statikus tömörségi fok meghatározására egyetlen méréssel
- kizárólag automata mérési mód és műszer elkészítése és alkalmazása lehet a cél

Az alakváltozás összetétele (rugalmas, plasztikus, tömörödési- alakváltozás) a különböző talaj-anyagoknál nagyon különböző lehet, annak ellenére, hogy a tárcsa elmozdítása nélkül, ugyanazon mérésből számítjuk mindkét jellemzőt.

A statikus tömörségi fok mérést öt felterheléssel kell elvégezni, melyből az utolsóval a plasztikus alakváltozást határozzuk meg, az utolsó előttivel pedig a rugalmas alakváltozást. Fontos, hogy a felterhelés (és visszaterhelés) sebességét is szabályozzuk automatikus, processzorvezérelt méréssel. A statikus tárcsás teherbírás és tömörségi fok mérést $p=0,3$ N/mm² végterhelésig javasoljuk végezni, de alkalmas lehet $p=0,50$ MPa határig is, melynél vélhetően egy újabb szorzót kellene alkalmaznunk.

A mérési idő irreleváns, ha a mérés teljesen automatizált (de kb. 6-8 perc), mert emberi közreműködés nem szükséges – az elindítást kivéve. A berendezés részei a bordás-tárcsa és mérőkeret, mely könnyű - de igen erős, szénszálas kevlár anyagból készül. A műszer felállítása nem igényel szakszemélyzetet, így akár a kivitelező (QA) is elvégezheti.

A vezérlést és a mérési adatok tárolását és továbbítását okostelefonos applikációval is végezhetjük, bluetooth kapcsolattal. A felterhelés és visszaterhelés sebessége szabályozott és konstans. Lehetőség emiatt, hogy a szoftver nem csak a STATIKUS TÁRCSÁS TÖMÖRSÉG - és TEHERBÍRÁS mérést, hanem más szabványok szerint mérést is le tudja bonyolítani (DIN18134, ASTM D1196, CRD-C 655-95, AASHTO T222), ezzel a műszer piacképessége és vevőköre jelentősen növelhető.

5. A STATIKUS TEHERBÍRÁS - TÖMÖRSÉGI FOK ELSŐ MÉRÉSEK TAPASZTALATAI

5.1. TEHERBÍRÁSI MODULUSOK MEGHATÁROZÁSA AZ SPLT MÉRÉSBŐL

E1 (MPa vagy kN/mm²): az épített réteg szerkezeti réteggel terhelt várható teherbírási modulusa, ha a terhelést legalább 0,3MPa-ig folytatjuk és utána tehermentesítünk. Alternatíva lehet a $p=0,5$ kN/mm² terhelési határ nem csak pályaszerkezeti rétegekre, hanem akár talajokra, szemcsés anyagokra is. Az alakváltozás tartalmazza a plasztikus és a rugalmas, valamint a tömörödés miatti összes alakváltozást – mely az adott terhelési idő alatt megy végbe. Szubjektív hibáktól mentes automatizált mérés, ezért ismételhetősége várhatóan jó és nem függ a választott labortól sem.

E2 (MPa vagy kN/mm²): a tehermentesítés és relaxáció után a terhelést újabb ciklussal folytatjuk. Tartalmazza a plasztikus és a rugalmas, valamint a tömörödés miatti összes alakváltozást.

E3 MPa vagy kN/mm²: a harmadik és negyedik felterheléskor kimutatható a rugalmas alakváltozás a vélhetően végbement statikus tömörödés után, az épített és már kétszer felterhelt és tehermentesített rétegen, ahol valamennyi felterheléskor azt 0,3 (vagy 0,5) MPa-ig folytattuk.

E4 (MPa) egy menetben újra felterhelt mérés, a rugalmas alakváltozás biztos kimutatására. E3 és E4 átlaga (vagy E4-E5 átlaga, esetleg E3-E4-E5 átlaga) vélhetően egy rugalmasságra vonatkozó jó jellemző lesz, mely jellemezheti a reziliens (tisztán rugalmas) modulus is.

A tisztán rugalmas modulus egy anyagi jellemző és a Hook-féle törvényt követő Young-féle modulussal is várhatóan egyező lehet ($\sigma = E \cdot \varepsilon$).

Valamennyi fenti esetben betartjuk lépcsőnként az 5sec leolvasás előtti kivárást és a 15sec-es relaxációs kivárási szabályt, valamint a konstans terhelési sebességet.

E5 (MPa) a kimutatott rugalmas alakváltozás és a már vélhetően végbement statikus tömörödés után, a már négyszer felterhelt és tehermentesített rétegen - a tárcsa elmozdítása nélkül. Az ötödik felterhelés után kivárandó idő azonban $5 \cdot 5 = 25$ sec, ami kizárólag a plasztikus alakváltozás meghatározására szolgál, ezért mért értékét majd öttel osztjuk, hogy egy 5 sec kivárással arányos legyen.

A teherbírás mérésben annyi a szerepe, hogy E4 és E5 értékek átlagolhatók és így a rugalmas alakváltozásból számítható a statikus reziliens modulus értéke, mely átlagolással még pontosabbá tehető.

A teherbírás számítása változatlan:

$$E_i = \frac{c \cdot (1 - \mu^2) \cdot p \cdot r}{S_i} \quad (4)$$

Természetesen a jelenleg ismertetett értékek programozhatók és változtathatók, ezeket ezért V1.0 verzióknak kérjük tekinteni.

Mérés adatsora

A mérési eredmény egy lehetséges adatsora a TEXT-file, mely summázott formában tárolja a mért mm alakváltozás 100-szorosát és a hozzá tartozó nyomás értékét. A kivárások időpontja ciklusonként konstans, ezért azok a mérési-feldolgozási szoftver része, nem mérési eredmény.

A teherbírási modulusok számításakor a teljes S_i alakváltozást (maradó-, rugalmas- és plasztikus alakváltozásokat együtt) kell figyelembe venni.

Egyéb feldolgozáshoz (pl. ágyazási együttható) - a későbbiekben - javasolt inkább a folyamatos mintavétel pl. P_i (bar·100) és S_i ·100) szekundumonként mérve és lerakva, mert annak fejlesztési lehetőségei és teljesen nyitottak.

Az STX (Start text után a mérés alapadatait, majd a mérés során mért summa adatokat rögzítjük. Ezt mutatjuk be egy V.0 verziójú mintán:

STX			
Device	Nr=	20012409	
Measure	Nr=	120	
2025.11.14	16:30:48		
User	ID=	1	
Type	=	SPLT	
Model	=	1,571	
Poisson	=	0,3	
Trw	=	0,99	
p MPa	=	0,3	
Radius mm	=	150	
s10=	0	ciklus =	1
s11=	16	ciklus =	1
s12=	41	ciklus =	1
s13=	61	ciklus =	1
s14=	83	ciklus =	1
s15=	103	ciklus =	1
s16=	119	ciklus =	1
s20=	63	ciklus =	2
s22=	93	ciklus =	2
s24=	115	ciklus =	2
s26=	129	ciklus =	2
s30=	76	ciklus =	3
s33=	112	ciklus =	3
s36=	135	ciklus =	3
s40=	78	ciklus =	4
s46=	138	ciklus =	4
s50=	82	ciklus =	5
s561=	136	ciklus =	5
s562=	140	ciklus =	5
s570	86		
ETX			

5. ábra: STX adatsor egy lehetséges kialakítása.

5.2. A STATIKUS TÖMÖRSÉGI FOK SZÁMÍTÁSA A SMART STATIKUS TÁRCSÁS MÉRŐESZKÖZZEL

A statikus tömörségi fok meghatározásakor a tömörödési alakváltozást vesszük csak figyelembe (lásd 2. képlet) $S_{icr} = S_i - S_{iFL} - S_{iPL}$

Ehhez tudni kell az ötödik ciklusból meghatározott plasztikus alakváltozást és a negyedik ciklusból meghatározott rugalmas alakváltozást.

Az így számolt T_{REIPLT} tömörségi fok is csak az adott nedvességtartalom mellett, adott anyagra és adott rétegvastagságra megadható statikus relatív helyszíni tömörségi fok % (TRE_{ist}), melyet még korrigálni kell az optimális víztartalom függvényében a T_{rw} nedvességkorrekciós tényező értékével:

$$T_{ISPL}\% = T_{rw} * T_{REIPLT} \quad (5)$$

ahol $T_{rw} = \rho_{di}/\rho_{dmax}$ az anyag típusvizsgálatából (vagy alkalmassági) meghatározott Proctor görbéből számítva

a ρ_{di} a mért w_t terepi (természetes) víztartalomhoz tartozó módosított Proctor vizsgálatban megállapított görbéből számított száraz testsűrűség hányadosa

T_{rw} számítása:

$$T_{rw} = \frac{\rho_{di}}{\rho_{dmax}} (\leq 1,00) \quad (6)$$

Fentiek szerint a **Tri_{SPL}% STATIKUS TÁRCSÁS TÖMÖRSÉGI FOKOT** minden egyes felterhelésből számítjuk, azaz részenként, miközben a terhelési ciklusok során láthatóan tömörödik is a mért réteg. Ez mutatja, hogy az adott terhelési ciklusban milyen a tömörségi fok, illetve a következőben továbbtömörödés történt-e.

A mért terepi tömörségi fok így a teherbírás SMART-SLPT vizsgálatból a korrigált maradó alakváltozásból számítható a következő módon:

$D_{m1} = S_{1mer}$ az 1. ciklusban elért tömörségi fokhoz

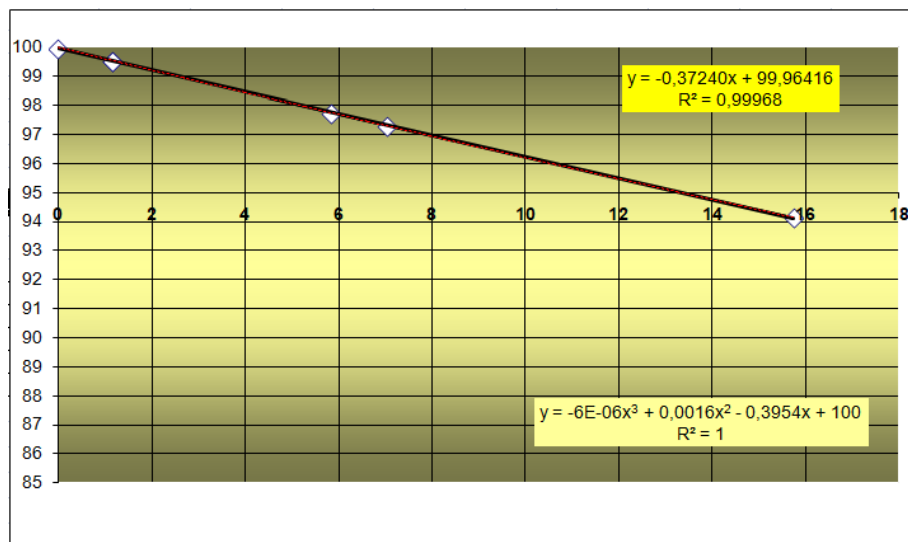
$D_{m2} = S_{2mer}$ a 2. ciklusban elért tömörségi fokhoz

$D_{m3} = S_{3mer}$ a 3. ciklusban elért tömörségi fokhoz

A HELYSZÍNI RELATÍV STATIKUS TÁRCSÁS TÖMÖRSÉGI FOK:

$$TrE_{SPL}\% = 100 - 1,25 \cdot \Phi \cdot D_{mi} \quad (7)$$

Ahol Φ az MSZ15846 szerint értelmezett EN 13286-2 szerinti módosított Proctor-vizsgálatból $G_{sz} = \text{const}$ modellben számított alakváltozás – Proctor tömörségi fok lineáris összefüggésének meredeksége.



6. ábra: TPA 8-as út módosított Proctor vizsgálat G_{sz} modell Δh - $Tr_{Pr}\%$ összefüggése.

A STATIKUS TÁRCSÁS TÖMÖRSÉGI FOK a nedvességtartalmat és a hatásmélységet figyelembe vevő alábbi képlettel számítható.

$$Tr_{iSPL}\% = T_{rw} \cdot T_{REist} \quad (7)$$

ahol T_{rw} nedvességkorrekciós együttható wopt-nál 1,00 és jobbra is, balra is – mindkét ágon kisebb. számítása:

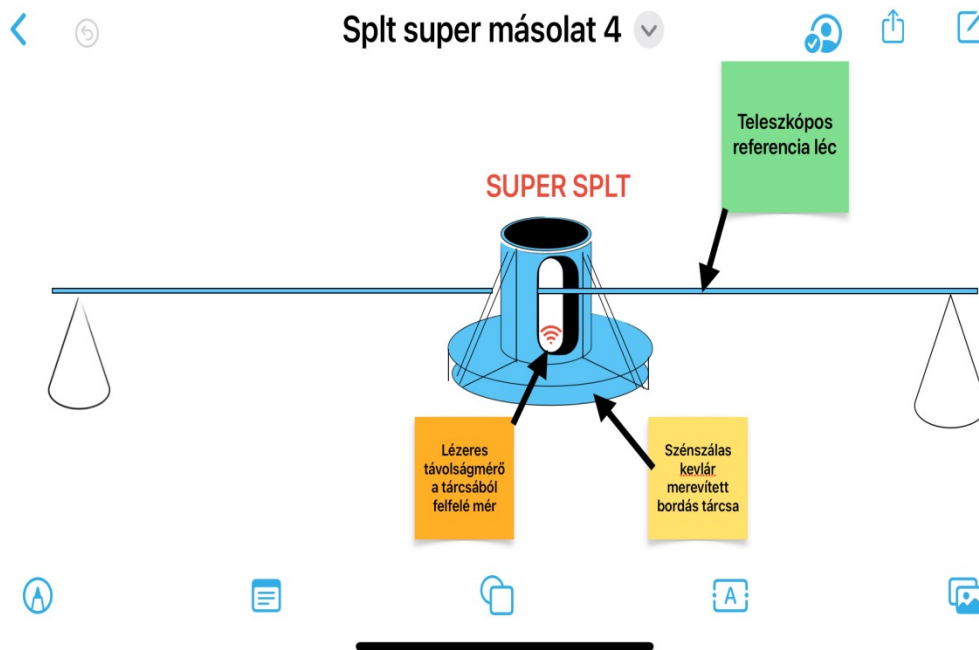
$$T_{rw} = \rho_{di} / \rho_{dmax} \quad (8)$$

6. SPLT statikus tömörség-teherbírás tárcsás mérő műszer kialakítási elve

A fő egységek eltérőek, a részegységek kialakítása kissé eltér az eddigi kézi felterheléstől és műszertől. A *bordás-tárcsa szénszálas kevlárból lehet kialakítva, egy univerzális kitámasztó - leolvasó*

rendszerrel. A mérőléc szénszál-as kevlárból, vagy alumínium teleszkópos rúdból lehet kialakítva, ami egy mozdulattal nyitható és elhelyezhető (lásd 4. ábra).

A tárcsa közepén van a hidraulika henger fogadógödre. Egy lítium akkus könnyű terhelő-tápegység (ON/OFF kapcsolóval) és hidraulika szivattyú csatlakozik a hidraulika hengerhez és egy vezeték a keretléc-hez. A terhelő-tápegység bluetooth-on kapcsolódik a SMART okostelefonon elhelyezett mérő-vezérlő – adattároló – adattovábbító applikációhoz, vagy ugyanabban a hordozótáskában van elhelyezve, mint a hidraulikaszivattyú.



7. ábra: SPLT műszer elvi kialakítása.

Az applikáció a mért adatokból azonnal képes jegyzőkönyvet előállítani a digitális adatokból és azt azonnal lehet továbbítani a minőségfelügyeletnek. Ez tartalmazhatja a határértékeket is és azt, hogy Megfelelt /Nem felelt meg a mérés. Ennek alapján az eltakarási engedély azonnal kiadható. Fentiek azt jelentik, hogy a mérés papírtakarékos, gyors, és már a mesterséges intelligencia alkalmazására készíti fel az építőipart.

6.1. TÁRCSÁS TEHERBÍRÁS MÉRÉS KIALAKÍTÁSA

A megoldás egy **új, automatikus mérési módszer**, ami a humán erőforrás hibáit a lehető legnagyobb mértékben kiküszöböli. A teherbírás mérést a XXI századba kell helyezni, melynek elemei:

- kevlár-szénszál-as tárcsa alkalmazása, megfelelő merevítéssel kialakítva, bordázott csúszásmentes talppal,
- lézeres távmérő alkalmazása alakváltozás mérésére
- távolságmérő elhelyezése a tárcsában (felfelé mérve)
- teleszkópos referencialéc alkalmazása középen gravitációs, önbeálló referencialappal
- egyenletes nyomásváltozású hidraulika pumpa,
- kétutas hidraulika henger, a felterhelési sebesség és tehermentesítési sebesség megfelelő szabályozhatóságára
- humán beavatkozás teljes kizárása szoftveres beállításokkal, AI alkalmazása
- fentiek megvalósításával ismételhető, talajra jellemző teherbírás-mérési eredmények

A megvalósítás részletei

- mérőalagút a tárcsatoronyban, a hidraulika henger alatt
- igen gyors felállás a méréshez, egygombos mérés-indítás
- referencialéc teleszkópos, kihúzható, akasztólábas és középen önbeálló vízszintes leolvasó lemezzel
- akkreditálható mérési program, mely humán-hiba mentesen kialakítható
- mérőszoftver specifikáció és applikáció, vezeték nélküli adattovábbítással
- mérési jegyzőkönyv digitális adatokból, azonnali adattovábbítás a felügyelet részére
- mérési eredmény értékelése alkalmas legyen a térinformatikai feldolgozásra
- mérési hely GPS pozíciójának meghatározása
- teherbírasi mérési módszer elméleti kidolgozása (specifikáció)
- teherbírasi mérési módszer verifikációja (kontroll)
- statikus tömörségi fok és teherbírasi modulus, ágyazási együttható és CBR% és víztartalom mérése
- statikus tömörségi fok és teherbírasi mérési-, nedvességtartalom mérési módszer verifikációja
- ismételhetőség és megbízhatóság több anyagtípuson, több terhelési határral, eltérő szerkezeti rétegekre
- statikus tömörségi fok mérésének lehetősége a módosított Proctor-vizsgálat anyagjellemzőiből
- statikus mérés és módosított Proctor vizsgálat munkavégzése
- „QC” mellett a „QA” célú mérési feladatokra történő kiterjesztés
- elérhetőség KKV (SMA) vállalkozások részére is

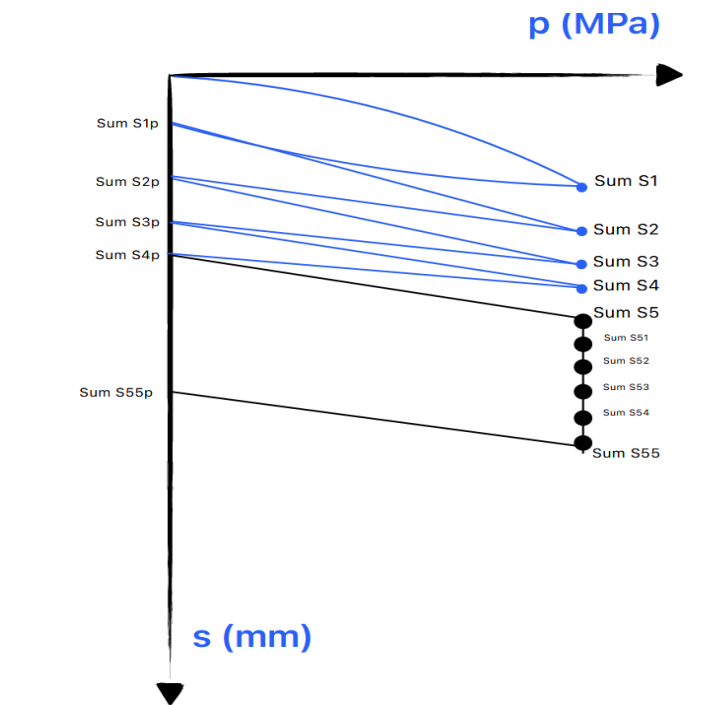
6.2. TERHELŐ AUTOMATIKA KIALAKÍTÁSA

- hidraulikus pumpa, adott (0,1bar/sec) sebességgel, adott kétutas hidraulika dugattyúhoz tartozó térfogatú hidraulikaolaj pumpálására (vagy sebességszabályozással ellátott visszaterheléssel, ekkor NEM kell kétutas hidraulika)
- kisméretű hidraulika szivattyú a szükséges fel/le terhelés és terhelési sebesség biztosítására
- kétutas hidraulika henger, mely alkalmas a felterhelés és visszaterhelés egyforma (választott) sebességének biztosítására
- nyomásmérő szenzor (pl. Tematec DMP331, vagy hasonló képességű)
- mérőszoftver által vezérelt processzoros mérés-vezérlés
- 12V vagy 24V Lítium-vasfoszfát akku tápellátással

A kialakítás változtatása még lehetséges, a megvalósíthatóságot akartuk bemutatni fenti kialakítással.

MÉRŐ AUTOMATIKA

- Távolagszmérő tapintásmentes, lézeres, ezred milliméter pontosságú, gyors, pontos mérés ezred mm pontossággal
- Nedvességtartalom mérés a tárcsa aljába épített
- IP67 védettség van a terepi használat miatt
- BT-192 Bluetooth adattovábbításra (alternatív)
- GPS pozíció meghatározás (LAT-LON),
- Mobil wifi,
- azonnali adattovábbítás, mérési jkv továbbítás informatikai feldolgozásra



8. ábra: SPLT műszer mérési elve.

6.3. MÉRÉS RÉSZLETES BEMUTATÁSA

Általános jellemzők: átszámítások, nyomás $1\text{bar}=0,986\text{ atm}=100\text{kPa}=0,01\text{MPa}$

terhelési sebesség fel/le sebesség $v=0,1\text{bar/sec} \gg 10\text{kPa/sec} \gg 0,01\text{MPa/sec-ig}$.

terhelési lépcső – egy ciklusban lépcsőkkel történő terhelés, kivárással és leolvasással.

Terhelés és visszaterhelés öt ciklusban, egymás után történik. Az első ciklusban a felterhelésben 6 terhelési lépcső van, a másodikban három, a harmadikban kettő, a negyedik és ötödikben nincs lépcső (mely szükség esetén a kialakítás, és szoftver alapján változtatható), és végig egyenletes terhelés történik. Terhelés és visszaterhelés *öt ciklusban* történik, folyamatos nyomás- alakváltozás méréssel.

ELŐTERHELÉS – PreLoading $0,02\text{MPa}/30\text{ sec}$ kivárás, vissza és 5s kivárás

TERHELÉS – LOADING $p=0,3\text{MPa-ig}$

1.ciklus: lépcső 6, felterhelés $v=0,1\text{bar/sec}$, $t=5\text{ sec}$, kivárás leolvasás előtt 5sec . Felterhelés 1.ciklus vége 3 bar ($0,3\text{ MPa}$). Visszaterhelés után a pihentetés 15sec , leolvasás visszaterheléskor és a pihentetés után 5sec-dal is.

2.ciklus lépcső 3 lépcső, felterhelés $v=10\text{kPa/sec}$, azaz $v=0,1\text{bar/sec}$, $t=10\text{ sec}$, kivárás 5sec . Felterhelés 2.ciklus vége 3 bar ($0,3\text{ MPa}$). Adat p-s 60db , mérési idő $60\text{ sec} + \text{vissza } 60\text{ sec}$, (szoftver beállításától függően)

pihentetés 15sec , leolvasás visszaterheléskor és a pihentetés után 5sec-dal is.

3.ciklus lépcső 2 db, felterhelés $v=0,1\text{bar/sec}$, $t=15\text{ sec}$, kivárás 5sec . Felterhelés 3.ciklus vége 3 bar ($0,3\text{ MPa}$). Adat p-s 60db , mérési idő $30\text{ sec} + \text{vissza } 30\text{ sec}$, (szoftver beállításától függő)

pihentetés 15sec , leolvasás visszaterheléskor és a pihentetés után 5sec-dal is.

4.ciklus lépcső 1db, felterhelés $v=0,1\text{bar/sec}$, $t=30\text{ sec}$, kivárás 5sec . Felterhelés 3.ciklus vége 3 bar ($0,3\text{ MPa}$)

adat p-s 60db (60 sec) + vissza 60 sec , (szoftver beállításától függően)

pihentetés 15sec , leolvasás visszaterheléskor és a pihentetés után 5sec-dal is.

5.ciklus lépcső 1db, felterhelés $v=0,1\text{bar/sec}$, $t=30\text{ sec}$, kivárás 5sec . Felterhelés 3.ciklus vége 3 bar ($0,3\text{ MPa}$). Adatpár p-s $30\text{db} + \text{kivárás leolvasás előtt } 5\text{ sec}$, vissza 30 sec , (szoftver beállításától

függően). Ez után új paraméter-mérés történik: terhelt állapotban kivárunk $5 \times 5 = 25$ sec-ot, leolvasás, majd visszaterhelés 30 sec, pihentetés 15sec, leolvasás, leolvasás visszaterheléskor és a pihentetés után 5sec-dal is.

SPLT MÉRÉS VÉGE.

Az SPLT mérés összesen 8-10 perc körüli, automatikus, emberi beavatkozás nélküli. Végén protokoll küldés beállított mail címre jkv/pdf.

PRINTER – egy lehetőség igény esetén, p-s grafikonnal ($x=p$ MPa, $y=s$ mm) hőpapíros, SEIKO DPU-H245 vagy hasonló, bármilyen típus megfelel. Beépített a litium-akku, a hidraulika motor mellett, a vezérlő elektronika és adattároló (pld kivehető SSD) mellé helyezve.

Lehetséges párhuzamos – humánmentes - mérések

2 tárcsamérettel előre húzva, kitámasztva újabb vizsgálat, ami párhuzamosnak számíthat. Átlag, és protokoll küldés beállított mail címre jkv/pdf

Lehetséges ismételhetőségi – humánmentes - mérések

Másik műszerrel, másik pl. független labor egy időben mérhet a kivitelezői laborral, két tárcsa egymás mellett

Alternatíva lehetséges a leolvasásokban is. Másik megoldás lehet ugyanis az a mérési adatrögzítési megoldás, ahol minden sec-ben történik egy alakváltozási és egy terhelési érték leolvasás. Ez az adatpár p-s például 6 perc alatt $6 \cdot 60 = 360$ db adat ciklusonként majd egy visszaterhelés +360db (szoftver beállításától függően). Előnye a módszernek, hogy a 1,25mm-hez tartozó terhelés is (ezzel az ágyazási együttható is) meghatározható egyetlen méréssel. Nyilván ez a megoldás összehangolandó a hidraulika (pneumatika) hengermozgásának sebességével (térfogatával) is.

Nedvesség-tartalom mérés

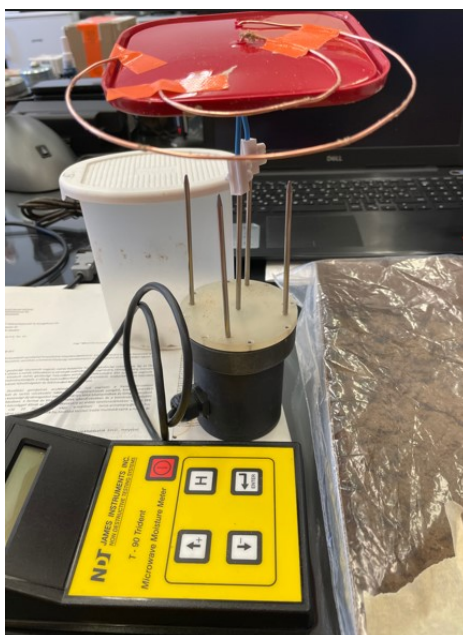
A víztartalom mérés a *statikus tárcsás tömörség mérési módszer*nél is nélkülözhetetlen. A laboratóriumi módszer mellett az alkalmazható a pontos és gyors mérési módszer a dielektromos állandó mérésének elvén történő nedvességmérési módszer, mely lehetséges oly módon, hogy a kevlár anyagú tárcsa talpán elhelyezett antennát alkalmazunk, A dielektromos-állandó elvén működő nedvességtartalom mérési eljárással nagy mérési tartomány (1-35m%) mellett, egy viszonylag szűk 1m% pontossági követelmény is teljesíthető.

A víz dielektromos állandója olyan nagymértékben különbözik minden más anyagétól, hogy emiatt a víztartalom közvetett mérése lehetségessé válik ilyen módszerrel. A kapacitív mérőcellás műszerek jellemző méréshatára 1-16% közötti és sokszor keveredik, hogy ez térfogatos, vagy tömegszázalékos eredmény-e egyáltalán. Pontos mérésre kalibrálva ezek a műszerek ezért nem kaphatók, gyári beállításuk ellenőrző mérése pedig igen komoly eltéréseket mutat. Felhasználói hangolásuk, finom kalibrálhatóságuk általában nem megoldott.

Arra a véleményre jutottunk, hogy először a fogalmak terén kell tiszta helyzetet teremteni, átláthatóvá és érthetővé tenni a mérés logikáját, mértékegységét (VwC% és MwC%). Jó példa erre a betontechnológia, ahol a tömegarányos száraz keverék-tervezés mellett a víztartalmat már liter/m³-ben tervezzük meg és a v/c tényezőnél döntő ennek ismerte. Ezt a VwC%*10 értékkel, mint liter/m³ tudjuk jellemezni, ami igen nagy dolog a stabilizációknál is, és a keverőtelepi cementes keverékeknél is.

Előkísérleteink szerint lehetséges a kevlár tárcsa alsó felén elhelyezett fém hurokkal a dielektromos állandót mérni (lásd 9.ábra) és ebből a VwC% (volume water content v%) és a hézag nélküli anyagsűrűség ismeretében MwC% (mass water content m%) értékét meghatározni. Ez a mért anyag módosított Proctor vizsgálatának ismeretében lehetővé teszi a Trw nedvességkorrekciós görbe meghatározását és ezzel a munkavégzési koefficiens értékével korrigált CWC munkavégzési korrekcióval a nedvességkorrekciós együtthatóval számított Statikus Tömörségi fokot. A lehetséges víztartalom mérés kialakítás a tárcsa alján is elképzelhető, melynek verifikációját mutatja a 9. ábra.

A nedvességtartalom meghatározása a nedvességhorrekciók együtthatóhoz szükséges. Ugyanakkor ki fogunk térni a 3 cikkünkben arra is, hogy a szükséges módosított Proctor vizsgálat hogyan egyszerűsíthető, mi módon számítható a Proctor- görbe pontosan.



9. ábra: Dielektromos nedvességtartalom mérés – működő kísérleti verifikáció T-90 mérőműszerrel.

Balesetveszély sikeres csökkentése

A mérés fejlesztésében figyelemmel kell lenni a korábbi teherbírás mérés veszélyeinek minimalizálására is. Az automata mérés ezt is képes biztosítani. Veszélyes volt a mérőeszköz felállítása, és maga a mérés elvégzése is. Előfordult korábban a terhelés során kivágódó közgyűrű, támaszmagasító, vagy az ellensúly biztosító gép lebillenése. Ezeket a veszélyeket, a szükséges munkavédelmet az összes mérési szabvány elegánsan a mérést végzők hatáskörébe utalja, mint a mérőszervezetnél szabályozandó balesetvédelmi kérdést.

A lehetséges balesetek kivédésére is kitérő fejlesztést tartottunk szükségesnek, mely eleve kizárja a sérüléseket.

7. ÖSSZEFOGLALÁS

Célunk egyrészt a tárcsás teherbírás mérés problémáinak elemzése volt, mely alkalmas lehet a megoldás tesztelésére. Megadtuk a javasolt új automata műszer és mérési mód egy lehetséges változatát és alkalmazásának vizsgálatát - mint lehetséges módszert - egy új statikus tömörségi fok meghatározására.

Áttekintettük a korábban alkalmazott, tömörséget jellemezni kívánó megoldásokat, mint a tömörségi tényező és a MK megismert T1-T2% elmélete. Megállapítható, hogy a Tt nem alkalmas a tömörség jellemzésére, sem az elméleti megfontolások, sem a szakirodalom alapján, ugyanakkor megoldás szükséges arra, hogy ilyen esetekben is lehessen tömörséget előírni, mérni és minősíteni. Más megoldást kell tehát találni a statikus tárcsás mérésből a tömörségi fok meghatározására.

A MK módszerét részleteiben áttekintettük és más utat javasoltunk a tömörödési alakváltozás értelmezésére. Ennek ellenére a kísérlet *kiemelkedő és dicséretre méltó*, mert felkeltette a figyelmet. Elsőnek próbálta meg a statikus mérési módszert tömörség újszerű jellemzésére alkalmazni. Ki gondolt eddig arra, hogy tárcsás mérésből tömörségi fokot mérjen? Senki a világon – csak egy Magyar Közutas. Nagy köszönet illeti Öt érte.

A mért alakváltozás a teherbírás mérésekben is a rugalmas és a maradó alakváltozásból tevődik össze, de a teherbírás mérésben együtt vesszük figyelembe. A maradó alakváltozás további két részre bontható, a plasztikus és a tömörödési alakváltozásra, mely utóbbi a levegő eltávozásával jár a $V = s + v + l$ térfogati rendszerből. Ezért a Tömörödési fokot csak a tömörödési alakváltozás jellemzi.

Az általunk javasolt statikus tárcsás tömörség- és teherbírás mérési módszer - *egyedülálló, új és egy szokatlan törvényt ajánl.* Az első két felterhelés E_1 és E_2 ugyan hasonlít a megszokotthoz, de a *felterhelés sebességét és a kivárások hosszát pontosan szabályozza.* A mérés **automatizált**, azaz a *humán hibák egyáltalán nem érvényesülhetnek a mérésben.* Az első és második felterheléseket *kiegészítettük egy harmadik, negyedik, végül egy ötödik felterheléssel*, a tanulmányban részletesen ismertetett módon és céllal. A *humán hibák nagyságának igazoló kimérésére összehasonlító mérések előnyösen alkalmazhatók*, mely egyben az automatizált mérés előnyeit is igazolja a mérőszemélyzetnek.

Az új eljárás a valós tömörségi eredményt a helyszínen kis jelentős időtöbblettel, de jelentősen kevesebb fizikai munkával határozza meg. A negyedik –ötödik felterhelést egy lépcsőben végezzük. Minden felterhelésnél *lényeges az 5-15sec szabály betartása*, azaz minden lépcsőnél a kivárás a leolvasás előtt 5sec, és minden végterhelésnél a kivárás 15sec *azaz NEM várjuk ki a szubjektívnak minősülő „teljes konszolidációt” soha, mert azt külön megmérjük.*

Az ötödik felterhelés célja pont az eddig kihagyott, de itt már *sokkal pontosabban kimérhető plasztikus alakváltozás meghatározása.* Egy lépcsőben ismét felterhelünk $p=0,3$ MPa-ra leolvassuk 5 sec múlva (S_{51}) és utána a terhelést tartva, kivárunk pl ötszörös **5*5= 25sec-ot**, majd az alakváltozást 5 sec múlva leolvassuk (S_{52}). A visszaterhelést egy lépcsőben végezzük el $p=0$ MPa-ra, ami után 15 sec-et kivárva a maradó alakváltozást is leolvassuk.

Ezek alapján a számítások elvégezhetők, melyet a tanulmány részletesen és lépésenként bemutat. Számítható így módon a teherbírási modulus, ágyazási tényező, CBR% hagyományosan, valamint sok új jellemző és sok egyéb átszámítás. Ezek között legfontosabb a statikus tömörségi fok meghatározása, mely felterhelésenként meghatározható.

Az összehasonlító és verifikációs mérések eredményeit bemutatva azt tapasztaltuk, hogy a teherbírási modulusok ezzel a módszerrel pontosabban határozhatók meg, és a statikus tömörségi fok is alkalmasnak tűnik a további fejlesztések folytatására.

Összefoglalva, jelen publikációban célunk a statikus tárcsás tömörség- és teherbírás mérés problémáinak megoldására javasolt új műszer és egy új mérési mód bemutatása volt, mint lehetséges megoldás a teherbírási modulusok, valamint a statikus tömörségi fok meghatározására. A **teherbírási modulus** számításához mindig a teljes alakváltozást kell figyelembe venni, míg a tömörségi foknál csak a tömörödési alakváltozást.

Fontos az eredmények ismételhetsége szempontjából a felterhelési és kivárási idő egységesítése, az *alakváltozási sebesség.* Ennek megvalósítása csak a humán faktor kizárásával lehetséges. *Kizárólag az automatizált mérésben látjuk a megoldást, ami teljesen kiküszöböli a szubjektív hibákat.*

Ez nagy lépés lenne a párhuzamos teherbírás mérések szabványosítására is, mely most az MSZ 2509-3-ban nincs előírva. Az automatizált mérés lehetővé tenné, hogy a mérési eredményben kizárólag a talaj adottságok domináljanak és ne a mérőszemélyzet szokása. A felterhelés rögzített sebessége mellett a fix kivárás tűnik számunkra megvalósítandónak a valóban jellemző teherbírási értékek mérésének biztosításához. Ez a prototípus tesztelesekor pontosítható. A megvalósításra javasolt **új statikus tömörség mérési módszer** és műszer prototípus mind a teherbírási modulusok, mind a statikus tárcsás mérésből számított statikus tárcsás tömörségi fok jelenleg egyedülálló mérési módszere igen nagy segítség lenne az építőipari szakmának az egész világon, a minőségbiztosításban és a minősítésben egyaránt. Keressük ehhez Magyar partnereinket, és szponzorokat.

Az emberi hibáktól mentes automatizált mérés kiemelkedő lehet a QC/QA méréseknél. Jelenleg a minősítő teherbírás mérés a személyzettől és szokásoktól oly mértékben függ, hogy az automatizált mérés hatalmas változást és így módon **minőségi ugrást jelent az építőiparnak.**

A tapasztalatok alapján a hazai MSZ2509-3 statikus teherbírás mérést is vélhetően aktualizálni lehet. Ebben segítség a prototípus kialakításának felvázolt módja, de nyilván szükségesek lesznek a nagyszámú verifikációs mérések független személyzettel, melyből a végső kialakítás és következtetés

levonható. A bemutatott elmélet, a kísérleti mérések biztatóak és indokoltá teszik a fejlesztés folytatását, kibővítését.

A következő cikkben elemezni fogjuk a tömörségi fok meghatározásához szükséges tömöríthetőségi vizsgálatok lehetőségeit, egyszerűsítéseit, összefüggéseit, számítástechnikai alkalmazását, eddigi elemzéseket. Remélhetőleg ezek hozzájárulnak majd ahhoz, hogy egyszerűbben elvégezhetők, gyorsak és pontosak legyenek. Indokolt lehet továbbá áttekinteni a jelenlegi teherbírasi előírásainkat is a megállapítások tükrében, lehet-e, kell-e változtatni valamit, milyen megoldások alkalmazhatók az eddigi problémák új megoldására, megközelítésére.

8. IRODALOMJEGYZÉK

- [1]: Kézdi, Á. 1975: Talajmechanika II. *TK Budapest*
- [2]: e-UT 06.03.53: Kötőanyag nélküli és hidraulikus kötőanyagú burkolatok
- [3]: BS 1377- 9 [BS EN ISO 22476-3] Methods for test for soils for civil engineering purposes In-situ tests, 4.1. Determination of the vertical deformation and strength characteristics of soil by the plate loading test
- [4]: MSZ 2509-3:1989 Útpályaszerkezetek teherbíró képességének vizsgálata. Tárcsás vizsgálat
- [5]: MSZ EN 13286 – 2 Unbound and hydraulically bound mixtures. Part 2: Test methods for the determination of the laboratory reference density and water content. Proctor compaction.
- [6]: MSZ EN 13286 – 3 Unbound and hydraulically bound mixtures. Part 3: Test methods for laboratory reference density and water content. Vibrocompression with controlled parameters.
- [7]: EN 13286 – 4 Unbound and hydraulically bound mixtures. Part 4: Test methods for laboratory reference density and water content. Vibrating hammer.
- [8]: Tamás, J. MK Miskolc: E kettő (E2): ember és a tévedés (kézirat / mail)
- [9]: J. Hothan, H. Beyer 1993: Der Platendruckversuch im Spigel seiner Ergebnisse. Straße und Autobahn 12 p725 – 727
- [10]: Tilmann, D. 1981: Grubbs – Type Estimators for Reproducibility Variances in an Interlaboratory Test Study. *Journal of Quality Technology*, Volume 23, p 324 – 335]
- [11]: Liptay, A. 2009: A tárcsás teherbíró képesség vizsgálatának pontossága. A mérési bizonytalanság meghatározásának problémái, *ÚTLAB*.
- [12]: Schubert, I. & Subert A. 2023: Tárcsás teherbírás-mérés megújítása, kiegészítése, 1. rész: Tárcsás teherbírás mérés módszereinek áttekintése és kérdései, *Útügyi Lapok*, <https://doi.org/10.36246/UL.2023.1.03>
- [13]: Subert I. 2005: A dinamikus tömörség- és teherbírásmérés újabb paraméterei és a modulusok átszámíthatósági kérdései, *Közüti és mélyépítési szemle* 55. évf. 1. sz.
- [14]: Ézsaiás, L. 2009: Földművizsgálati módszerek megbízhatóságának elemzése, *Közlekedésepítési szemle*, 59.évf. 2.szám, p.15-23.
- [15]: MSZ EN 13286 – 2 Unbound and hydraulically bound mixtures. Part 2: Test methods for the determination of the laboratory reference density and water content. Proctor compaction.
- [16]: Measuring Method for Dynamic Compactness & Bearing Capacity with SP-LFWD CWA 15846, WS33
- [17]: Subert et al. 2017: Test and Method is Proposed for Measuring The Dynamic Compaction-rate and Dynamic Modulus in Earthworks/ „Test et méthode sont proposés pour mesurer le taux de compression dynamique et le module dynamique dans les travaux de terrassement” Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul 2017. p:657-660
- [18]: Subert, I. 2006: Method for measuring Compactness-rate with New Dynamic LFWD. XIII. Danube-European Conference on Geotechnical Engineering Ljubljana, Slovenia, 2006
- [19]: P02 00715 Eljárás szemcsés anyagrétegek tömörségének helyszíni mérésére
- [20]: P20 00170 Javított tulajdonságú terhelőtárcsa ejtősúlyos mérőkészülékekhez
- [21]: P22 00258 Előttértárcsa terhelőtárcsás ejtősúlyos mérőkészülékekhez

- [22]: P23 00011 Készülék és eljárás talajok és szemcsés anyagok fizikai jellemzőinek, különösen statikus tömörségének meghatározásához
- [23]: FGSV 516:2003 Merkblatt für die Verdichtung des Untergrundes mit Unterbaues im Straßenbau.
- [24]: CWA 15846 Measuring Method for Dynamic Compactness & Bearing Capacity with SP-LFWD, WS33
- [25]: Subert, I. 2006: Dynamical compactibility measurements on Hungarian highways and reconstruction in cities, Geotechnical Conference in Ráckeve, Hungary (17-18. of October 2006.)
- [26]: Subert, I. 2005: Dinamikus tömörségmérés aktuális kérdései. A dinamikus tömörség mérés újabb tapasztalatai, Geotechnika Konferencia, Ráckeve. (2005. október 18-20.)
- [27]: Subert, I. 2004: Új, környezetkímélő, gazdaságos mérőeszközök a közlekedésépítésben, Geotechnika Konferencia, Ráckeve. (2004. okt. 26-27.)
- [28]: Subert, I. 2005: A dinamikus tömörség- és teherbírásmérés újabb paramétereit és a modulusok átszámíthatósági kérdései, *Közüti és mélyépítési szemle* 55. évf. 1. sz.



Út-pályaszerkezet méretezése törés-elmélet alapján

Zsichla László

Rodcont kft.

E-mail: rodcont@gmail.com

DOI: [10.36246/UL.2023.2.07](https://doi.org/10.36246/UL.2023.2.07)

KIVONAT

Jelentős forgalmú utakon, döntően autópályákon a kopórétegen megjelenő repedések az eddig alkalmazott méretezéstől eltérően nem a pályaszerkezet alján keletkeznek először, hanem közvetlenül a kopórétegben, mint felülről jövő TDC repedések. A hagyományos méretezési módszerekkel, a legnagyobb behajláson, a mértékadó megnyúláson alapulókkal a TDC repedések nem magyarázhatók, nem jelezhetők előre. A töréselmélet szerinti méretezéssel, ahol rugalmassági modulusok gradiense mellett figyelembe vesszük a pályaszerkezeti rétegek szilárdságát is az út-pályaszerkezet felső rétege is méretezhető a fáradásra, így a TDC repedések is előre jelezhetők.

A tanulmányban az út-pályaszerkezetben keletkező fő-nyírófeszültség és a vizsgált rétegben törést okozó nyírószilárdság szerinti méretezési módszert mutatok be, ahol bizonyítom a töréselmélet, a legnagyobb behajláson és a megengedett megnyúláson alapuló módszerek közötti kapcsolatot, átszámítási lehetőséget, de rámutatok a hagyományos méretezés jelentős korlátaira is.

A töréselmélettel számtalan eddig még nem ismert összefüggés tárható fel, ill. a már ismert, sejtett összefüggések erősíthetők meg, pontosíthatók.

Kulcsszavak: töréselmélet, TDC repedés, út-pályaszerkezet méretezés

ABSTRACT

On roads with significant traffic, mainly on motorways, the cracks that appear on the wearing course, unlike in the design methods used so far, do not first appear at the bottom of the asphalt pavement structure, but directly in the wearing course, like top-down cracks (TDC) coming from above. TDC cracks cannot be explained or predicted with traditional design methods, based on the deflection and strain. By designing according to fracture theory, where in addition to the gradient of elastic moduli, the strengths of the asphalt pavement structure layers are also taken into account, the upper layer of the pavement structure can also be designed for fatigue, so TDC cracks can also be predicted.

In the study, a design method is presented, which based on the main shear stress generated in the road structure and the shear strength that causes fracture in the examined layer, where the connection between fracture theory, methods based on maximum deflection and strain, and the possibility of conversion are demonstrated, and the significant limitations of traditional design method is pointed out.

With the fracture theory countless unknown connections can be discovered, or already known and suspected connections can be confirmed and made more precise.

Keywords: fracture theory, TDC crack, asphalt pavement structure design

Zsichla László

A Rodcont kft. ügyvezetője. Kutatási területe, aszfaltkeverékek modifikálása, pályaszerkezetben keletkező feszültségek modellezése. Fő munkaterülete, burkolattechnológiai szakvélemények készítése úttervező cégek számára.

1. BEVEZETÉS

Az elmúlt két évtizedben megoldást kerestek a nagy teherbírású útpályaszerkezetek felső rétegeiben keletkező - elterjedt néven TDC, felülről jövő – repedések modellezésére. A több száz meghatározó kutatás eredményeként 2018.-ban az MEPDG méretezési módszert is továbbfejlesztették. 2018. év előtt kezdődő projektek keretében a törésmechanikán alapuló viszkoelasztikus repedés képződési modellt dolgoztak ki, amit felhasználtak [1] a TDC repedések előrejelzésére.

A merevségi gardienst sok tényező, többek között a hőmérséklet, a terhelési idő vagy frekvencia, a kötőanyag öregedése és a terhelési ciklusok száma, az anyag fáradása befolyásolja.

A MEPDG továbbfejlesztésének keretében [1] kidolgozott modellek segítségével véges elem módszerrel 194400 futtatást végeztek, amely futtatások eredményét betanították a mesterséges neurális hálózati ANN modellnek. Az ANN modell két rejtett rétegekben 60 db neuront alkalmaztak. A kimeneti réteg és a két rejtett réteg aktiválási függvényei a közismert lineáris függvények és log-sigmoid függvények. A betanított program segítségével már „egyszerűen” meghatározható a repedés helye, mélysége, súlyossága és terjedésének sebessége.

A neurális hálózati ANN modellek olyan eseteket is képesek „felismerni”, amelyeket nem tanítottunk be, de olyan paraméterek hatását nem tudja kezelni, amelyek a betanítás során, mint bemeneti adatok hiányoztak, pl. a nem mért szilárdsági adatok.

A repedések terjedésnek számításánál a rugalmas képlékeny törésmechanikai elveket használják. Feltételezik a repedés jelenlétét, - ami az út-pályaszerkezetben adott a hézagok miatt – és számítják a repedés terjedéséhez szükséges képlékeny alakváltozási munkát. Az elméletet döntően fémekre és viszonylag homogén anyagokra dolgozták ki. Az elmélet kidolgozása Paul C. Paris nevéhez fűződik ezért szokták nevezni Paris módszernek is.

A tanulmány célja igazolni, hogy a rugalmassági modulus gardiensének ismerete szükséges, de nem elégséges feltétele a mechanikai méretezési módszer megbízható alkalmazásának. Az elégséges feltétel kielégítéséhez még ismerni kell a pályaszerkezeti rétegek húzó és nyomószilárdságának gardiensét. Bizonyítom, hogy az út-pályaszerkezeti rétegek együtt dolgozását is biztosító ragasztóanyagot - bitumen filmet - is út-pályaszerkezeti réteggént kell számításba venni, amely réteg hatása a pályaszerkezetben keletkező feszültségek szempontjából nem elhanyagolható, sőt jelentős.

A tanulmányban a töréselméleten alapuló új út-pályaszerkezet méretezési módszert mutatok be.

2. TÖRÉSELMÉLET, MINT LEHETSÉGES MÉRETEZÉSI ELJÁRÁS

A felülről jövő repedések okaiként számtalan tényezőt szoktak felsorolni [2, 3] pl. a terhelés a gumiabroncsok alatt nem egyenletes, a terhelés nem kör alakú, nem egy tárcsa terhel, az abroncs szélénél jelentős nyírófeszültség alakul ki, a felső aszfaltréteg rugalmassági modulusa az oxidáció miatt gyorsan növekszik, ahol először kialakul a repedés ott várható a repedésterjedés gyors növekedése stb. Az okok átfogó és teljes körű elemzésével többek között az MEPDG fejlesztését megalapozó tanulmányok is foglalkoznak [1].

A hagyományos Magyarországon is alkalmazott méretezés szerint a repedések az út-pályaszerkezeti réteg alján keletkeznek és innen terjednek felfelé, amíg kialakulnak a hálós repedések az útburkolat felszínén.

Az út-pályaszerkezeti rétegek rugalmassági modulusának ismeretében számíthatjuk az alsó rétegben keletkező feszültségeket és fajlagos megnyúlásokat. A számított fajlagos megnyúlást

összehasonlíthatjuk a tapasztalaton alapuló megengedhető megnyúlásokkal, ami alapján dönthetünk az út-pályaszerkezet megfelelőségéről a terhelő forgalom ismeretében.

Ez a méretezési módszer általában jól használható „E” forgalmi terhelési osztályig.

A hagyományos méretezésnél azért feltételezzük, hogy a repedés az út-pályaszerkezete aszfaltretegének alsó síkban keletkezik, mivel aszfaltkeverék nyomószilárdsága jóval meghaladja a húzószilárdságát.

A feltételezés másik oka, hogy a nyomott oldalon a normál főfeszültségek különbsége húzott oldalhoz képest kisebb, ezért a fő-nyírófeszültség is kisebb, ami csökkenti a repedés kialakulásának lehetőségét. A harmadik ok, hogy a törésmechanikában is általában azt feltételezzük, hogy a repedés terjedése a repedésre merőleges feszültségek a döntőek, az ilyen esetekre vannak jól kidolgozott modellek.

Mindebből azt a látszólag logikus következtetést tudjuk levonni, hogy a felső rétegekben nem alakulhat ki repedés közvetlenül a forgalmi terhelés fárasztó hatása miatt. A továbbiakban igazolom, hogy a fáradási repedés az alsó rétegek repedését megelőzően kialakulhat az út-pályaszerkezet felső rétegeiben is.

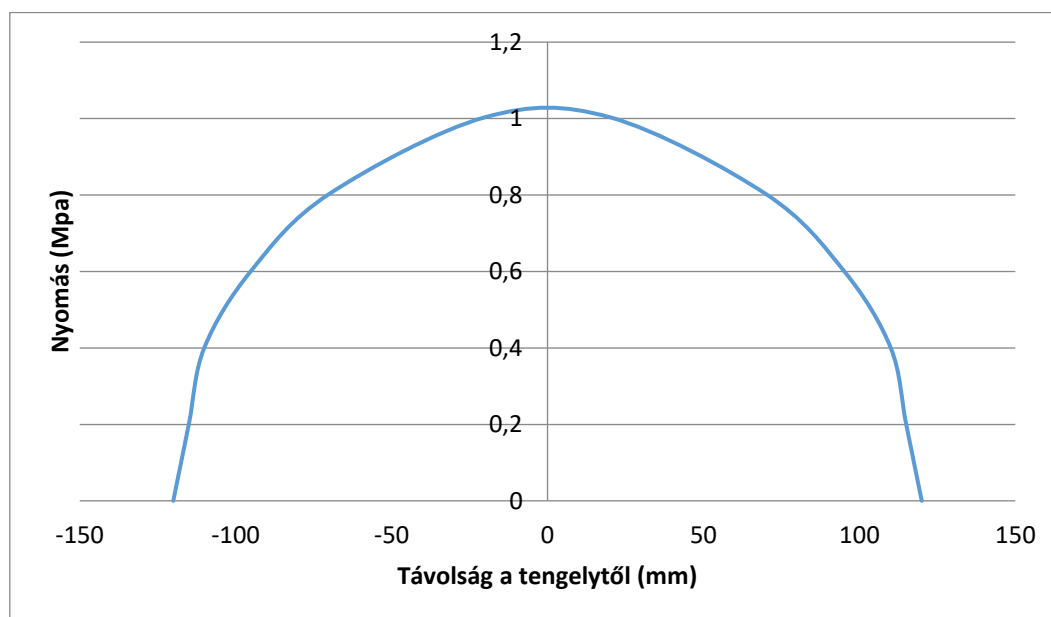
A felülről jövő TDC repedések számításakor is fontos a keréktárcsa modell típusa. Az analitikus számítási módszerek általában kör alakú tárcsával tudnak számolni, ezért saját modellben is evvel számoltam.

A terhelő erő 50 kN, a teher két kör alakú ikertárcsán oszlik el, a tehereloszlás nem egyenletes, hanem követi a gumiabroncs alatti eloszlást [3, 4]. A valósághoz közeli feszültségeloszlást eredményező közelítést kétszer öt tárcsával végeztem, ahol az ikertárcsák tengelyének távolsága 0,36 m.

Az egyik tengelyben központosan elhelyezett öt tárcsa elrendezése:

Sugár (mm)	Terhelés (N)
115	8339
110	7629
95	5690
70	3090
20	252

Így az átlagos nyomás 0,63 MPa, a legelső 115 mm sugarú tárcsa alatt kialakult nyomáseloszlást az 1. ábra szemlélteti.



1. ábra: Tárcsák alatti nyomáseloszlás.

Az 1. ábra szerinti terhelésből eltérő vastagságú, az 1. táblázatban megadott, rétegekkel a tárcsa tengelyében számítottam az út-pályaszerkezetben keletkező feszültségeket.

Út-pályaszerkezetek típusai:

„A” típus

„B” típus

„C” típus

24 cm AC(1)

24 cm AC(1)

24 cm AC(1)

-

20 cm M60

20 cm Ckt-4

1. táblázat: Alkalmazott út-pályaszerkezeti rétegek mechanikai paramétereit 20 °C-n.

Réteg neve:	Réteg jele:	Rugalmassági modulus (Mpa)	Poisson szám	Húzó-szilárdság $s_{u,t}$ (kpa)	$n = s_{u,c}/s_{u,t}$
Aszfaltbeton	AC(1)	4000	0,35	4000	2
	AC(2)	2000	0,35	2000	2
Bitumenfilm	B(1)	0,1	0,5	-	-
	B(2)	4,0	0,5	-	-
Cementstabilizáció	Ckt-4	2500	0,25	700	~8-10
Mechanikai stabilizáció	M60	300	0,4	-	-
Felületi bevonat	FB	200	0,35	-	-
Altalaj	-	86	0,5	-	-

Egy adott pontban a feszültségi főtengelek irányában keletkező maximális és a minimális főfeszültségek ismeretében számíthatjuk a fő-nyírófeszültséget (1).

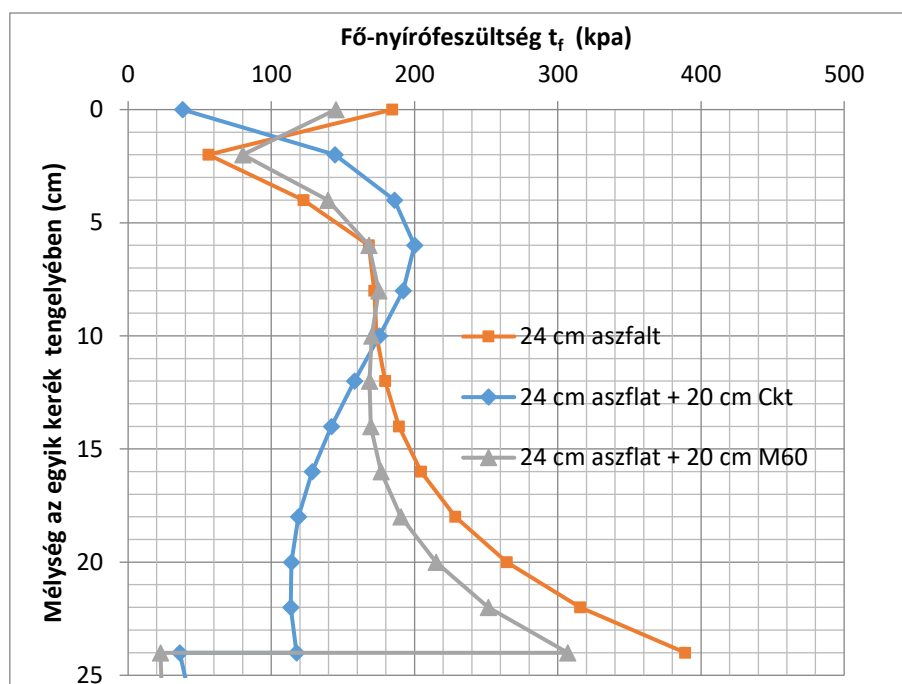
$$\tau_f = (\sigma_{max} - \sigma_{min})/2 \quad (1)$$

ahol:

σ_{max} - a maximális normál főfeszültség kPa;

σ_{min} - a minimális normál főfeszültség kPa

Az 2. ábrán azonos terhelés mellett három különböző, ragasztás nélkül tökéletesen együttdolgozó – idealizált -, út-pályaszerkezetben keletkező fő-nyírófeszültséget ábrázoltam az egyik tárcsa tengelyében.

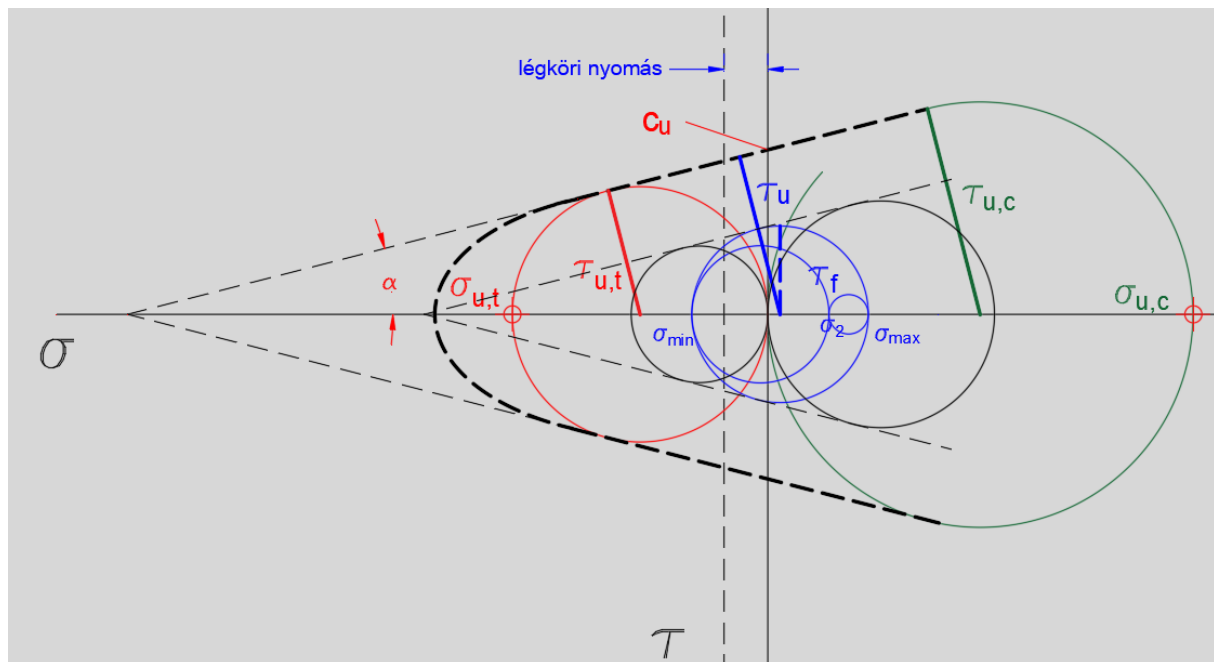


2. ábra: Azonos terhelésű, különböző felépítésű út- pályaszerkezetekben keletkező fő-nyírófeszültség az egyik keréktárcsa tengelyében 24 cm AC(1) aszfalrétegnél.

Kétrétegű rendszerben, ahol a pályaszerkezeti réteg a 24 cm AC(1) aszfalréteg, a τ_{max} legnagyobb fő-nyírófeszültség az aszfalréteg alján keletkezik. Hámrétegű rendszerben, ahol az aszfalréteg alatt 20 cm M60 mechanikai stabilizáció van, még mindig az aszfalréteg alatt keletkezik a legnagyobb fő-nyírófeszültség. Ha azonban az M60 helyett Ckt réteget építünk a τ_{max} legnagyobb fő-nyírófeszültség az aszfalrétegen belül 6 cm mélységben lesz, ez azt jelenti, hogy a τ_{max} legnagyobb fő-nyírófeszültség helye függ a pályaszerkezeti rétegek rugalmassági modulusainak arányától. Az is látszik, hogy az út-pályaszerkezet teherbírásának jelentős növelése – M60 mechanikai stabilizáció helyett Ckt-4 réteg – az aszfalréteg alsó síkján jelentősen csökkenti a fő-nyírófeszültséget, addig 6 cm mélységben 168 kPa-ról 200 kPa-ra növekszik a τ_f fő-nyírófeszültség, amely egyben a τ_{max} legnagyobb fő-nyírófeszültség.

Egy út-pályaszerkezetben belül a τ_{max} legnagyobb fő-nyírófeszültség helye még nem jelenti a repedés megjelenése szempontjából kritikus helyet. Repedés, vagy folyás ott keletkezik, ahol a keletkező legnagyobb fő-nyírófeszültség meghaladja vagy eléri az út-pályaszerkezeti réteg nyírószilárdságát.

Egy út-pályaszerkezeti réteg nyírószilárdsága nem egy adott érték, hanem a normál főfeszültségek függvénye, pl. talajok esetén a Coulomb-féle egyenes, de hasonló összefüggés van a betonokra is, ami alkalmazható az aszfaltkeverékre is.



3. ábra: Coulomb-féle egyenes meghatározása a $\sigma_{u,c}$ nyomó és a $\sigma_{u,t}$ húzószilárdságból.

Jelen tanulmányban a biztonság javára és az egyszerűbb tárgyalhatóság érdekében nem vettem figyelembe, hogy a Coulomb-féle egyenes nem egyenes, hanem egy burkoló görbe.

A talajmechanikában a Coulomb-féle egyenes meghatározását triaxiális vizsgálattal végezzük, ahol a c_u kohéziót, valamint a belső súrlódási szöget keressük, ahol a belső súrlódási szöget $\tan \alpha$ – val fejezzük ki.

Olyan anyagok esetén, ahol a nyomószilárdság és a húzószilárdság viszonylag egyszerűen meghatározható célszerűbb a belső súrlódási szög **$\sin \alpha_i$** kifejezése a (2) összefüggéssel, ahol α_i az i . réteg belső súrlódási szöge.

$$\sin \alpha_i = \frac{n_{i-1}}{n_{i+1}}; n_i = \frac{\sigma_{u,c}^i}{\sigma_{v,t}^i} \quad (2)$$

ahol:

 $\sigma_{u,c}^i$ - i. réteg tiszta nyomáshoz tartozó nyomószilárdsága (MPa) $\sigma_{y,t}^i$ - i. réteg tiszta húzáshoz tartozó húzószilárdsága (MPa)

A nyomó, valamint a húzószilárdság vizsgálatánál nem szoktuk biztosítani, hogy a legkisebb főfeszültség 0 MPa legyen. Nem követünk el hibát a (4) nyírási hányados számításánál, ha a vizsgálatkori légköri nyomást 0 kPa-ra vesszük fel, de az így kapott 3. ábra szerinti $\sigma_{u,t}^i$; $\sigma_{u,c}^i$, akkor alkalmazhatjuk az útpályaszerkezetben keletkező feszültségek számítási modelljében is a légköri nyomás 0 kPa.

Az út-pályaszerkezet egy pontjában keletkező feszültségállapotot 3. ábra szerint értelmezve a $\sigma_1 = \sigma_{max}$; σ_2 ; $\sigma_3 = \sigma_{min}$ főfeszültségekkel tudjuk jellemezni, ami egy feszültségi ellipszoid. Ebben a pontban, akkor következne be törés, vagy folyás, ha az (1) szerint számított τ_f fő-nyírófeszültség elérné vagy meghaladná az i. rétegben a (3) τ_{ij}^i törési nyírófeszültséget, nyírószilárdságot.

$$\tau_u^i = \frac{\sigma_{u,t}^i + (\sigma_{u,t}^i - \sigma_{max} - \sigma_{min}) \sin \alpha_i}{2} \quad (3)$$

$$T_i = \frac{\tau_f}{\tau_i^i} \quad (4)$$

ahol:

T_i - az i. rétegre vonatkozó nyírási hányados.

A „ T ”-t nevezem nyírási hányadosnak, amelynek reciproka biztonsági tényezőként is értelmezhető.

A „ T ” nyírási hányados szoros összefüggésben áll a várható fáradási élettartammal, a törést okozó terhelési ciklus számával, e tekintetben alapvetően eltér a módosított Mohr-Coulomb-féle törésmélethez levezetett biztonsági tényező értelmezésétől, ahol nem veszik figyelembe, hogy a töréshez tartozó belső energia a 3. ábra szerinti változó érték (3) a tiszta húzás és a tiszta nyomás között.

A „hagyományos” ε_{eng} megengedhető megnyúláson alapuló méretezési módszer [5, 6] szerint, ami részben megfigyelésen alapul, az út-pályaszerkezetet terhelő forgalomhoz megadjuk a legnagyobb megengedhető fajlagos megnyúlás értékét ε_{eng} , általában 10^{-6} léptékben, és ezt hasonlítjuk össze a számított ε fajlagos megnyúlással.

Ez a módszer nem kompatibilis a törés elmélettel, mert nem számol az út-pályaszerkezeti rétegek szilárdságával, és figyelmen kívül hagyja, a terhelés tengelyével párhuzamos ε_z fajlagos alakváltozást, továbbá azt a tényt is, hogy a vizsgált, terhelésre merőleges X;Y síkban $\varepsilon_x \neq \varepsilon_y$.

A megengedhető megnyúlás szerinti méretezési módszer nem számol az adott pont tényleges feszültségállapotával, ezért alkalmatlan a felső út-pályaszerkezeti rétegek leromlási ütemének előrejelzésére.

A megengedhető megnyúlás szerinti méretezésnél az út-pályaszerkezet alsó síkján következik be a törés. Itt a függőleges nyomófeszültség már viszonylag kicsi ~50-150 kPa, szemben a radiális normál feszültséggel σ_r .

A megengedett megnyúlás ε_{eng} és a radiális σ_{eng}^i megengedett normál feszültségre felírható a következő összefüggés, ha ε_{eng} a terhelése merőleges síkban minden irányban azonos:

$$\varepsilon_{eng} = \frac{\sigma_{eng}^i - \mu_i(\sigma_{eng}^i + \sigma_z)}{E_i}, \text{ az egyenletet rendezve} \quad \sigma_{eng}^i = \frac{E_i \varepsilon_{eng} + \mu_i \sigma_z}{(1 - \mu_i)} \quad (5)$$

ahol:

E_i - az i. réteg rugalmassági modulusa (MPa)

μ_i - az i. réteg Poisson száma

Számítható (2) szerint az σ_{eng}^i -hez tartozó megengedett fő-nyírófeszültség is.

$$\tau_f^{eng} = (\sigma_{eng}^i - \sigma_z)/2 \quad (6)$$

Az i. rétegre vonatkozó megengedhető törési τ_{eng}^i nyírószilárdságot az (5) összefüggést a (3)-ban alkalmazva:

$$\tau_u^{i,eng} = \frac{\sigma_{u,t}^i + (\sigma_{u,t}^i - \sigma_{eng}^i - \sigma_z) \sin \alpha_i}{2} \quad (7)$$

A számíthatóság feltétele a rétegek nyomó és húzószilárdságának $\sigma_{u,c}^i$; $\sigma_{u,t}^i$ ismerete.

A méretezéshez szükséges megengedett nyírási hányados T_{eng}^i számítható a (6) és (7) hányadosaként a (4) szerint.

$$T_{eng}^i = \frac{\tau_f^{eng}}{\tau_u^{i,eng}} \quad (8)$$

Méretezéskor az i . réteg, akkor megfelelő, ha a minden pontban teljesül, hogy a számított nyírási hányados $T_i \leq T_{eng}^i$ a megengedett nyírási hányadosnál kisebb vagy egyenlő.

Evvel a viszonylag egyszerű módszerrel a hagyományos legnagyobb megengedett megnyúláson ε_{eng} alapuló fáradási kritérium átvezethető a törélméleten alapuló méretezésbe, ha mérjük a $\sigma_{u,c}^i$; $\sigma_{u,t}^i$ szilárdságokat.

Könnyen belátható, hogy a ε_{eng} nem lehet méretezési kritérium, mivel függ a σ_z terhelés síkjára merőleges fő feszültségtől, ami egy nagyon változó érték. Másként fogalmazva a ε_{eng} , a σ_z normál feszültségtől függően okozhat törést vagy folyást az út-pályaszerkezeti rétegben.

Az ε_{eng} megengedett megnyúláson alapuló méretezés elfogadható az alsó út-pályaszerkezeti rétegekre igaz, ahol a σ_z már viszonylag kicsi, „elhanyagolható”.

A másik elterjedt, Magyarországon is alkalmazott [7] méretezési lehetőség, a lefutott forgalmi terhelés miatt bekövetkező mért behajlások változásán, növekedésén alapul. Ekkor a valós tönkremeneteli folyamat ismerete nélkül azt tételezzük fel korábbi megfigyelések alapján, hogy TF_m mértékadó egységtengety forgalom után az útburkolat felszínén repedések jelennek meg. Ez a módszer egyáltalán nem tartalmaz mechanikai paramétereket a legnagyobb behajlásokon kívül, de legalább nem kelti azt a látszatot, mintha mechanikai alapú lenne a fáradási kritérium.

Ilyen kritérium az UME [7]-ben megadott (9) hajlékony út-pályaszerkezeti rétegekre megadott fáradási görbe:

$$S_{eng} = 14,5 TF_m^{-1/4,55} \quad (9)$$

ahol:

S_{eng} - megengedett behajlás (mm)

A nyírási hányados és az út-pályaszerkezetet „tönkretevő” (9) mértékadó forgalom összefüggés között is van összefüggés, amit a következő módszertan szerint határoztam meg, számoltam.

B-R forgalmi terhelési osztályokban „B” típusú, de különböző vastagságú aszfaltrétegek alján keletkező feszültségeket számoltam, amiből meghatározható a (4) nyírási hányados.

Terhelésként az 1. sz. ábrától eltérő a teherbírásméréskor alkalmazott - 50 kN, terhelés 150 mm tárcsa – dinamikus ejtősúlyos terhelést vettem figyelembe. Az út-pályaszerkezeten belüli normál feszültségek számításánál a 20 °C-os mértékadó aszfaltkeverék mechanikai tulajdonsága $\sigma_{u,t} = 4,0$ MPa, $n_i = 2$; $E = 4000$ MPa, figyelembe vettem az $\frac{E}{\sigma_{u,t}} = \text{állandó}$ esetén, $E = 1205 - 7000$ MPa-ig a rugalmassági modulus változó hatását is.

A vizsgált aszfaltrétegek vastagsága változó $E = 1205 - 7000$ MPa rugalmassági modulus esetén 13; 15; 18; 21; 24; 27; és 31 cm.

Változatlan $E = 4000$ MPa és $\sigma_{u,t} = 4,0$ MPa esetén az aszfaltvastagságok 11,5; 16,5; 22; 30; 41; 52 cm volt.

Az aszfaltréteg vastagságának megadásánál kiemelt szempont volt, hogy a (10) szerint eredményül kapott S_m mértékadó behajlás az UME [7] szerinti forgalmi terhelési osztályt jellemezze.

Az FWD S_{din} dinamikus legnagyobb behajlás és a statikus mértékadó behajlás közötti összefüggés [8]:

$$S_m = 1,105 S_{din} \quad (10)$$

A „B” típusú út-pályaszerkezetre a 4. ábra szerinti TF_m mértékadó forgalom logaritmusára és a (4) T_i nyírási hányadosra logaritmusára $TF_m > 100\,000$ et esetén a (11) összefüggést kaptam. A nagyon magas korreláció 20 °C-os hőmérsékleten minden esetben fennáll, ha a rugalmassági modulus és a húzószilárdság aránya $\frac{E}{\sigma_{u,t}} = R$ állandó. Az R egy arányszám, amely a kezdeti, első terheléskori

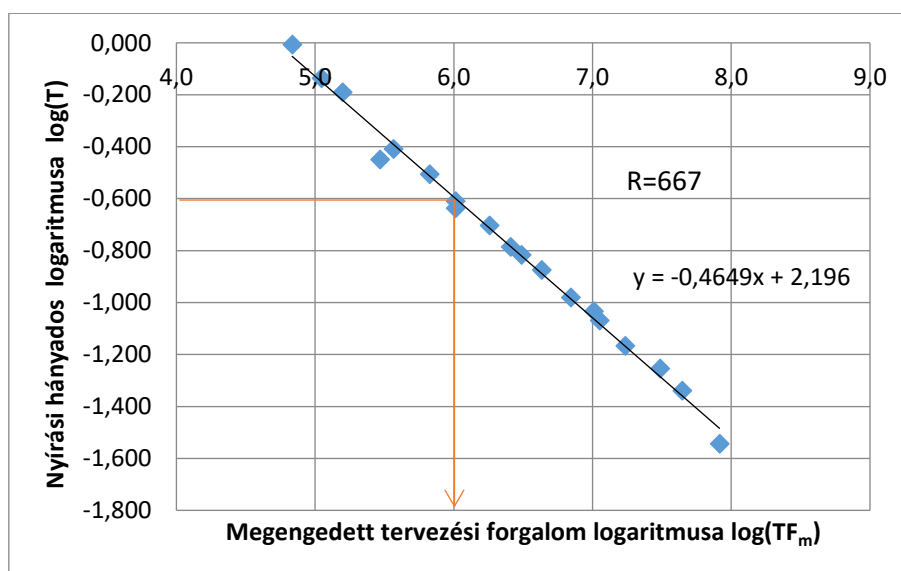
rugalmassági modulusa és annak törését okozó húzószilárdság közötti arányát fejezi ki. Az R az anyag ridegségét jellemzi, ezért nevezhetjük törékenységnak is.

$$\log(T) = av \log(TF_m) + bv \quad (11)$$

A 2. táblázatban az UME-ban a hajlékony út-pályaszerkezetre megadott fáradási görbékre illesztett av ; bv paraméterek találhatók az R törékenység függvényében. Ez azt jelenti, hogy a (9) legnagyobb behajlásból számított TF_m megengedett tervezési forgalom egyezik a (11) nyírási hányadosból számított TF_m megengedett tervezési forgalommal adott R törékenység esetén.

2. táblázat: Különböző törékenységhez tartozó av ; bv paraméterek.

R=	667	1000	2 000
a_v =	-0,4649	-0,4756	-0,5134
b_v =	2,196	2,4539	3,0415



4. ábra: Nyírási hányados és a TF_m megengedett tervezési forgalom közötti összefüggés, $R=666$ törékenység mellett.

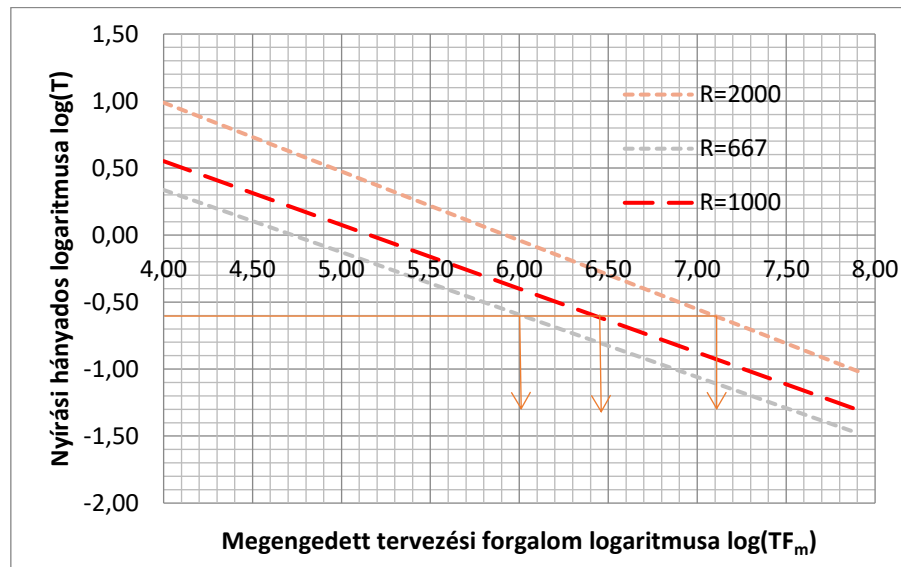
A kérdés mekkora R mértékadó törékenység jellemzi az úthálózatot, ill. a felhasznált aszfaltkeverékeket.

Az $\frac{E}{\sigma_{u,t}} = R$ törékenység állandó értéke a feltétele a magas 0,98 feletti korrelációnak, de nem ismerjük R pontos értékét.

A magas korreláció azt jelenti, hogy az UME-ban megadott (9) fáradási görbét egy állandó értékű törékenység $R_m = \frac{1}{\varepsilon_m}$ jellemzi. Az UME-ban megadott fáradási görbe empirikus, ezért nem lehet egzakt, pontos képlettel meghatározni. Az UME fáradási görbe minden beépített aszfaltkeveréket egyszerre jellemzi, ezért az $R_m = \frac{1}{\varepsilon_m}$ állandónak nagy a szórása, vagyis $R_m = \frac{1}{\varepsilon_m}$ törékenység egy átlagos érték, amelyhez egy jelentős szórás is társul, hiszen minden eddig beépített aszfaltkeveréket jellemez. A probléma, hogy sem az átlagot, sem a szórást nem ismerjük, legfeljebb becsülhetjük.

Eltérő R törékenyséű aszfaltkeverék illesztése a (9) fáradási görbére az av és bv 2. táblázat szerinti paraméterek változását okozza, amelynek következménye a fáradási görbe párhuzamos elcsúszása a 4. ábra szerinti illesztési egyenesen. Mivel a különböző R törékenységhöz tartozó illesztési egyenesek regressziója közel azonos, ezért ezek az egyenesek fedésben vannak.

Az 5. ábrán már nem szerepel a (9) fáradási görbe alapján számított nyírási hányados összefüggés, amelyre illesztettük a különböző R eltérő törékenységgű aszfaltkeverékeket. Az 5. ábrán már csak az eltérő R eltérő törékenységgű aszfaltkeverékeket hasonlítjuk össze, amelyeket illesztettünk a (9) fáradási görbére, amelyek közül bármelyik lehet mértékadó aszfaltkeverék.



5. ábra: Nyírási hányados és a TF_m megengedett tervezési forgalom közötti összefüggés a mértékadó törékenység függvényében.

A meglévő úthálózatot legjobban jellemző mértékadó törékenység R_m pontos értékének meghatározása további kutatást, vizsgálatokat igényel.

Ennek hiányában a mértékadó törékenységet $R_m = 1000$ javaslom felvenni, amit korábbi hasító-húzó vizsgálatok eredményéből származtattam, amely közelítően jellemzi az 1980-2010-ig készült AB, JU, U, KAB, ÉHA aszfaltkeverékeket.

A mértékadó R törékenység értékének növelése csökkenti a biztonságot, míg csökkentése növeli a biztonságot, de növeli a szükséges aszfalttréteg vastagságát, amely növeli a költségeket.

Az R mértékadó törékenység hatását a következő példán lehet szemléltetni. Tételezzük fel, hogy a 4. ábrán a mértékadó tervezési forgalomhoz $TF_m = 7,2 \cdot 10^6$ tartozó $T = 0,6$ nyírási hányados feltételt az $R = 2000$ törékenységgű aszfaltkeverék is teljesíti, vagyis ezt az aszfaltkeveréket tekintjük a mértékadó aszfaltkeveréknek. Ha tévedünk és a valós aszfaltkeverék törékenysége $R = 1000$, akkor a $TF_m = 6,45 \cdot 10^6$, míg $R = 667$ esetén $TF_m = 6,0 \cdot 10^6$ egységtengely áthaladás, vagyis a tervezett út-pályaszerkezet tervezési élettartama kisebb lesz a tervezettnél.

Az 5. ábrából úgy látszik, mintha a nagyobb törékenységgű aszfaltkeverék magasabb fáradási élettartamot eredményezne, de az 5. ábra csak azt mutatja, hogy R törékenység mellett mekkora az a mértékadó nyírási hányados, amely a megengedett tervezési forgalom TF_m lefutását biztosítja, ami egyben megfelel a (9) fáradási kritériumnak is.

Változatlan rugalmassági modulus mellett a $\sigma_{u,t}$ húzószilárdság növelése, vagyis az R törékenység csökkentése arányosan csökkenti a nyírási hányadost. Adott fáradási görbe esetén (11) az aszfaltkeverék kisebb húzószilárdsága kisebb fáradási élettartamot okoz, míg nagyobb húzószilárdsága nagyobb fáradási élettartamot eredményez.

Röviden úgy is fogalmazhatunk, hogy a törékenység csökkentése kedvező, de azt is figyelembe kell venni, hogy a rugalmassági modulus csökkentése viszont növeli az út-pályaszerkezeten belül kialakuló feszültségeket, így a (3) τ_f fő-nyírófeszültséget is.

Fontos megjegyezni, hogy a tiszta húzás szerinti $\sigma_{u,t}$ húzószilárdság nem azonos a dinamikus hasító vizsgálatkor kapott ITS hasító-húzó szilárdsággal, amely vizsgálatot a vízerékenységhoz minden

esetben elvégzünk [9]. Az eltérő módszerű vizsgálatokkal kapott szilárdsági eredményeket jelentősen befolyásolja a terhelés módja, sebessége, frekvenciája és a vizsgálati hőmérséklet.

A hasító-húzó szilárdság σ_{Hh} (ITS):

$$\sigma_{Hh} = \frac{2F}{d h \pi} \quad (12)$$

ahol:

F - terhelő erő (N)

d - minta átmérője (mm)

h - minta magassága (mm)

A töréskor a terhelő erővel párhuzamos σ_z feszültség [10] is keletkezik, amelynek a terhelésre merőleges felületen, az eloszlása szinuszos. A σ_z feszültség eloszlásának elméletét Schleeh alapozta meg [21], a minta közepén a terhelési síkban kialakuló feszültség:

$$\sigma_z = \frac{6F}{d h \pi} = 3\sigma_{Hh} \quad (13)$$

Az elmélet ellenőrzésére, a feszültségeloszlás részletesebb vizsgálata érdekében véges elemes számításokat is végeztek [22], amely megerősítette a (13) összefüggést.

Töréskor a fő-nyírófeszültség (1) számítható:

$$\tau_f = \frac{\sigma_{Hh} + \sigma_z}{2} = 2\sigma_{Hh} \quad (14)$$

A tiszta húzáshoz tartozó $\sigma_{u,t}$ húzószilárdság a (3) szerint az az ITS-ből a (12-14) alapján már számítható:

$$\sigma_{u,t} = \sigma_{Hh} \frac{2(2-\sin\alpha)}{1+\sin\alpha} \quad (15)$$

A hasító-húzó szilárdságból számított $\sigma_{u,t}$ húzószilárdság függ a belső súrlódási szögtől, $n=1$ esetén $\sigma_{u,t} = 4,0 \sigma_{Hh}$, $n=2$ esetén $\sigma_{u,t} = 2,5 \sigma_{Hh}$.

A BME aszfaltmechanikai kutatást [11] végzett, ahol 4 Hz terhelési frekvencián és 5 °C-os vizsgálati hőmérsékleten dinamikus hasító-húzó és dinamikus hajlító vizsgálatokat végeztek AB-20 és U-20 aszfaltkeverékeken. A próbatestek törését okozó húzó-hajlító szilárdsága és a hasító-húzó szilárdságának hányadosa 2,32 és szórása 0,11 volt, ami vizsgálati megerősítése (15)-nek. A tiszta húzás során mért húzószilárdság $\sigma_{u,t}$ 2,32 szerese a σ_{Hh} hasító-húzószilárdságnak, ha $n = 2,28$.

A nyírási hányados alapján történő méretezés esetén az út-pályaszerkezet akkor megfelelő, ha a mértékadó forgalom nagyobb vagy egyenlő, mint a tervezési forgalom $TF_m \geq TF$, ahol közvetve felhasználjuk az eddig is alkalmazott (9) fáradási görbét (11) alapján.

A nyírási hányados és a legnagyobb megengedett behajlás alapján történő méretezés azonos eredményre vezet, ha nem vesszük figyelembe az aszfaltrétegek eltérő szilárdságát. Az azonosságot könnyen ellenőrizhetjük, ha adott út-pályaszerkezet és terhelés esetén számítjuk a (10) szerint S_m mértékadó behajlásból a (9)-ből kifejezhető TF_m mértékadó tervezési forgalmat.

A mértékadó behajlás számításakor ismert az aszfaltréteg alsó síkján a tangenciális σ_r és függőleges σ_z feszültségek, amelyekből meghatározható (1) a τ_f fő-nyírófeszültség, valamint a (3) alapján a τ_u nyírószilárdság hányadosa a T nyírási hányados. A nyírási hányados ismeretében (11)-ből kifejezhető a TF_m mértékadó tervezési forgalom, amely a legnagyobb behajlásból számított TF_m mértékadó tervezési forgalommal közel az $R^2=0,9933$ regressziónak megfelelő eredményt fog adni.

Ez a magas regresszió minden esetben fennáll, ha a mértékadó törékenység R_m állandó. Az állítás megfordítása is igaz, vagyis az UME-ban megadott fáradási görbe egy olyan mértékadó aszfaltkeveréket jellemez, amelynél a törékenység R_m állandó.

Azt azonban tudjuk, hogy még azonos hőmérsékleten és/vagy terhelési frekvencián is aszfaltkeverékeként változik az $\frac{E}{\sigma_{u,t}} = R$ a törékenység, ami jelentősen növeli a várható élettartam görbe szórását. Az UME fáradási élettartamra vonatkozó görbéi felülvizsgálatra szorulnak, de a továbbiakban a (9), mint etalont veszem figyelembe.

A nyírási hányadoson alapuló (11) méretezés nagy előnye, hogy a rugalmassági modulus mellett figyelembe tudjuk venni az út-pályaszerkezeti rétegek szilárdsági tulajdonságait is, ennek eredményeként nem csak az alsó út-pályaszerkezeti réteg várható tönkremenetelére vonatkozóan tudunk megbízható számításokat végezni, hanem bármely pontot, így a kopó és kötőrétegben is.

A jelentős különbséget a következő példával lehet szemléltetni. Egy vasbeton födémre kell méretezni ismert teherre, az egyik esetben (9) a betonra és az acélbetétre csak a rugalmassági modulusát ismerjük, a méretezés ekkor csak és kizárólag a tapasztalaton alapul sok életveszélyes esetből kiválasztva a megfelelőket.

A másik esetben (11) megbízhatóan méretezünk az életveszély és az anyagi kár elkerülése érdekében, valamint a tartósság tekintetében felhasználva a korábbi megfigyelésekre vonatkozó tapasztalatokat (9).

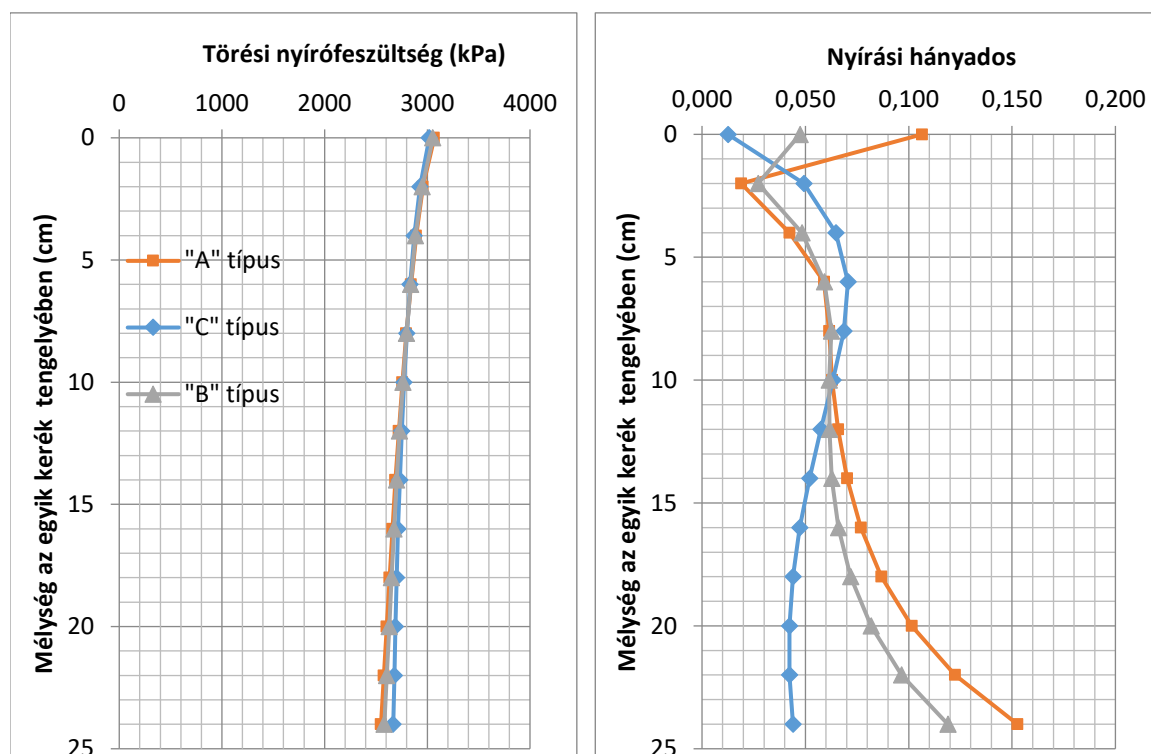
A hagyományos legnagyobb behajlások és a törésméleten alapuló kölcsönös megfeleltetés után térjünk vissza a törésméleti megfontolásokra.

A törést, folyást okozó változó nyírószilárdság (3), miatt nem alkalmazhatók a közvetlenül Paris-féle modellek.

A τ_u nyírószilárdság a Coulomb-egyenest 3. ábra egy változó, ahol a fajlagos alakváltozási energiák is különböznek. Ez a tény a Paris modellben alkalmazva azt jelenti, hogy a repedés terjedéséhez szükséges alakváltozási munka nem egy állandó érték, hanem függ a feszültségállapottól is. Általánosan fogalmazva a test egy pontján kialakult repedés terjedéséhez szükséges fajlagos alakváltozási energia függ a feszültségi ellipszoidok alakjától - a főtengelyek méretétől - és irányától. Mindez abból a vizsgálati tapasztalatból következik, hogy az aszfaltkeverékek esetén több külső ill. belső munka kell a tiszta nyomással repedést kiváltani, mint tiszta húzás esetén, a két állapot között folyamatos átmenetnek kell lennie.

A fáradási folyamat törés mechanikai modellezésével jelen cikkben nem foglalkozom, de fontos megjegyezni, hogy a fáradási folyamat elemzésénél nem lehet figyelmen kívül hagyni, hogy a valós terhelésből eltérő időpontban keletkező fő-nyírófeszültségek irányai is eltérőek lesznek, mivel a terhelő gépkocsik nem egy vonalon haladnak. A fő-nyírófeszültségek a főirányokkal 45°-os szöget zárnak be, de még az abroncs tengelyében se teljesül az egyik főirány párhuzamossága az útfelületre merőleges tengellyel. Minél jobban eltérünk a terhelő kerék tengelyétől annál jobban eltér a 45°-os szögtől a fő-nyírófeszültség, ezt a feltételezést erősíti, hogy az olaszországi autópályák vizsgálatokor 20-40 fokot mértek [3] a TDC repedések irányára. A repedés szögét még a hűlés-melegedésből származó vízszintes normál feszültségek is befolyásolják. Minél kisebb a szög annál inkább termikus eredetű a repedés végső oka, amihez jelentősen hozzájárul a teherismétlésből származó fáradás. Az útburkolat felszínéhez közeledve a szög általában csökken, közelít a „függőlegeshez”, mivel itt a legnagyobb és leggyorsabb a hőmérséklet változása és itt keletkezik a legnagyobb termikus eredetű „vízszintes” normál feszültség és itt a legjelentősebb a kötőanyag öregedése. Többek között ezek az összefüggések okozzák a laboratóriumi fáradási vizsgálatok és a valós pályaszerkezet fáradási viselkedése közötti eltérést.

E rövid kitérő után térjünk vissza a (4) összefüggésre.



6. ábra: A törést okozó nyírófeszültség és a nyírási hányados változása az egyik keréktárcsa tengelyében, n=2 esetén.

A 6. ábra szerint az egyik tárcsa tengelyében a mélység függvényében számított nyírási hányados szemléletessé teszi a törés szempontjából kritikus helyeket. A törés, repedés ott következik be a legnagyobb valószínűséggel, ahol a nyírási hányados a legnagyobb, itt lesz a legkisebb a megengedhető TF_m tervezési forgalom (11). A törést okozó fő-nyírófeszültség (3) változása, csökkenése a 3. ábra szerint alakul a Coulomb egyenes mentén.

A fáradási méretezési ellenőrzést $TF_m \geq TF$ abban a pontban kell végezni, ahol a „T” nyírási hányados a legnagyobb.

A nyírási hányados értékét befolyásolja az α_i belső súrlódási szög, valamint az R törékenységi tényező.

A T nyírási hányados az útfelületre merőleges tengely mentén 6. ábra szerint kialakult alakjára kis mértékben hat az „ n_i ” értéke, ill. az α_i belső súrlódási szög, de a nyírási hányados értékét már jelentősen befolyásolja. Másként fogalmazva az „ n_i ” a nyomó és a húzószilárdság hányadosa a repedés szempontjából kritikus helyre alig van hatással, de a várható törés valószínűségét már jelentősen befolyásolja.

Az „ n_i ” növelése csökkenti, míg csökkenése növeli a nyírási hányadost, avval fordítottn, de nem lineárisan arányos.

A (2) alapján a belső súrlódási szög növekedése növeli az „ n_i ” értékét, így várakozásunknak megfelelően a nagyobb belső súrlódási szögű aszfaltkeverékek magasabb nyírási hányadost, nagyobb fáradási élettartamot eredményeznek, ha egyébként nem csökken a vizsgált réteg $\sigma_{u,t}^i$ húzószilárdsága, pl. a megnövekedett hézagtartalom, bitumen „felesleg” és/vagy egyéb okok miatt, BBMT és SMA keverékek.

Az $\frac{E}{\sigma_{u,t}}$ törékenységi tényező adott hőmérsékletre vonatkozik, ezért értéke változik a hőmérséklettel, terhelési frekvenciával. Ez különösen fontos alacsony hőmérséklet esetén.

A $\sigma_{H,h}$ hasító-húzószilárdság és az $E_{H,h}$ hasító modulus azonos irányban változik, növekszik vagy csökken egy adott paraméter változása esetén, pl. kötőanyag tartalom, vagy tömörség esetén egészen a Fraas-féle törésponttól + 40 °C hőmérséklet tartományban.

A $\sigma_{H,h}$ hasító-húzószilárdság a kötőanyagra jellemző Fraas-féle töréspont környezetében eléri maximumát, míg a $E_{H,h}$ hasító modulus tovább növekszik.

A Fraas-féle töréspont alatti hőmérsékleten a $\sigma_{H,h}$ a hasító-húzószilárdság maximumának oka, hogy a próbatesten belül a kötőanyagban keletkező fő-nyírófeszültség meghaladja a kötőanyag nyírószilárdságát, így már a kötőanyag is törhet.

A kötőanyag merevsége, a nyírási modulusa a hőmérséklet további csökkenésével arányosan tovább növekszik, ezért a próbatest hasítási modulusa is nő, ami nagyon kedvezőtlen a fáradás tekintetében, mert az R törékenysége hatványosan kezd növekedni.

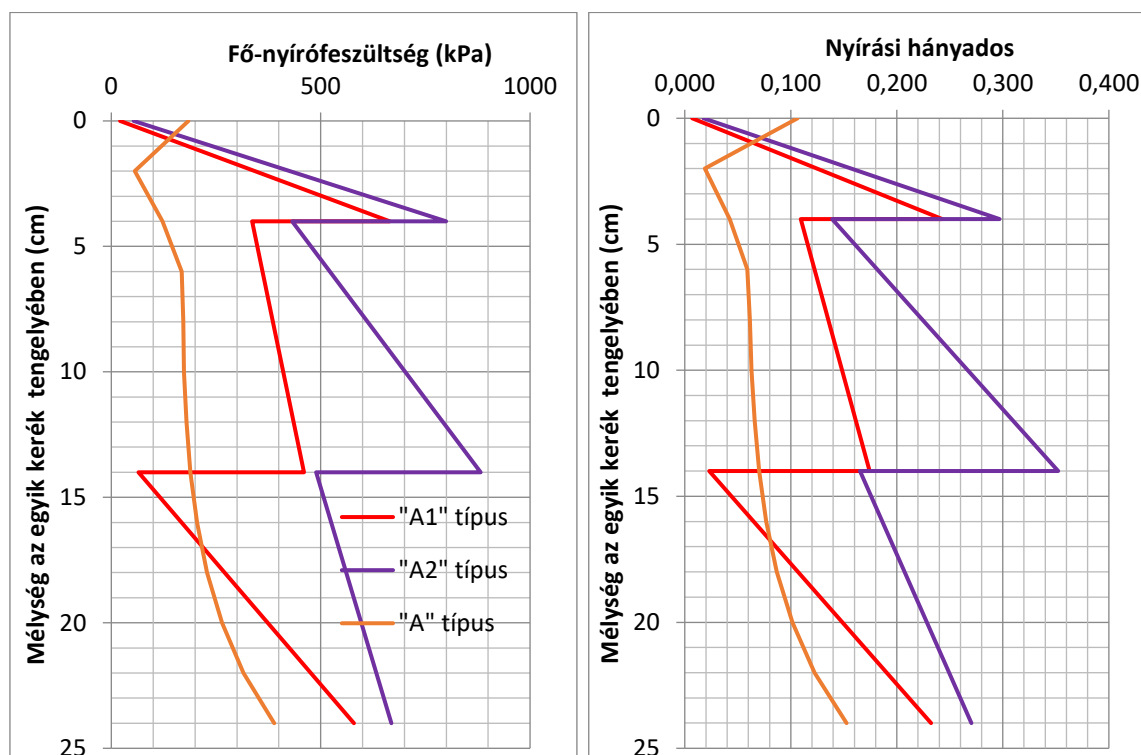
Az UME (9) fáradási görbéje ezt a hatást is magában foglalja, amely további jelentős szórásnövekedést és méretezési pontatlanságot okoz.

A fáradási görbe szórása jelentősen csökkenthető, ha a törékenységet az R_m állandót évszakonként, vagy még pontosabban havonként határozzuk meg a forgalmi terhelés napszakára jellemző átlagos hőmérsékletet figyelembe véve és ennek megfelelően havi vagy évszaki fáradási görbéket alakítunk ki.

3. RAGASZTÓRÉTEG HATÁSA A KELETKEZŐ FESZÜLTSÉGEKRE

Az út-pályaszerkezeti rétegekben, különösen a réteghatáron keletkező legnagyobb nyírófeszültségre és a nyírási hányadosra nagyon jelentős hatással van a rétegeket összeragasztó anyagának vastagsága és rugalmassági modulusa is.

A 7. ábrán egy „hagyományosan idealizált” 24 cm vastag 4000 MPa merevségű aszfalt pályaszerkezetben keletkező az (1) szerint τ_f fő-nyírófeszültségeket hasonlítok össze egy ötrétegű rendszerekkel, ahol van és nincs rétegtapadás. A ragasztott rétegek esetén a feszültségeket már csak a réteghatárokon számoltam.



7. ábra: Fő-nyírófeszültség és nyírási hányados az egyik keréktárcsa tengelyében különböző rétegtapadások és ragasztóanyagok esetén.

Út-pályaszerkezetek típusai:

„A” típus	„A1” típus	„A2” típus
4 cm AC(1)	4 cm AC(1)	4 cm AC(1)
0,2 mm B(1)		0,2 mm B(1), elvált
10 cm AC(1)	10 cm AC(1)	10 cm AC(1)
0,2 mm B(2)		0,2 mm B(2), elvált
10 cm AC(1)	10 cm AC(1)	10 cm AC(1)

Az „A” típus minden rétege egymással tökéletesen együtt dolgozik ragasztóanyag nélkül, ami egy idealizált 24 cm vastag AC réteget jelent – „A” típus.

Az „A1” és az „A2” típusoknál minden réteg között 0,2 mm vastagságú ragasztóanyagot, bitumen filmet feltételeztem.

A felső 4 cm kopóréteg és az alatta lévő 10 cm kötőréteg között a bitumen rugalmassági modulusa 0,1 MPa, míg a 10 cm kötőréteg és az alatta lévő 10 cm alapréteg között a bitumen rugalmassági modulusa 4,0 MPa. Az eltérést indokolhatja, hogy a kopóréteg alatt nyári napsütésben lényegesen melegebb a ragasztóanyag, mint a kötő és az alapréteg között, de az is előfordulhat, hogy a felső ragasztóanyag lágyabb, kisebb viszkozitású bitumenből készült.

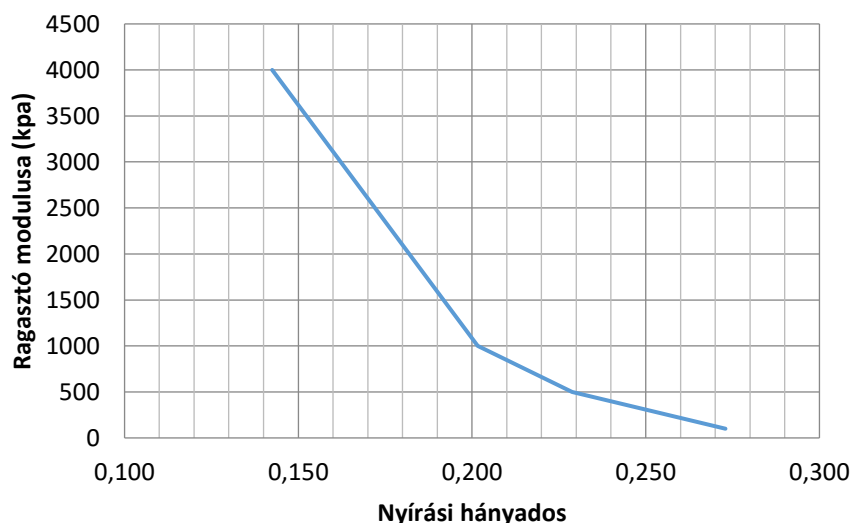
Az „A1” és az „A2” típusoknál az eltérés az együttműködés tekintetében van, az „A1” esetén minden réteg együtt dolgozik, az „A2” esetén pedig nem.

Együttműködőnek akkor tekinthetünk két réteget, jelen esetben az AC réteg és a ragasztóanyag között, ha a réteghatáron mindkét réteg fajlagos alakváltozása a réteghatár síkjában minden irányban azonos.

A két réteg nem dolgozik együtt, ha azok elváltak egymástól és a két réteg közé vízfilm kerül, ahol a feszültségállapot hidrosztatikus. Hidrosztatikus állapotban a feszültségek minden irányban egyeznek a terhelő irányú, „függőleges” feszültséggel. Az „A2” típus esetén még súrlódás sincs.

A 7. ábrán jól látható, hogy a ragasztott rétegek esetén már egyáltalán nem biztos, hogy a törés szempontjából kritikus hely az aszfaltréteg legalján 24 cm mélységben lesz. A kritikus hely függ a ragasztóréteg rugalmassági modulusától is.

Különösen fontos, hogy a 100 kPa rugalmassági modulusú ragasztóanyag alig javít az „A2” típusú képest, ahol a rétegek nem dolgoznak együtt. Jelentős javulást a 4,0 MPa körüli rugalmassági modulus esetén várhatunk, amit a 8. ábra szemléltet a kötő és alapréteg közötti ragasztórétegre.



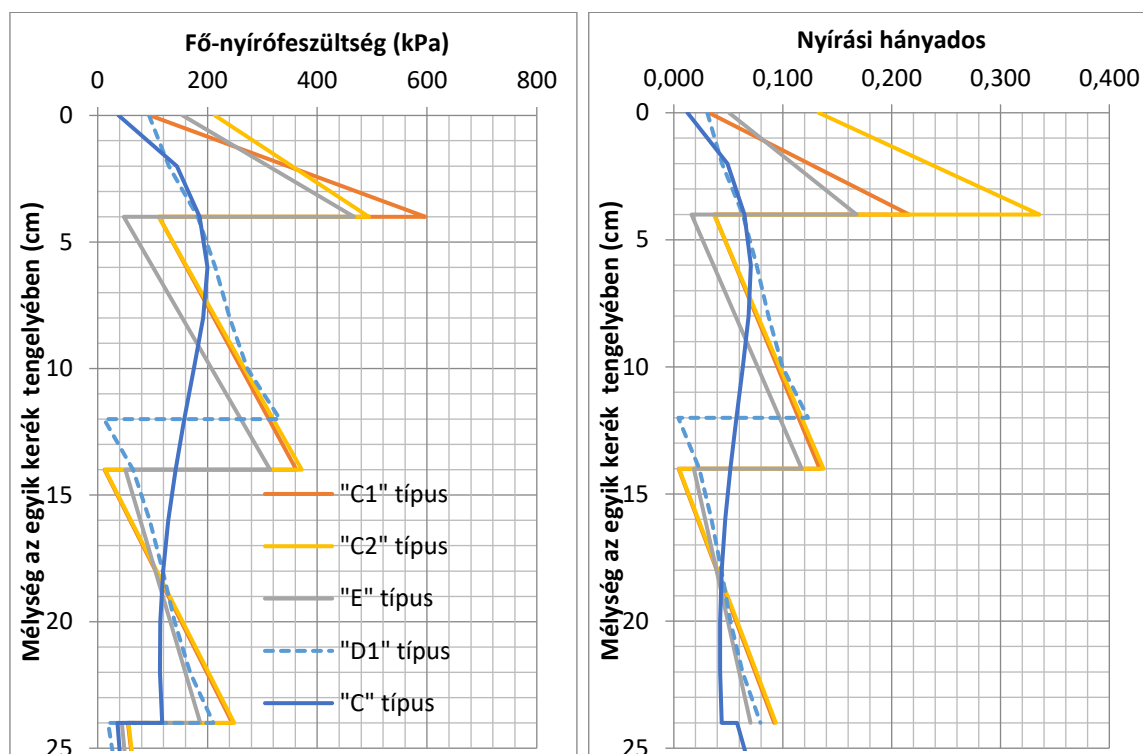
8. ábra: A ragasztóréteg modulusának hatása a kötő és alapréteg közötti nyírási hányadosra „A1” típus esetén.

Az út-pályaszerkezeti rétegeket összeragasztó bitumen, bitumenemulzió mechanikai tulajdonságait általában nem ismerjük, főleg nem ismerjük a hőmérséklettől a $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$ - $+15\text{ }^{\circ}\text{C}$ hőmérsékleti tartományban, terhelési frekvenciától, oxidációs öregedéstől függését. Hazánkban más témakörben történtek vizsgálatok legalább a bitumen komplex nyírási modulusának meghatározására [12, 13].

Dinamikus nyíróreométerrel DSR 0,1 - 10 Hz körfrekvencia és a komplex nyírási modulus összefüggését vizsgálták [13] $+60\text{ }^{\circ}\text{C}$ -on, ahol a különböző típusú bitumenek mért komplex nyírási modulus 8 -200 kPa volt. Szintén DSR vizsgálatot végeztek eltérő tulajdonságú bitumeneken 1 másodperc felterhelési és 10 másodperc pihentetés mellett a komplex nyírási modulus meghatározására $+40\text{ }^{\circ}\text{C}$ - $+60\text{ }^{\circ}\text{C}$ között, a vizsgált bitumenek közötti akár ötszörös eltérés is lehet. A komplex nyírási modulus $+40\text{ }^{\circ}\text{C}$ -on 50 kPa – 200 kPa-ig terjedt.

A nyírási modulus jelentősen befolyásolja a nyírási hányadost 8. ábra, ezért a bitumen és a bitumen emulzió bitumen komponensének nyírási modulusát vizsgálni kell, és elő kell írni a bitumen megfelelő mechanikai paramétereit a megbízható, gazdaságos út-pályaszerkezet méretezéséhez. Bitumen esetén a rugalmassági modulus $E = 3 \cdot G$, ahol G a nyírási modulus.

A következőkben 9. ábra. a „C” típusú út-pályaszerkezeteket elemeztem, ahol az útalap Ckt-4 és a rétegek között már figyelembe vesszük a bitumenes ragasztóanyagot is „C1” és „C2”.



9. ábra: Fő-nyírófeszültség és nyírási hányados az egyik keréktárcsa tengelyében különböző út-pályaszerkezetek esetén.

Út-pályaszerkezetek típusai és tulajdonságai:

„C1” típus	„C2” típus	„D1” típus	„E” típus
4 cm AC(1)	4 cm AC(2)	12 cm AC(1)	4 cm AC(1)
0,2 mm B(1)	0,2 mm B(1)	0,2 mm B(2)	0,4 cm FB
10 cm AC(1)	10 cm AC(1)	12 cm AC(1)	10 cm AC(1)
0,2 mm B(2)	0,2 mm B(2)	0,2 mm B(2)	0,4 cm FB
10 cm AC(1)	10 cm AC(1)		10 cm AC(1)
0,2 mm B(2)	0,2 mm B(2)		0,2 mm B(2)
20 cm Ckt-4	20 cm Ckt-4	20 cm Ckt-4	20 cm Ckt-4

A „C1” típusú és az idealizált „C” út-pályaszerkezetben keletkező nyírási hányados alapvetően és jelentősen eltér egymástól. A ragasztóanyag miatti jelentős nyírási hányados növekedés minden réteghatáron bekövetkezik a ragasztóanyag rugalmassági modulusának függvényében.

A „C2” típus esetén azt is vizsgáltam, hogy mi történik, ha a kopóréteg rugalmassági modulusa a felére csökken 4000 MPa-ról 2000 MPa-ra, amivel arányosan a húzószilárdságot is a felére csökkentettem, az R törekenység változatlan maradt. A kopóréteg rugalmassági modulusának csökkenése - pl. a felső réteg hőmérsékletének növekedése miatt - nagyon kedvezőtlen, mivel megnövekszik a fő-nyírófeszültség, aminek következtében csökken a fáradási élettartam, és növekszik a TDC repedés megjelenésének valószínűsége. A TDC repedés nem feltétlenül fog a nyári melegben megjelenni, de a leromlott fáradás miatti húzószilárdság csökkenés a hidegben bekövetkező gyors lehűlési sebesség esetén nagyobb valószínűséggel éri el a termikus normál feszültség a lecsökkent húzó- és nyírószilárdságot.

SMA típusú kopórétegben, amelynek hasító-húzó szilárdsága ITS sok esetben 1,0 MPa körüli, a réteghatáron keletkező nyírófeszültség nagyon rövid időn belül elérheti, vagy meghaladhatja az SMA esetleg alacsony nyírószilárdságát.

Az UME-ban megadott fáradási modell és a (11) közötti összefüggés lehetőséget biztosít számunkra, hogy a húzószilárdság kiemelt jelentőségét szemléltessük a „C1” típusú út-pályaszerkezet kopórétegének alján keletkező feszültségből számított a nyírási hányados segítségével.

Mértékadó esetben a mechanikai paraméterek ($\sigma_{u,t}^i = 4,0$ MPa, $n_i = 2$; $E = 4000$ MPa, $R = 1000$) és pl. „E” forgalmi terhelési osztálynál a számított nyírási hányados $T = 0,216$ és $TF_m = 3,6 \cdot 10^6$ egységtengely áthaladás.

Ha a $\sigma_{u,t}^i$ húzószilárdságot 10%-al növeljük $R = 909$, akkor $T = 0,197$ és $TF_m = 4,39 \cdot 10^6$ egységtengely áthaladás lesz, míg 10%-os csökkenés esetén $R = 1111$ $T = 0,239$ és $TF_m = 2,92 \cdot 10^6$ egységtengely áthaladásra csökken.

A húzószilárdság 50%-os csökkenése esetén ($\sigma_{u,t}^i = 2,0$ MPa, $n_i = 2$; $E = 4000$ MPa; $R = 2000$), $T = 0,418$ és $TF_m = 0,90 \cdot 10^6$ az egységtengely áthaladás, így, ha a tervezés élettartama 20 év volt, akkor a kopóréteg felületén 5 éven belül – szavatossági időn belül - várhatók a repedések.

A „C1” típusú út-pályaszerkezetnél a kopóréteg alatt 100 kPa rugalmassági modulusú ragasztó réteggel számoltam, ha ezt 4000 kPa-ra növeljük - „C3” típus - pl. modifikált bitumenek alkalmazásával, akkor ($\sigma_{u,t}^i = 4,0$ MPa, $n_i = 2$; $E = 4000$ MPa) esetén a számított nyírási hányados a kopóréteg alatt $T = 0,161$ és a $TF_m = 6,74 \cdot 10^6$ egységtengely áthaladás a duplájára növekszik.

A ragasztóréteg rugalmassági modulusát tovább lehet növelni „E” típusú pályaszerkezet ~ 200 MPa-ra egyrétegű 2/4 modifikált bitumenemulziós felületi bevonat alkalmazásával, hátrány a magasabb költség és a megnövekedett ragasztóréteg vastagság.

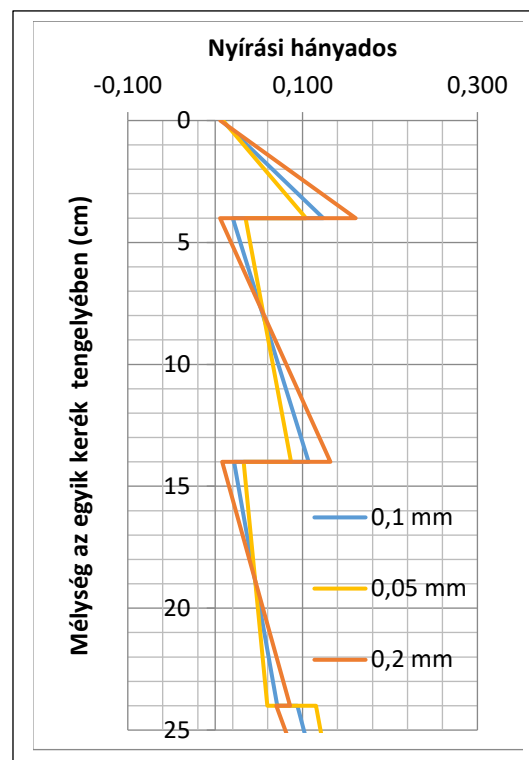
A 30-50 éve készült pályaszerkezetekből vett fűrt magmintákon azt tapasztaltuk, hogy a felületi bevonattal érintett rétegek fűráskor nem váltak el egymástól. Az „E” típusú út-pályaszerkezet kedvezőbb a nyírási hányados szempontjából, mint a „C1” típus, de ez se ad kielégítő megoldást a magas költség ellenére, a ragasztóanyag nyírási modulusának növelése költséghatékonyabb megoldás.

Jó és gazdaságos megoldás lenne a kopó és a kötőréteg helyettesítése egyetlen 12 cm vastagságú aszfaltréteggel „D1” típus, ehhez azonban egy teljesen új eddig még nem alkalmazott, ismeretlen aszfaltkeveréket kell tervezni, amely nagy valószínűséggel drágább, de költséghatékony megoldás lenne.

A másik lehetőség ragasztóanyag nélkül „egyszerre” építeni a kopó és a kötőréteget, ez viszont egy teljesen új, hazánkban eddig még nem alkalmazott beépítési technológiára van szükség. Evvel a módszerrel a ragasztóréteg vastagságát lehet minimalizálni, hiszen ekkor már nincs szükség külön ragasztórétegre a ragasztás a keverékben meglévő bitumenfilm, bitumenes habarcs által jön létre, amelynek sokkal magasabb a nyírási modulusa, mint a ragasztáshoz használt bitumené.

A réteghatáron keletkező fő-nyírófeszültséget nemcsak a ragasztóanyag típusa, tulajdonsága, hanem vastagsága is befolyásolja 10. ábra. A nyírási hányadost a „C3; C4; C5” típusú 0,05 – 0,2 mm ragasztóanyag vastagságok esetén számítottam, ahol az út-pályaszerkezetek típusai és tulajdonságai:

„C3” típus	„C4” típus	„C5” típus
4 cm AC(2)	4 cm AC(2)	4 cm AC(2)
0,2 mm B(2)	0,1 mm B(2)	0,05 mm B(2)
10 cm AC(1)	10 cm AC(1)	10 cm AC(1)
0,2 mm B(2)	0,1 mm B(2)	0,05 mm B(2)
10 cm AC(1)	10 cm AC(1)	10 cm AC(1)
0,2 mm B(2)	0,1 mm B(2)	0,05 mm B(2)
20 cm Ckt-4	20 cm Ckt-4	20 cm Ckt-4



10. ábra: A nyírási hányados változása a ragasztóanyag vastagságának függvényében.

A ragasztóanyag vastagságának csökkentése csökkenti a nyírási hányadost az aszfalt út-pályaszerkezeti rétegekben, ami növeli a fáradási élettartamot. A ragasztóanyag vastagságát lehet csökkenteni a kipermetezett ragasztóanyag mennyiségének csökkentésével, de ez nem vezethet a rétegtapadás elvesztéséhez.

A ragasztóanyag valós rétegvastagsága nem számítható a kipermetezett maradó bitumentartalom és a felület hányadosaként, hanem még figyelembe kell venni az aszfaltreteg fajlagos felületét, amit jellemezhetünk a makro-érdességgel. Minél érdesebb a felület annál nagyobb az a felület, amit a ragasztóanyaggal be kell vonni. A felületen a ragasztóanyag vastagsága még akkor se lesz egyenletes, ha a kipermetezés mennyisége tökéletesen egyenletes, mert a ragasztóanyag a lokális mélypontban összegyűlik, míg a magas pontokról lefolyik. A ragasztóanyag vastagságának egyenetlensége annál nagyobb minél nagyobb a makro-érdesség.

Tervezésnél a biztonság javára javaslok a 0,2 mm bitumen film rétegvastagság figyelembevételét.

4. TERMIKUS FESZÜLTSEGEK A NYÍRÁSI HÁNYADOS ALAPJÁN

Az aszfaltok relaxációs képessége még hidegben is jelentős, ami azt jelenti, hogy a keletkező normál feszültségek viszonylag gyorsan leépülnek. A relaxációt avval az idővel jellemezzük, amíg a kezdeti normál feszültség a harmadára csökken. Ez az idő melegben néhány perc, de nagyon hidegben néhány óra is lehet. Melegben a termikus feszültségeknek azért nincs számottevő hatása mivel a hőmérséklet változása °C/perc lényegesen lassabb, mint a relaxációs idő, így alig keletkezik többlet normál feszültség.

Hidegben jelentős a relaxációs idő, amely már arányban áll egy gyors hőmérséklet-változással 5-10 °C/óra.

A T_1 -től T_2 -ig hőmérséklet változáskor az aszfalt út-pályaszerkezetben keletkező normál feszültség a következő képlettel számítható [14], ahol figyelembe vesszük relaxáció hőmérséklet függését is:

$$\sigma_T = \sigma_0 e^{\frac{-t}{t_{rel(T)}}} + E(T) \alpha \frac{t_{rel(T)}}{V} \left(1 - e^{\frac{-t}{t_{rel(T)}}} \right) \quad (16)$$

ahol,

σ_0 - a már meglévő termikus normál feszültség ($T - \Delta T$) hőmérsékleten (MPa),

$t_{rel(T)}$ - relaxációs idő a T hőmérsékleten (perc),

α - hőtágulási együttható T hőmérsékleten ($1/^\circ\text{C}$),

$E(T)$ - az aszfalt merevségi modulusa T hőmérsékleten (MPa),

V - a hőmérsékletváltozás sebessége ($^\circ\text{C}/\text{perc}$),

t - a ΔT hőmérséklet változásának kezdetétől eltelt idő (perc).

Relaxációs időnek $t_{rel(T)}$ azt az időt nevezzük, amikor a kezdeti σ_0 húzófeszültség $\frac{1}{e} \sigma_0$ -ra csökken.

A számítást ΔT hőmérsékleti lépcsőkben tudjuk elvégezni, ahol a kezdeti $\sigma_0 = 0$.

Ha pontosság rovására egyszerűsítünk és a t idő a hőmérsékletváltozás kezdetének és befejezésének a különbsége, akkor a $V = \frac{t}{\Delta T}$, és

$$\sigma_T = E(T) \alpha \Delta T \frac{t_{rel(T)}}{t} \left(1 - e^{\frac{-t}{t_{rel(T)}}} \right) \quad (17)$$

A (17) összefüggés két részre bontható, egyrészt a közismert hőmérsékletváltozás okozta alakváltozás gátlásából származó normál feszültségre (18) és a relaxáció miatti "re" csökkentő tényezőre (19).

$$\sigma_h = E(T) \alpha \Delta T \quad (18)$$

$$re = \frac{t_{rel(T)}}{t} \left(1 - e^{\frac{-t}{t_{rel(T)}}} \right) \quad (19)$$

$$\text{Mivel } t_{rel(T)} \leq t \text{ és } \left(1 - e^{\frac{-t}{t_{rel(T)}}} \right) < 0,632, \text{ ezért } re < 0,632 = 1 - \frac{1}{e} \quad (20)$$

Könnyű belátni, hogy minél kisebb az $\frac{t_{rel(T)}}{t}$ hányados, annál kisebb az "re".

Feltételezzük, hogy a mértékadó hőmérsékletváltozás sebessége „V” és időtartama „t” évszakonként nem változik, így a változó a $t_{rel(T)}$ relaxációs idő minimuma magas aszfalthőmérsékleten, míg maximuma a legalacsonyabb hőmérsékleten van.

Ebből következik, ha a termikus feszültségek aszfalt útpályaszerkezet fáradására gyakorolt hatását akarjuk számolni, akkor a mértékadó relaxációs időt alacsony hőmérsékleten kell felvenni.

A legnagyobb a hőmérsékletváltozási sebesség V és legnagyobb hőmérsékletkülönbség ΔT a kopóréteg felszínén van. Minél mélyebb pályaszerkezeti rétegeket vizsgálunk, annál inkább csökken a sebesség és a hőmérsékletkülönbség. Ez az oka annak, hogy a kisforgalmú utakon, vagy a forgalommal nem érintett helyeken a termikus feszültségek miatti tönkremenetel elsősorban a kopórétegen jelentkezik 1. kép. Fúrt minták alapján általában azt tapasztaljuk, hogy a repedések a kötőrétegre már nem terjednek át.



11. ábra: Termikus repedések a kopórétegen.

Mélyebb rétegekben, alapréteg a hőmérsékletváltozás sebessége 2-3 (°C/óra) csökken, szemben az útfelszíni ~ 10 (°C/óra) sebességgel.

A (17) és a (19) egyszerűsítés alapján a maximális termikus normál feszültség:

$$\sigma_{Tmax} = E(T)\alpha \Delta T \quad 0,632 \quad (21)$$

Repedés akkor, jön létre a kritikus helyen, amikor a keletkező fő-nyírófeszültség meghaladja a nyírószilárdságot.

A maximális termikus normál feszültség kialakulásának feltétele, hogy $t_{rel(T)} = t$.

A $t_{rel(T)}$ aszfaltkeverék függő, míg a „t” az éghajlattól függ. A valódi kérdés az, hogy adott éghajlaton, hogy $t_{rel(T)}$ idő alatt mekkora ΔT hőmérsékletváltozásra számíthatunk, mi a mértékadó ΔT , amit a fáradás esetén alkalmazhatunk, és mekkora a ΔT_{max} , amit az azonnali repedést okozó kritikus nyírófeszültség számításánál alkalmazhatunk?

A továbbiakban a kritikus nyírófeszültség számításával foglalkozom és egy példán mutatom be az alkalmazást -10 (°C) átlagos léghőmérsékleten.

Út-pályaszerkezet felépítése és tulajdonságai:

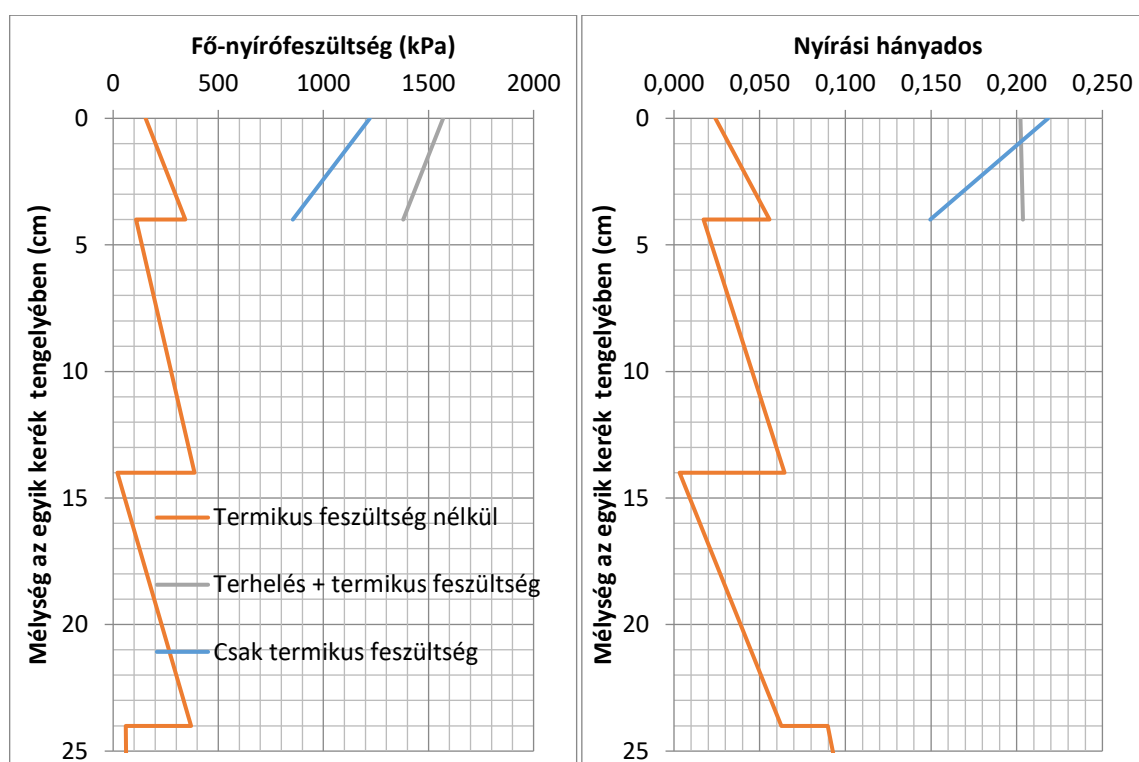
„C3” típus (-10 °C)

3. táblázat: Alkalmazott út-pályaszerkezeti rétegek mechanikai paramétere -10 °C-n. A bitumenfilm rugalmassági modulusa* becsült érték.

4 cm AC(3)
0,2 mm B(3)
10 cm AC(1)
0,2 mm B(3)
10 cm AC(3)
0,2 mm B(3)
m Ckt-4

Réteg neve:	Réteg jele:	Rugalmassági modulus (Mpa)	Poisson szám	Húzó-szilárdság $s_{u,t}$ (kpa)	$n = s_{u,c}/s_{u,t}$
Aszfaltbeton	AC(3)	15 000	0,2	9000	2
Bitumenfilm	B(3)	16*	0,5	-	-
Cementstabilizáció	Ckt-4	2 500	0,25	700	8-10
Altalaj	-	86	0,5	-	-

$T = -10$ (°C), $\alpha = -25.8 \cdot 10^{-6}$ (1/°C), $E(T) = 15\,000$ (MPa), $\Delta T_{max} = 10$ (°C) a burkolat felszínén, $\Delta T_{max} = 7$ (°C) 40 mm mélyen, $\sigma_{Tmax} = \pm 2\,442$ kPa (feszültség melegedés/hűlés esetén) a burkolat felszínén (21), $\sigma_{Tmax} = \pm 1\,424$ kPa (feszültség melegedés/hűlés esetén) 40 mm mélyen (21).



12. ábra: Fő- nyírófeszültség és nyírási hányados az egyik keréktárcsa tengelyében „C3” típusú út-pályaszerkezetek esetén -10 °C-on, termikus feszültséggel és nélkül.

A termikus húzófeszültséget hozzáadjuk a keréktárcsa terhelésből adódó vízszintes normál x,y irányú feszültségekhez $\sigma_x \pm \sigma_{Tmax}$; $\sigma_y \pm \sigma_{Tmax}$; σ_z és az így kapott feszültségekből számítjuk a 11. ábra szerinti fő-nyírófeszültségeket és a nyírási hányadost.

A számításokat a „C3” típusú út-pályaszerkezetre végeztem el, ahol a kopóréteg felszínén a felmelegedésből, míg a 4 cm mélyen a kopó és kötőréteg határán a hűlésből keletkező normál feszültség volt a mértékadó.

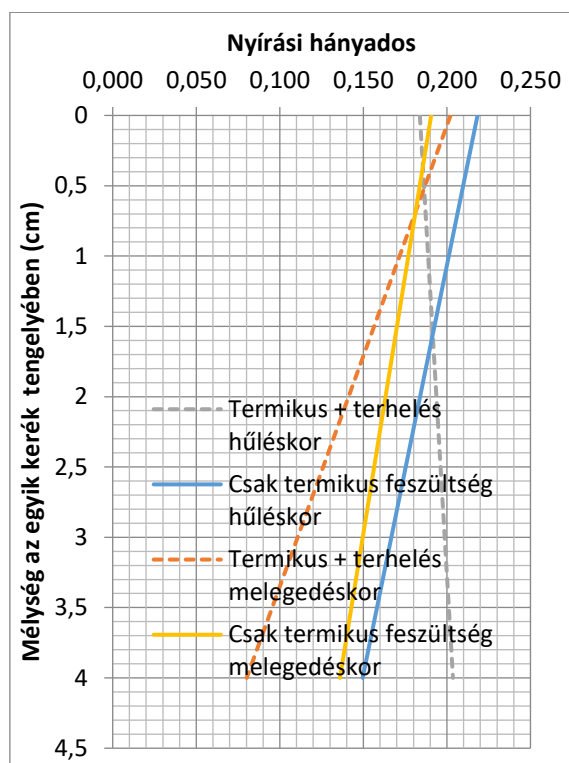
A nyírási hányados tekintetében külön vizsgáltam a hűlés és a melegedésből származó feszültségeket, amelyeket hozzáadtam a terhelésből adódó feszültségekhez. Az így kapott nyírási hányados változását tüntettem fel a 12. ábrán. A tehermentes állapotban a várakozásnak megfelelően a hűlés volt a kritikus állapot a kopóréteg felszínén és alján is.

A terheléssel együttes termikus feszültségeknél a kopóréteg felszínén a kritikus érték már nem a hűlésből, hanem a melegedésből származott. A kopóréteg felszínén akkor a legkedvezőtlenebb a nyírási hányados, amikor az út-pályaszerkezet még éppen terheletlen állapotban van, de a felterhelés már megkezdődött.

A repedés akkor jelenik meg, amikor a kopóréteg nyírószilárdsága annyira lecsökken, hogy a termikus normál feszültségek miatt keletkező fő-nyírófeszültség azt eléri vagy meghaladja.

A számítási mintában a 9,0 MPa a tiszta húzásból származó húzószilárdság, amely $n=2,0$ esetén 2,46 szerese a hasító húzószilárdságnak, amely ITS $\sim 3,6$ MPa -10°C esetén.

A húzószilárdság is frekvencia és hőmérsékletfüggő, ezért a terheletlen állapotot úgy jellemezzük, hogy az egyezik a felterhelés kezdeti állapotával – még alig, vagy elhanyagolható a pályaszerkezetben keletkező feszültség -, de a terhelési frekvencia és hőmérséklet egyezik a teljesen felterhelt állapottal.



13. ábra: A kopórétegben keletkező nyírási hányados csak termikus és termikus + terhelt állapotban.

A számítási eredmények azt sugallják, hogy a repedések biztosan a kopóréteg felszínén fognak megjelenni. Ez azonban a vizsgált „C3” típusú út-pályaszerkezetben csak és kizárólag akkor biztos, ha a kopóréteg aszfaltkeverékének építéskori húzószilárdsága $-2,44$ MPa, vagy a kopóréteg fáradási nyírószilárdság csökkenése a teljes vastagságban azonos.

A kopóréteg leromlása, fáradási üteme azonban nem azonos a függőleges tengely mentén.

A kopó-kötőréteg határán kialakuló nyírófeszültség ill. nyírási hányados lényegesen nagyobb, mint a kopóréteg felszínén, ezért a kopóréteg alján a fáradás gyorsabb.

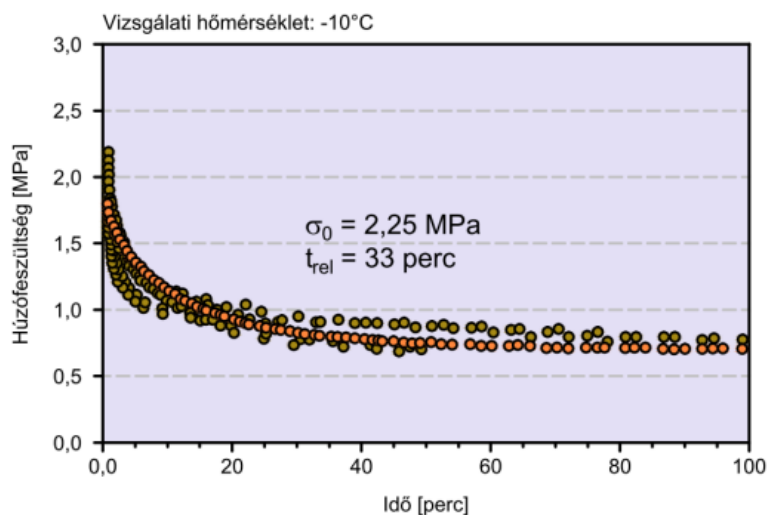
A 9. ábrán a „C2” típus nyírási hányadosa a kopóréteg felszínén 0,133, míg az alján 0,336 vagyis 2,5 szerese.

A nyírási hányados szoros összefüggésben van a fáradási élettartammal, így a terhelés tengelyében a felszín leromlási üteme sokkal lassabb.

Ha viszont a számításokat nem a terhelés tengelyében, hanem a terhelő tárcsa szélének közelében 5-10 mm mélységben végezzük el, ahol a $\sigma_z \sim 0$, szintén találunk a kopóréteg aljához hasonló, de annál kicsit kedvezőbb kritikus nyírási hányadost.

A kopóréteget terhelő forgalom felszíni imbolygása miatt a fáradás soha nem lesz homogén, ezért a törés következményeként előálló repedés a kopóréteg bármely részén kialakulhat, de legnagyobb valószínűséggel a kopóréteg alján és/vagy felszínének közelében lesz.

A termikus eredetű feszültségeknek nemcsak egy rövid idejű maximuma, hanem létezik egytartós értéke is, amely több órán keresztül megmarad, nagyon lassan épül le és nem szoktuk a leépülésnek ezt az idejét mérni.



14. ábra: Relaxációs idő vizsgálata [14].

Ez a tartós termikus húzófeszültség:

$$\sigma_{Ttart} = E(T)\alpha \Delta T k \quad (22)$$

ahol :

$$k \leq 0,368$$

A ΔT hőmérsékletkülönbség akár több óra időtartamra is vonatkozhat, ezért hőmérséklet különbség jelentősen meghaladhatja a 10 °C-ot, „hideg” átlagos napi hőmérséklet esetén.

A termikus repedés szempontjából nem feltétlenül kritikus a felterhelt, vagy közvetlenül a terhelés előtti állapot. Adott esetben kedvezőtlenebb lehet a terhelés nélküli, kizárólag a hőmérséklet változásából keletkező lassú tartós termikus feszültség, mert ebben az esetben a húzószilárdság a rendkívül alacsony frekvencia miatt sokkal kisebb 9,0 MPa helyett 3,0-4,0 MPa, de ekkor nem csak a szilárdság, hanem a rugalmassági modulus is csökken, amely (22) miatt csökkentett feszültséget jelent, az arányokat azonban nem ismerjük, mert nem mérjük.

Ezt a viselkedést az AHR aszfalt repedési hőmérséklettel is jellemezhetjük, amit, mint kritikus értéket az út-pályaszerkezet méretezésnél figyelembe lehet venni.

A σ_{Ttart} feszültség okozza az aszfalt „dilatációját”, a felszínen megjelenő tömbrepedést, akár forgalommentes aszfaltfelületeken is. Az aszfaltburkolton megjelenő repedés fokozatos megnyílásának is ez az oka, mivel melegben ez a tartós feszültség se jelentkezik, jelentkezhet, így a megnyílt repedés nem tud záródni, mint a betonok esetén.

Az aszfaltrétegekben keletkező termikus eredetű tartós feszültségek viselkedése egy még nem kellően kutatott, nem megfelelően vizsgált terület, de nem elhanyagolható, mivel a nagyon nagy forgalmú utakon is jelentkezik.

Röviden megemlítem még a bitumen oxidációja miatti öregedés hatásának jelentőségét is, amely folyamat főleg a kopóréteget érinti az aszfaltkeverék hézagtartalmának és a beépítéstől eltelt idő függvényében. A kötőanyag öregedése növeli az aszfaltkeverék rugalmassági modulusát, merevségét. Az öregedés miatti rugalmassági modulus növekedés azért olyan kedvezőtlen, mivel ezt a folyamatot nem követi a húzószilárdság növekedése, vagy legalábbis így gondoljuk, mivel nem mérjük, ezért nem is tudjuk, csak feltételezzük. E miatt a TDC repedések egyik lehetséges okának tekintjük. Az öregedés elvileg önmagában is okozhat akkora σ_{Tmax} termikus normál feszültséget, hogy törést okozzon a kopóréteg felszínén, de ez egyáltalán nem egy új keletű jelenség, ezt már akkor is tudtuk, amikor a TDC, mint fogalom nem is létezett. Az öregedés hatását a rugalmassági modulus gradiensenél, lehetne és kellene figyelembe venni, de ekkor is szükség van a húzószilárdság és nyomószilárdság értékére, az öregedés függvényében.

Az öregedésre vonatkozó egységesen elfogadott modellek és vizsgálati módszerek még nincsenek. Az öregedés azonban nem lehet a TDC repedés kizárólagos ill. fő oka, mivel az öregedésből származó repedéseknek kis forgalmú utakon is jelentkeznie kell. Azonos feltételek mellett gyakoriságuknak hasonlónak kell lennie, mint a nagy forgalmú utakon, de a TDC repedések itt sokkal gyakoribbak. Az öregedésről csak azt tudjuk állítani, hogy hozzájárul a TDC repedések kialakulásához, de ennek mértéke még nem ismert.

5. FÁRADÁSI ÉLETTARTAM A NYÍRÁSI HÁNYADOS ALAPJÁN

A jelenlegi, nem csak a hazai méretezési módszereknél a fáradási élettartam nem egyértelmű, vitatható fogalom. Mást jelent a laboratóriumi vizsgálatok esetén és teljesen más a valós útpályaszerkezetek tönkremenetele esetén.

A hajlító vizsgálatoknál közmegegyezésen alapul az a felfogás, miszerint a fáradási élettartamot az a teherismétlési szám fejezi ki, amelyik a kezdeti komplex modulus felére csökkenését okozza. Ez a szemlélet különösen fontos az ellenőrzött megnyúlások esetén. Az ellenőrzött feszültség mellett végzett hajlító vizsgálatoknál már akár a tényleges törést okozó teherismétlésig is lehetne folytatni a vizsgálatot, hiszen töréskor már nem tudja a próbatest felvenni a beállított feszültséget, így a töréshez tartozó teherismétlési szám pontosan mérhető. Nagy hátrány, hogy a vizsgálati idő jelentősen megnövekszik, ha az útpályaszerkezetben keletkező feszültségekhez, mértékadó nyírási hányadoshoz közeli feszültséggel végezzük a vizsgálatot.

A törésig folytatott vizsgálat valós fáradási élettartamot eredményez a hajlító vizsgálat tekintetében, de az útpályaszerkezetben az egy ponton bekövetkező törés, repedés, még egyáltalán nem jelenti az útpályaszerkezet tönkremenetelét. Sőt ebben az esetben az útpályaszerkezet megítélése még „kiváló”, látható hibák nincsenek az útburkolat felszínén.

Az útpályaszerkezetet, akkor tekintjük „tönkrementnek”, ha a burkolat felszínén megjelenő teherbírás csökkenésre utaló repedések az útburkolat felszínének meghatározott 5-10%-át eléri, vagy meghaladja.

A kezdeti repedés megjelenése és a még „elviselhető” repedezettség között eltelt idő alatt lefutott egységtengely áthaladási szám aránya nagyon magas és még nem pontosan ismert. A 17. ábrán a $T = 1$ töréshez, repedés megjelenéséhez tartozó egységtengely áthaladási szám $1,44 \cdot 10^5$ et, vagyis a tönkremenetelhez még ennyi forgalomlefutás szükséges a megfigyelések szerint.

A törésmechanika foglalkozik a repedés terjedési sebességének számításával, Paris-féle modell, amely eredményeket felhasználták a tervező pl. MEPDG programok készítésénél, fejlesztésénél.

Nagyon fontos lenne a hajlító vizsgálatok eredményeként kapott log-log fáradási egyenesek és a valós útpályaszerkezet eddigi megfigyeléseken alapuló a valós tönkremenetelt jellemző log-log fáradási egyenesek közötti pontos összefüggések feltárása.

Ezt a problémát matematikailag egyértelmű összefüggéssel a nyírási hányados segítségével fogom közelítőleg megoldani. A megoldás egzakt lesz, de a megfigyelésen alapuló log-log fáradási görbe (9) nem egzakt, azt még további kutatások során pontosítani kell, amelyre alkalmas tudományterület a törésmechanika.

A nyírási hányados és a hajlító vizsgálatok közül az erővezérelt hajlító vizsgálat kontrollált feszültsége σ_f között van közvetlen összefüggés.

A σ_f ellenőrzött feszültségek mellett végzett négyponthas hajlító vizsgálat eredményeként kapjuk a c és f paramétereket, amelyre felírható a (23).

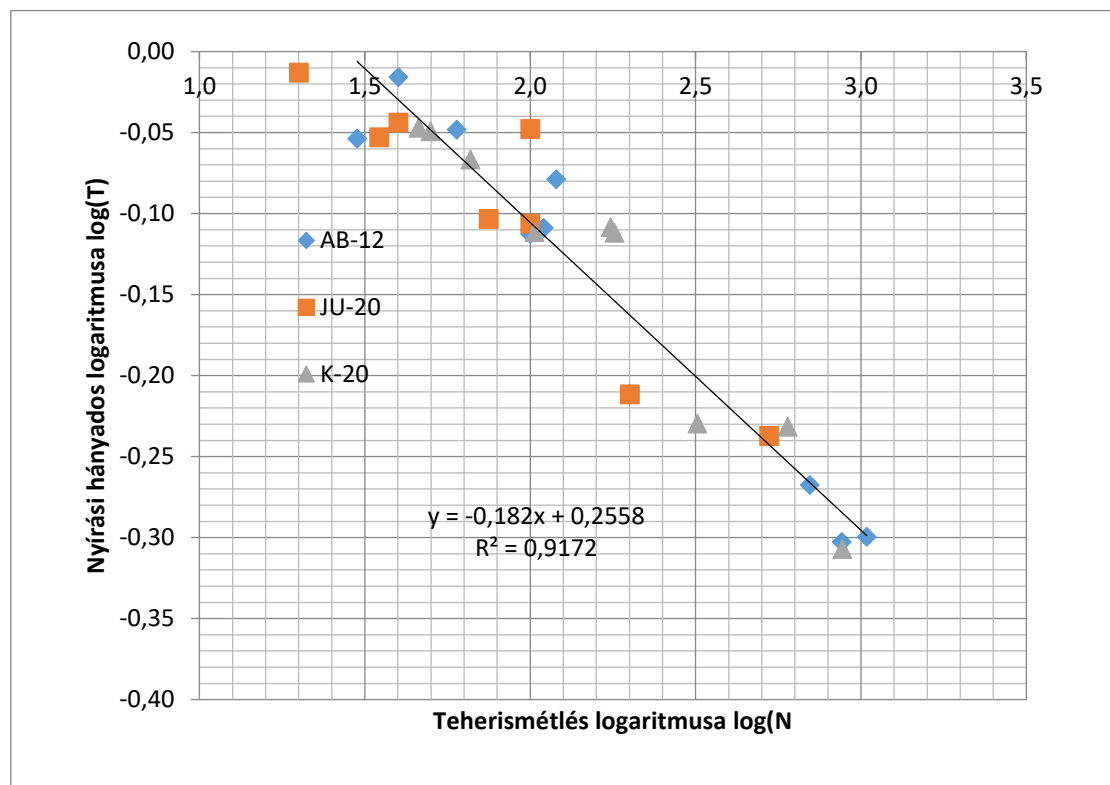
$$\sigma_f = c N^f; \text{ vagy } \log(\sigma_f) = \log(c) + f \log(N) \quad (23)$$

Az N az a teherismétlési szám, ahol a kezdeti komplex modulus értéke a felére csökken, ha az ellenőrzött húzófeszültség σ_f állandó a teherismétlés során.

A négyponthas hajlító vizsgálat esetén nem mérjük meg a próbatest hajlító húzószilárdságát $\sigma_{u,t}$, és nem mérjük a $\sigma_{u,c}$ nyomószilárdságát se, ezért az α belső súrlódási szög, ill. az n értékére vonatkozóan csak becsléssel élhetünk, annak érdekében, hogy a τ_u nyírószilárdságot számíthassuk.

Korábbi fárasztásos nyomóvizsgálati eredmények [17] alapján igazolható, hogy a nyírási hányados és a teherismétlési szám között is (24) log-log összefüggés van, lásd. 14. ábrát. A T nyírási hányados és az N teherismétlés közötti összefüggés független a vizsgálat hőmérsékletétől, viszont függ az aszfaltkeverék típusától, a belső súrlódási szögtől.

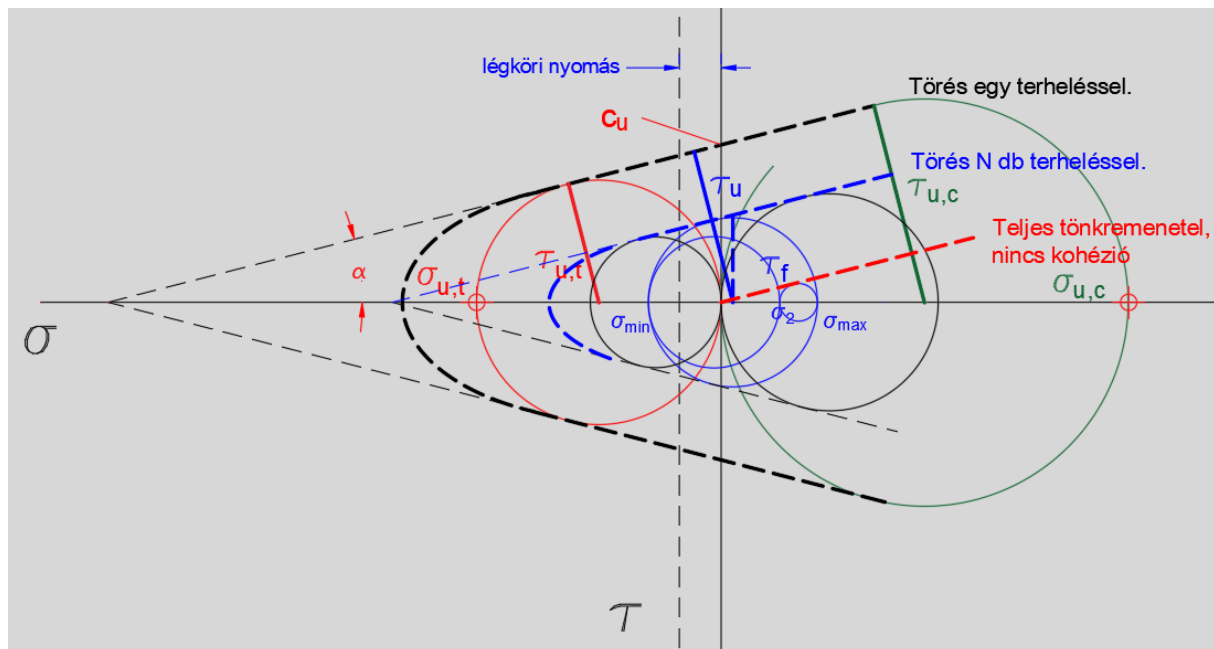
A vizsgált aszfaltkeverékek JU20, K20 és AB12/F voltak. A három keverékre kapott nyírási hányadosokat együttesen ábrázolva 14. ábrán is még magas a korreláció.



15. ábra: JU20, K20 és AB12/F aszfaltkeverékek nyírási hányadosának változása 20, 30 és 50 °C-on a teherismétlés függvényében.

A hajlító vizsgálatokat nem végezzük törésig, de tudjuk, hogy a törés akkor következik be 15. ábra, amikor az „N” teherismétlés utáni fáradás miatt a $\sigma_{u,t}$; $\sigma_{u,c}$ lecsökken, és a Coulomb egyenes érinti a vizsgálat során okozott Mohr kört, amelynek sugara a τ_f fő-nyírófeszültség. A fáradás során

feltételezzük, hogy az aszfaltkeverék belső súrlódási szöge nem változik. A teljes tönkremenetel, amikor az aszfaltkeverékben a zúzalékok között a kötőanyag már nem biztosítja a kohéziót. Ez egy elméleti végső határ, amit az aszfaltkeverék csak megközelíthet, de sose éri el, ebben az esetben a zúzalékok között csak súrlódás van. Hasonló meghibásodási kritériumot alkalmaztak a betonban keletkező repedések kialakulási és terjedési modellezésénél [15, 16]



16. ábra: A törést okozó τ_u fő-nyírófeszültség a Coulomb egyenesen.

A négyponthoz hajlítás vizsgálatkor a húzott oldalon egyirányú normál húzófeszültség alakul ki, míg a másik két főtengetly irányú normál feszültség nulla, ezért a (3) így írható fel:

$$\tau_u = \frac{\sigma_{u,t} + (\sigma_{u,t} - \sigma_f - 0) \sin \alpha}{2} = \frac{\sigma_f (k + (k-1) \sin \alpha)}{2} \quad (24)$$

ahol:

$$k = \frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_f}$$

A hajlító vizsgálatoknál a $\sigma_{u,t}$ húzószilárdságot nem mérjük, de vizsgálatokkal megalapozottan meghatározhatunk egy olyan 1-10 terjedő N_t törési teherismétlési számot, amely a (23) vizsgálati eredménybe helyettesítve megadja a $\sigma_{u,t}$ keresett húzószilárdságot:

$$\sigma_{u,t} = c N_t^f \quad (25)$$

A másik lehetőség az ITS vizsgálatból számítani a tiszta húzáshoz tartozó $\sigma_{u,t}$ húzószilárdságot.

A négyponthoz erővezérelt vizsgálati eljárással meghatározott fáradási élettartamhoz tartozó N teherismétlési szám nem csak az ellenőrzött feszültséggel (23), hanem a nyírási hányadossal is kifejezhető.

$$\log(N) = a \log(T) + b \quad (26)$$

A négyponthoz erővezérelt hajlító vizsgálatnál a (24) és (27) segítségével a (28) nyírási hányados:

$$\tau_f = \frac{\sigma_f}{2} \quad (27)$$

$$T = \frac{\tau_f}{\tau_u} = \frac{\sigma_f}{\sigma_{u,t} + (\sigma_{u,t} - \sigma_f) \sin \alpha} \quad (28)$$

Az a és b paraméterek számításához a (23) vizsgálati eredményt az $N = 10^6$ és $N = 10^5$ teherismétlésre illesztjük, amelynek levezetése az a és b paraméterekre:

$N = 10^6$ esetén:

$$\log(N) = a \log(T) + b, \text{ és } N = 10^6, \text{ akkor } 6 = a \log(T) + b$$

$$\begin{aligned} k_6 &= \frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}} \\ 6 &= a \log \left(\frac{1}{k_6 + (k_6 - 1) \sin \alpha} \right) + b; \quad a = \frac{6 - b}{\log(1) - \log(k_6 + (k_6 - 1) \sin \alpha)} \\ &= \frac{6 - b}{-\log \left(\frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}} \right) + \left(\frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}} - 1 \right) \sin \alpha} \end{aligned}$$

$N = 10^5$ esetén:

$$\begin{aligned} \log(\sigma_5) &= \log(c) + f \log(10^5); \quad \sigma_5 = 10^{\log(c) + 5f} \\ k_5 &= \frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f5}} \\ \tau_{u,5} &= \frac{k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5} - 0) \sin \alpha}{2} = \frac{k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5}) \sin \alpha}{2} \\ \tau_5 &= \frac{\sigma_{f5}}{2} \\ T_5 &= \frac{\tau_5}{\tau_{u,5}} = \frac{\sigma_{f5}}{k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5}) \sin \alpha} \\ 5 &= a \log \left(\frac{\sigma_{f5}}{k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5}) \sin \alpha} \right) + b; \quad a = \frac{5 - b}{\log(\sigma_{f5}) - \log[k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5}) \sin \alpha]} \\ &= \frac{5 - b}{\log(\sigma_{f5}) - \log[k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5}) \sin \alpha]} = \frac{6 - b}{-\log \left(\frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}} \right) + \left(\frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}} - 1 \right) \sin \alpha} \\ \log(\sigma_{f5}) - \log[k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5}) \sin \alpha] &= X \\ -\log \left(\frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}} \right) + \left(\frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}} - 1 \right) \sin \alpha &= Y \\ b &= \frac{5Y - 6X}{Y - X}; \quad \text{és } a = \frac{6 - b}{Y} \quad (29) \end{aligned}$$

A nyírási hányadossal és az a és b paraméterekkel a (26) egyenlet alapján számított N teherismétlés és a (23) alapján számított teherismétlés azonos, ahol a τ_u fő-nyírófeszültség és az ellenőrzött σ_f húzófeszültség között fennáll a (24).

A nyírási hányados T úgy határozható meg a mért σ_f húzófeszültségből, hogy a (23)-ból $\sigma_f; c; f$ segítségével számítjuk az N teherismétlést, majd a (26) alapján a (23)-ból kapott N teherismétlési szám, valamint az $a; b$ paraméterekkel számítjuk a T nyírási hányadost.

Az így kapott T és σ_f értékek a (23) és a (26) összefüggéseknél azonos N teherismétlési számot eredményeznek, ha $n = 1$, amikor $T = \frac{\sigma_f}{\sigma_{u,t}}$ speciális eset áll fenn, mert $\sin \alpha = 0$.

Logikusnak tűnik, hogy a nyírási hányadost így határozzuk meg, hiszen a hajlítási vizsgálatot $0-\sigma_f$, míg a tiszta húzáshoz tartozó törés is ezen a vonalon történik $0-\sigma_{u,t}$. A tiszta húzáshoz tartozó $\sigma_{u,t}$ húzószilárdság kitüntetett szerepe azonban nem indokolható. Kitüntetett szerepe a $\sigma_{u,c}$ tiszta nyomásnak, vagy akár a tiszta nyírásnak, ill. csavarásnak is lehetne.

A (28) szerinti nyírási hányados számítási módszerét indokolja, hogy a törést okozó nyírófeszültséghez szükséges belső energia a Coulomb egyenessel arányosan növekszik a tiszta nyomás állapotáig.

Az $n = 2$ a belső súrlódási szög figyelembevételével az illesztési pontok $N=10^5$ és $N=10^6$ kivételével nem teszik lehetővé a tökéletes megfelelést, de az eltérés elhanyagolható, amit egy példán keresztül mutatok be.

A 2. táblázatban szereplő „A” minta $\sigma_f; c; f$ (23) alapján az $N=10^7$ teherismétlés esetén a $\sigma_f = 0,934$ MPa, és a (28) szerint számított nyírási hányados $T = 0,053775$. Az így kapott nyírási hányadossal az $a; b$ paraméterekkel számított (26) teherismétlési szám $N=9,77 \cdot 10^6$.

Az eltérés oka a 15. ábra szerinti 1 teherismétléshez tartozó nyírószilárdság $\tau_{u,t}$ és az N teherismétléshez tartozó τ_u nyírószilárdság közötti eltérés, amit a vizsgálati $c; f$ paraméterek megadásánál nem veszünk figyelembe.

A nyírási hányados (28) nagyobb valószínűséggel független a hőmérséklettől és ennek következtében a terhelés frekvenciájától is, mintha függőséget tételeznénk fel.

Ezt támasztja alá a 14. ábrán feltárt összefüggés is, ezért az erővezérelt hajlító vizsgálat alapján meghatározott nyírási hányados és a „terepi” út-pályaszerkezetben keletkező nyírási hányados hatása nem változhat. Ha a laborvizsgálat során T nyírási hányados N teherismétlés után törést, repedést okoz, akkor a „terepen” a valós út-pályaszerkezetben a terhelés körülményeitől, típusától stb. függetlenül, az adott terhelésből számított T nyírási hányados N teherismétlés után is törést, repedést fog okozni.

A „terepi” út-pályaszerkezetet egy mértékadó aszfaltkeverékkel jellemezzük, amelyre a mértékadó törékenységet R_m állandót kell meghatározni. A „terepi” út-pályaszerkezet fáradási görbéjére (9) fogadjuk el, amit a helyettesíthetünk (11)-el, ha ismerjük a mértékadó R_m törékenységet.

Ha a még nem ismert, de meghatározandó R_m törékenységszerű mértékadó aszfaltkeveréken négy pontos erővezérelt hajlító vizsgálatot végzünk adott hőmérsékleten és frekvencián, akkor a mérési eredményül kapott $c; f$ paraméterekkel, valamint a (11) fáradási görbe segítségével meghatározható egy átviteli függvény.

Az átviteli függvény segítségével bármely aszfaltkerékre vonatkozóan számítható a hajlító-vizsgálattal mért N_{rep} teherismétlés és T nyírási hányados alapján a „terepi”, beépített aszfaltkeverék valós tönkremeneteléhez tartozó TF_m várható egységtengely áthaladás.

Az N_{rep} teherismétlés, egységtengely áthaladás után a vizsgált út-pályaszerkezeti rétegben megjelenik a repedés, és a TF_m várható egységtengely áthaladás után az útburkolat felületén megjelenő repedések aránya meghaladja, eléri a megengedett 5-10%-ot.

Az erővezérelt négy pontos hajlító vizsgálat hazánkban nem előírás, így nem szoktuk elvégezni. A mintapélda kedvéért kerestem egy jól dokumentált tudományosan megalapozott és elfogadott anyagot, ahol ilyen vizsgálatot végeztek. Ezt Almássy Kornél Ph.D. értekezésében [16] találtam meg, ahol a vizsgálati hőmérséklet 10°C , a frekvencia 10 Hz volt.

A vizsgálati eredményekből 6 mintát választottam, annak bemutatására, hogy a nyírási hányados alapján levezetett elmélet valós eredményeket szolgáltat annak ellenére is, hogy a vizsgálati hőmérséklet eltér az út-pályaszerkezetben keletkező mértékadó feszültségek számításánál felvett 20°C -tól és a 4000 MPa rugalmassági modulustól.

Amikor a 10 Hz frekvencián és 10 °C-on végzett négy pontos erővezérelt hajlító vizsgálat eredményeit használjuk fel, akkor azt is feltételezzük, hogy a vizsgálat eredményéből kapott σ_f ; c ; f paraméterekből számított a ; b paraméterek pl. a 10 Hz frekvencián és 20 °C-on vizsgálat esetén eredményül kapott σ'_f ; c' ; f' paraméterekből is a ; b paramétereket kapnánk eredményül, mivel a nyírási hányados független a hőmérséklettől és a terhelés frekvenciájától, legalábbis a mért [17] hőmérséklet tartományban.

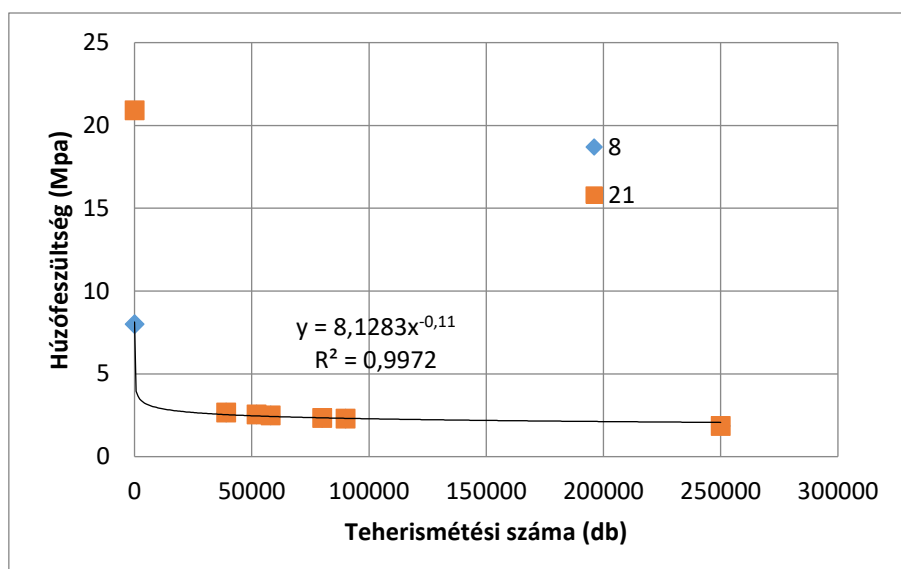
A vizsgálatok [18] eredményéből kapott c ; f paramétereket és a (29) számított a ; b paramétereket a 3. táblázat tartalmazza. A nyírási hányados azonban függ 15. ábra a tiszta húzásból származó húzószilárdságtól $\sigma_{u,t}$ és a tiszta nyomásból származó $\sigma_{u,c}$ nyomószilárdságtól, amiket általában nem mérünk. A $\sigma_{u,t}$ húzószilárdság a (25) $N=1$ esetén számítható, amely esetben $\sigma_{u,t} = c$. Ez a megközelítés azonban adott esetben teljesen irreális eredményt ad, ami abból ered, hogy a c ; f illesztési paraméterek meghatározásánál figyelmen kívül hagyjuk a minta húzószilárdságát, mert nem mérjük.

4. táblázat: Négy pontos erővezérelt hajlító vizsgálat paraméterei vizsgálati mintánként.

σ_r (Mpa) $N=10^6$	Minta	c	f	b	a
1,364	A	13,257	-0,165	-0,481	-5,885
1,364	B	20,917	-0,198	-0,460	-4,956
1,463	C	6,182	-0,104	-0,479	-8,946
1,487	D	9,261	-0,132	-0,490	-7,198
1,341	E	7,978	-0,129	-0,489	-7,367
1,893	B'	8,128	-0,11	-0,483	-8,525

Megtehetjük, hogy a húzószilárdságot másfajta vizsgálatral pl. dinamikus hasító vizsgálatral (15) határozzuk meg. A $\sigma_{u,t}$ húzószilárdság függ a mérési hőmérséklettől és a mérési frekvenciától is, ezért az eltérő vizsgálati módszerekkel kapott eredményeket a vizsgálati hőmérséklet és frekvencia alapján át kell számítani. Az átszámításhoz segítségünkre lehet az aszfaltkeverékre előállított mestergörbe is, ha mérjük.

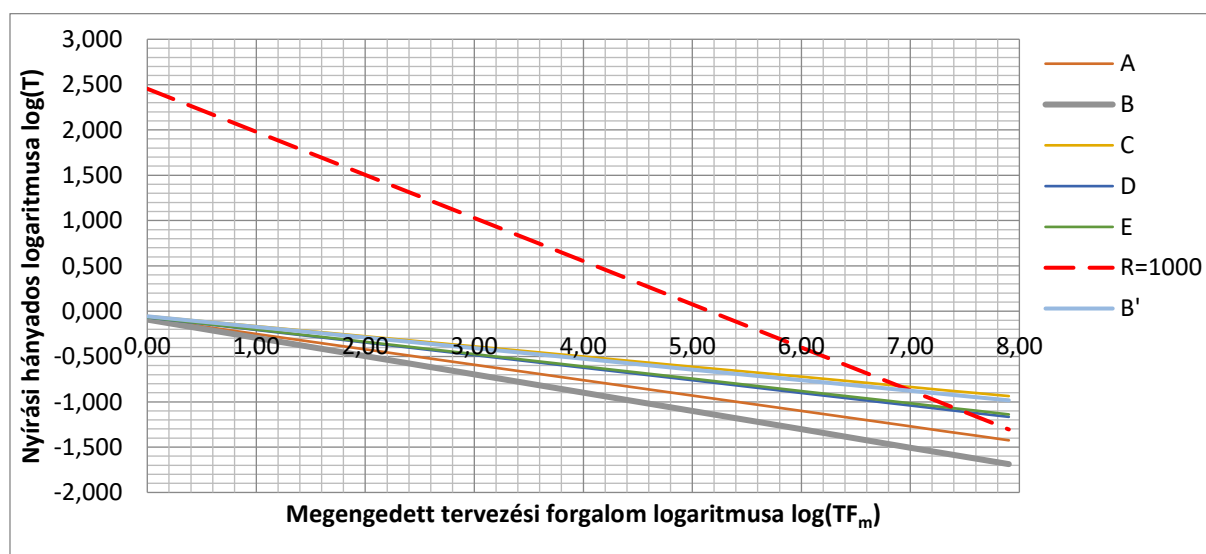
A „B” minta húzószilárdsága a $c = 20,911$ és $f = -0,198$, $N = 1$ paramétereknél 20,92 MPa. A (B')-nél a 20,92 MPa húzószilárdságot, önkényesen 8,0 MPa-ra módosítottam, ebben az esetben a 16. ábra szerint a B mintához tartozó c ; f illesztési paraméterek jelentősen változtak, de még mindig magas korreláció mellett.



17. ábra: „B” minta esetén a húzószilárdság változtatása 21 MPa-ról, 8,0 MPa értékre.

Az A-E mintákra a (11) szerint $av = -0,4756$ és $bv = 2,4539$ számítottam a TF_m mértékadó tervezési forgalmakat 17. ábra, ahol $n = 2$; $R_m = E/\sigma_{u,t} = 1000$.

Tervezésnél a mértékadó hőmérséklet 20°C , amelyhez tartozó rugalmassági modulus $E=4000$ MPa. A vízerzékenységhez mért ITS hasító-húzó szilárdság mértékadó értékét 1,6 MPa-ra vettem fel, (15)-ből a $\sigma_{u,t}$ húzószilárdság 4,0 MPa., $R_m = \frac{E}{\sigma_{u,t}} = 1000$.


 18. ábra: A négyponos erővezérelt hajlítási vizsgálatból számított T nyírási hányados és a megengedett tervezési forgalom összefüggése TF_m .

Ha a hajlítóvizsgálat során N_{rep} teherismétlés után és T nyírási hányados esetén a próbatest eltörik, vagy az egységes tönkremeneteli értelmezés szerint a komplex modulusa felére csökken, akkor a beépített pályaszerkezetben is N_{rep} teherismétlés, egységtengely áthaladás és T nyírási hányados mellett repedés, folyás keletkezik a tönkremenetel vizsgálati értelmezésétől függően.

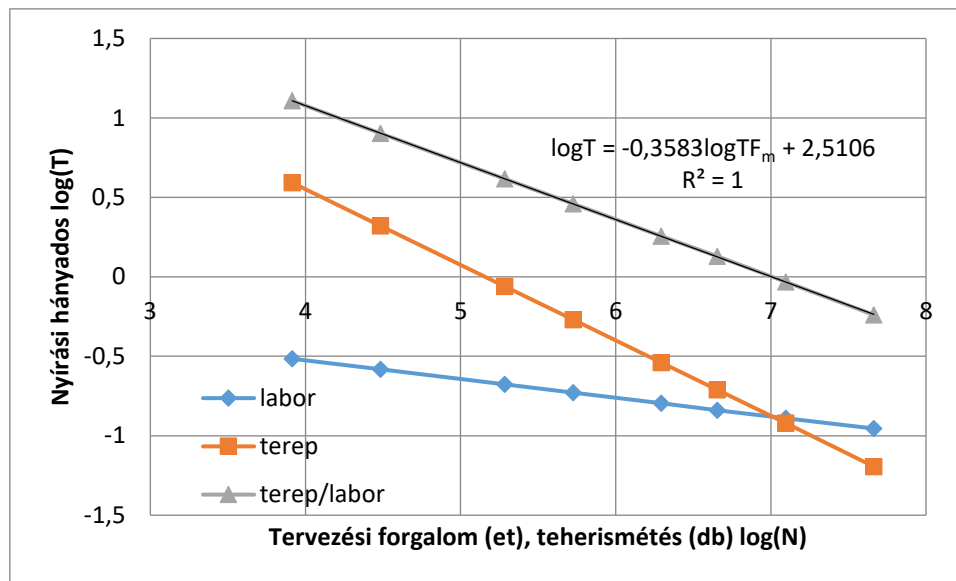
A valós pályaszerkezet egy pontjának tönkremenetele azonban nem jelenti még a teljes pályaszerkezet tönkremenetelét. A következőkben egy mintapéldán keresztül, bemutatom az N_{rep} -hez tartozó egységtengely áthaladási szám és az UME-ban alkalmazott (9) fáradási görbe TF_m egységtengely áthaladási szám közötti összefüggést biztosító átviteli függvény számításának elvét.

Az UME-ban alkalmazott (9) fáradási görbe nem egy mechanikai alapon meghatározott pontos összefüggés, de nagy előnye, hogy viszonylag jól jellemzi a magyarországi körülményeket és több évtizedes múltra tekint vissza.

A nyírási hányados segítségével lehetőség nyílik a (9) mechanikai alapú pontosítására, és az időközben megváltozott aszfaltkeverékek mechanikai tulajdonságainak figyelembevételére is.

Új út-pályaszerkezeteknél a beépített aszfaltkeverékek fáradása érdekel minket, de az út-pályaszerkezet megerősítésénél is elsősorban az új, a megerősítő aszfaltreteg fáradási tulajdonsága a fontos számunkra.

A mértékadó aszfaltkeveréket mértékadó törékenységgel $R_m = 1000$ paraméterrel határoztam meg.



18. ábra: A „B'” minta, mint mértékadó aszfaltkeverék $R_m = 2000$ esetén.

A terepi és a laboratóriumi körülmények közötti nagyon jelentős különbségeket egy nagyon egyszerű, de fizikai jelentésében egy igen komplex és összetett átviteli függvénnyel tudjuk biztosítani. A továbbiakban egy ilyen átviteli függvény számítási lehetőségét ismertetem.

Az átviteli függvény meghatározásához a mértékadó aszfaltkerék ismerete szükséges, amely lehet több aszfaltkerékből mért, adott valószínűségi változóhoz tartozó aszfaltkeverékek R törékenysége és a négyponthoz hajlító vizsgálat log-log összefüggése.

A mintapéldában a mértékadó aszfaltkeveréknek a 4. táblázatban szereplő B' mintát jelöltem ki, ahol feltételezzük, hogy a log-log egyenes határolja az elvárt valószínűségi tartományt.

A törékenységet a példa kedvéért $R_m = 2000$ -re vettem fel - amihez szintén tartozik egy megadott valószínűségi küszöbszint -, ezért az UME-ban meghatározott (9) fáradási görbéhez a 2. táblázat szerint $R = 2000$ esetén $av = -0,3583$; $bv = 2,5106$.

A 18. ábrán együtt szerepelnek a „terep” (11), amellyel az UME (9) fáradási görbéjével nagyon magas regresszióban van és az erővezérelt négyponthoz hajlító-vizsgálattal megadott „labor” B' minta log-log fáradási görbéi.

A terepi/labor görbe hányadosa adja azt az átviteli függvényt (30), amelynek h ; j paramétereivel (31) meghatározható a (32) fáradási görbe.

Átviteli függvény:

$$\log(T) = h \log(TF_m) + j \quad (30)$$

$$h = av - \frac{1}{a_m}; \text{ és } j = bv + \frac{b_m}{a_m} \quad (31)$$

Fáradási görbe:

$$\log(TF_m) = \left(h + \frac{1}{a}\right) \log(T) + j - \frac{b}{a} \quad (32)$$

ahol:

a és b - az erővezérelt négyponthasított vizsgáló (26) szerinti paraméterei

h és j - az átviteli függvény paraméterei.

a_m és b_m - a mértékadó aszfaltkeverékből készült próbatesten végzett erővezérelt négyponthasított vizsgáló (26) szerinti paraméterei

Mivel B' minta a példában a mértékadó aszfaltkeverék is, ezért $a_m = a$ és $b_m = b$, amelynek eredményeként a (32) –ből számított TF_m tervezési forgalom egyezni fog a (11)-ből számított tervezési forgalommal azonos T nyírási hányados mellett $n = 1$ esetén. Az $n > 1$ esetén az a (29) $a; b$ paraméterek a vizsgáló $c; f$ paraméterekre illesztés miatti a számított tervezési forgalmak között elfogadható eltérés lesz.

Ha a mértékadó aszfaltkeveréktől eltérő aszfaltkeveréket vizsgálunk, akkor az erővezérelt négyponthasított vizsgáló alapján kapott a, b paraméterekkel a beépített aszfaltkeverékre vonatkozó várható fáradási görbe (32) szerint számítható, ahol T nyírási hányados a beépített útpályaszerkezetben keletkező nyírási hányados.

A nyírási hányados alapján történő út-pályaszerkezet méretezése a (30) átviteli függvény ismerete nélkül is alkalmazható, de ebben az esetben – a jelenlegi tervezési gyakorlattal egyezően – közvetlenül nem tudjuk figyelembe venni a beépített aszfaltkeverékek eltérő fáradási élettartamát, de a $\sigma_{u,t}$ húzószilárdság fáradási élettartamra gyakorolt hatása ekkor is számítható, amely nem más mint az aszfaltkeverék R törékenysége hatása.

Azt azonban tudjuk, hogy a fáradási élettartamot nem csak a húzószilárdság befolyásolja.

A nyírási hányados alkalmazását a mértékadó aszfaltkeverék pontos ismerete nélkül egy példán keresztül mutatom be. Ebben az esetben $R_m = 1000$ felvételét javaslom, amelyre 2. táblázat szerint $av = -0,4756$; $bv = 2,4539$.

Az R_m mértékadó törékenység határozza meg a (11) fáradási görbe av, bv paramétereit.

A tervezett út-pályaszerkezet felépítése $R = 1000$ törékenység mellett a ragasztás hatásának figyelembe vétele nélküli ideális esetben:

18,0 cm AC(3)

20 cm M63 mechanikai stabilizáció

altalaj 69 MPa

AC(3) rugalmassági modulusa $E = 4000 \text{ MPa}$, húzószilárdsága $\sigma_{u,t} = 4,0 \text{ MPa}$; így $R = 1000$.

50 kN terheléssel 150 mm átmérőjű tárcsával az FWD behajlás a tárcsa tengelyében, $S_{din} = 0,588 \text{ mm}$.

A statikus behajlás (10) szerint, $S_m = 1,105 S_{din}$; $S_m = 0,65 \text{ mm}$.

A tervezési forgalom (9) szerint $TF_m = 1,37 \cdot 10^6$.

A tervezett út-pályaszerkezetben keletkező nyírási hányados $T = 0,32$ az aszfaltréteg alján 18 cm mélységben, a (11) szerint számított tervezési forgalom $TF_m = 1,58 \cdot 10^6$.

A legnagyobb behajlás alapján történő méretezéssel kapott $TF_m = 1,37 \cdot 10^6$, alig tér el az aszfaltréteg alatt kapott $T = 0,32$ nyírási hányadosból számított $TF_m = 1,58 \cdot 10^6$ –tól, a két méretezés az aszfalt pályaszerkezet alsó síkja tekintetében közel egyenértékű (11) miatt.

Ha azonban a 18 cm vastagságú aszfaltkeverék húzószilárdsága a $\sigma_{u,t} = 4,0 \text{ MPa}$ helyett csak $\sigma_{u,t} = 2,0 \text{ MPa}$, akkor a törékenység $R = 2000$ -re növekszik.

A legnagyobb behajlás szerinti méretezés nem változik, mivel a rugalmassági modulusok se változtak, így a tervezési forgalom (9) szerint $TF_m = 1,37 \cdot 10^6$ egységtengely áthaladás is változatlan marad, sőt a legnagyobb fajlagos megnyúlás is változatlan marad.

Az út-pályaszerkezeti rétegekben a keletkező feszültségeket a rugalmassági modulusok határozzák meg, ha a rugalmassági modulusok nem változnak, akkor az út-pályaszerkezetben keletkező feszültségek és fajlagos megnyúlások is változatlanok maradnak.

Az út-pályaszerkezeti rétegek szilárdságának változása változatlan rugalmassági modulus mellett az út-pályaszerkezeti rétegek fáradásának változását okozza/eredményezi. Ezt a változást a legnagyobb behajlás alapján, és a fajlagos megnyúlások alapján se tudjuk kimutatni, ez csak és kizárólag a nyírási hányados alapján lehetséges.

A minta példában a húzószilárdság $\sigma_{u,t} = 4,0 \text{ MPa}$ -ról $\sigma_{u,t} = 2,0 \text{ MPa}$ -ra csökkenése miatt az út-pályaszerkezetben keletkező nyírási hányados az aszfaltréteg alján 18 cm mélységben $T = 0,707$ -ra növekszik, így a (11) szerint számított tervezési forgalom $TF_m = 0,3 \cdot 10^6$ -ra csökken. A fáradási élettartam csökkenésének oka az R törékenység értékének megduplázódása.

Az R törékenységet a jelenleg az aszfaltkeverékekre előírt vizsgálatokkal is meg lehetne határozni és elvileg ki lehetne szűrni a fáradási élettartam szempontjából kedvezőtlen aszfaltkeverékeket.

Intenzív igénybevételi kategória esetén elő van írva az MSZ EN 12 697-24 fáradási vizsgálat, amely közvetve alkalmas a nagyon magas R törékenységu aszfaltkeverékek kiszűrésére, mivel a magas R törékenység szükségképpen alacsony fáradási élettartamot okoz, de nem alkalmas a törékenység számítására, mivel a vizsgálóberendezések szoftvere nem engedélyezi az $N = 1$ teherismétlés esetén a próbatest eltörését.

Az R törékenység a dinamikus hasító-húzó vizsgálatból IT-CY [19] is számítható lenne, ha a készülék és a vizsgálati szabvány lehetőséget biztosítana a $\sigma_{H,h}$ hasító-húzó szilárdság mérésére. A vizsgálati minta eltöréséhez általában nem elegendő a készülékek által biztosított maximális terhelő erő.

Jelenleg a $\sigma_{H,h}$ hasító-húzó szilárdságot vizsgálatát külön szabvány írja elő, ahol a vizsgálat az IT-CY-től eltérő készülékkel, eltérő terhelési móddal és sebességgel készül. Az UME a vízerzékenység vizsgálatnál az ITS hasító-húzó szilárdság vizsgálatát az IT-CY-től eltérő hőmérsékleten és eltérő tömörítési móddal írja elő.

Az R törékenység meghatározásához minden szükséges vizsgálatot elvégzünk, de a jelentősen eltérő vizsgálati körülmények miatt a törékenység és a húzószilárdság jelenleg csak becsülhető.

A nagyteherbírású út-pályaszerkezetekben alkalmazott aszfaltkeverékeket szükségképpen úgy tervezzük, hogy ellenállók legyenek a deformációval szemben. E miatt eleve merevebbek, nagyobb rugalmassági modulusúak. A húzószilárdságra viszont nincsenek előírások az R törékenység nem ellenőrzött, a kopórétegre még fáradási előírás sincs.

„K” forgalmi terhelési osztály felett a kopóréteg tönkremenetele lesz a kritikus a nyírási hányados alapján. A „C1” típusú 24 cm aszfaltréteg vastagságú út-pályaszerkezetnél a kopóréteg alatt keletkező nyírási hányados $T = 0,161$ lesz, $TF_m = 6,7 \cdot 10^6$ egységtengely áthaladás, míg az aszfaltréteg alatt $T = 0,086$ lesz, $TF_m = 25,3 \cdot 10^6$.

Ha erre a szerkezetre még ráteszünk 4 cm kopóréteget, akkor az új kopóréteg alatt a változatlanul $T = 0,161$ marad, $TF_m = 6,7 \cdot 10^6$ egységtengely áthaladás, míg az aszfaltréteg alatt $T = 0,079$ lesz, $TF_m = 29,9 \cdot 10^6$ -re növekszik.

„K” forgalmi terhelési osztály felett a „C1” típusú út-pályaszerkezetet hiába erősítjük, vastagítjuk a kritikus nyírási hányados nem változik, az út-pályaszerkezet megerősítése már nem vezet elfogadható eredményre.

A megoldás a kopó és a kötőréteg R törékenységének csökkentése az aszfaltkeverék szilárdságának növelésén keresztül. Kerülni kell a rugalmassági modulus csökkentését, mivel egyrészt ennek következményeként a pályaszerkezetben keletkező feszültségek növekednek, ha a rugalmassági modulus csökkentjük, másrészt a deformációval szembeni ellenállás is csökken. Az aszfaltkeverékek fárasztási vizsgálata segít abban, hogy a különböző teljesítményű aszfaltkeverékek közül ki tudjuk választani a legmegfelelőbbet [20].

A másik lehetőleg párhuzamos megoldás a ragasztóanyag nyírási modulusának jelentős növelése, akár a modifikálószer arányának emelése árán is.

Ezen kívül javítani kell a kötőanyag és a köváz közötti tapadást a megfelelő anyagok felhasználásával, esetleg tisztításával.

A „K” forgalmi terhelési osztálytól alacsony R törékenységgű és magas rugalmassági modulusú aszfaltkeverékekre van szükség, ami szükségessé teszi az aszfaltkeverék tervezésének újragondolását is.

6. ÖSSZEFOGLALÁS

A bemutatott törésmélet szerinti mértékezéssel számítani tudjuk az azonos rugalmassági modulusú, de eltérő szilárdságú aszfaltkeverékek fáradási élettartamának különbségét is. A legnagyobb behajláson, vagy a megengedett megnyúláson alapuló méretezési módszereknél ez nem lehetséges. Az aszfaltkeverék szilárdságának felére csökkenése, akár a tervezett élettartam negyedére csökkenését is okozhatja, amely jelentős nemzetgazdasági veszteséggel járhat.

A levezetett törésmélettel bizonyítottam, hogy a legnagyobb behajlás szerinti méretezésnél jelenleg alkalmazott fáradási görbe, egy állandó értékű R_m mértékadó törékenységet reprezentál.

Az elkövetkező évek fontos vizsgálati területe kell legyen a magyarországi közúthálózatba már beépített aszfaltkeverékek R_m mértékadó törékenységeinek meghatározása, pontosítása évszakonként, vagy havonkénti bontásban. Az R_m mértékadó törékenységeinek fontos szerepe lesz a most nem tárgyalt repedésterjedés modellezésénél.

A törésméleten alapuló módszer nagy előnye, hogy $R_m \approx 1000$ arányszám mellett, a törékenység pontos ismerete nélkül is alkalmas a legnagyobb behajlás szerinti méretezési módszer azonnali kiváltására. A módszerváltást az aszfaltkeverékek szilárdsági, hasító-húzószilárdsági jelentős ingadozása teszi szükségessé, mivel csak a törésmélet szerint lehet a szilárdság változásából származó élettartam változást számolni, megbízhatóan becsülni.

A hasító-húzó szilárdság és a merevség vizsgálatát az IT-CY [17] szerint kell elvégezni, ahol nemzeti szinten szabályoznunk kell a hasító-húzószilárdság mérését, ennek alapján egy vizsgálaton belül megbízhatóan meghatározható a vizsgált aszfaltkeverékre vonatkozó R törékenység.

Az R törékenység alapján szabályozható a fáradás szempontjából megfelelő aszfaltkeverékek köre, ami egy viszonylag olcsó és könnyen ellenőrizhető paraméter, és jól kiegészíti az aszfaltkeverékekre jelenleg előírt fáradási vizsgálatot.

Az út-pályaszerkezet méretezésénél nem hagyható figyelmen kívül az út-pályaszerkezeti rétegek együttműködését biztosító ragasztóréteg, nyírási modulusa, vastagsága a megfelelő rétegtapadáson túlmenően.

A ragasztóréteget, mint önálló pályaszerkezeti réteget kell figyelembe venni, ehhez azonban olyan programok kellenek, amelyek ilyen számításokat is képesek kezelni, megoldani.

Nem megkerülhető, hogy hazai fejlesztésű programra is szükségünk van a kiszolgáltatottság megszüntetése érdekében.

A törésméleten alapuló módszerrel bizonyítottam, hogy a nagyon nagy forgalmi terhelésű utakon a nem megfelelő törékenységgű és hasító-húzószilárdságú kopóréteg a tervezési időszak előtt, akár a szavatossági időn belül is tönkre mehetnek, amit csak súlyosbíthat a nem megfelelő ragasztóanyag alkalmazása, előírása.

7. IRODALOMJEGYZÉK

[1]: National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine. 2018: A Mechanistic Empirical Model for Top Down Cracking of Asphalt Pavements Layers. Washington, DC: The National Academies Press. <https://doi.org/10.17226/25304>.

[2]: E. Freitas & P. Pereira, L. Picado-Santos 2016: Assessment of Top-Down Cracking Causes in Asphalt Pavements

- [3]: F. Canestrari & L. P. Ingrassia 2020: A review of top-down cracking in asphalt pavements: Causes, models, experimental tools and future challenges. *Jurnal of Traffic and Transportation Engineering* 2020; 7 (5): 541-572, <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2020.08.002>
- [4]: Király, T. & Primusz, P. 2020: A gumiabroncs és az útpályaszerkezet érintkezési kapcsolatának elemzése végeselem módszerrel, *Útügyi lapok*, 8. évfolyam, 14. szám. <https://doi.org/10.36246/UL.2020.2.04>
- [5]: Aszfaltburkolatú Útpályaszrekezetek Alternatív Méretezési Módszere. 2016: Tervezési Útmutató
- [6]: Austroads: Guide to Pavement Technology Part 2. 2017: Pavement Structural Design. Sydney
- [7]: e-UT 06.03.13:2005 UME, Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezése és megerősítése.
- [8]: Zsichla, L. 2023: Évszaki szorzók, talajteherbírási modulus számítása a mért behajlási teknők segítségével, billenőkaros behajlásmérés bizonytalansága; *Útügyi lapok*, 11. évfolyam, 17. szám. <https://doi.org/10.36246/UL.2023.1.06>
- [9]: MSZ EN 12697-23: Aszfaltkeverékek. Vizsgálati módszerek, 23. rész: Aszfalt próbatestek hasító-húzó szilárdságának meghatározása.
- [10]: Török, K. 2000: Az aszfaltkeverékek mechanikai, és fizikai tulajdonságainak laboratóriumi vizsgálatai. BME Útlabor.
- [11]: Török, K., Pallós, I. & Nemesdy, E. 1985: Az aszfaltmechanikai vizsgálatok kifejlesztése a BME Útéptézési Tanszékén. 122-128 oldal
- [12]: Skronka, G., Tóth J. 2022: A bitumen keverőgépi viszkozitásának mérése és a módszer lehetséges szerepe egy bitumen átvételi rendszer részeként. *Az Aszfalt XXIX. évf. 2022/2. szám*
- [13]: Rosta, Sz. & Zvekán, F. 2021: Visszanyert aszfaltok bitumenjének reológiai vizsgálatának lehetősége, szükségessége. *Az Aszfalt XXVIII. évf. 2021/2. szám*
- [14]: Török, K. & Pallós, I. 2015: Az aszfaltok téli hidegviselkedését befolyásoló anyagtulajdonságok laboratóriumi vizsgálatai. *Útügyi Lapok* 3 évf. 5. szám.
- [15]: Carol, I., Bazant, Zp. & Prat, P.C. 1992: Microplane type constutive models for distrubuted damage and localized cracing in concrete structures, *Proc. Fracture Mechanics of Concrete Structures*, Elsevier, Breckenridge, CO, pp. 299-304.
- [16]: Saouma, V. 2000: Fracture mechanics, Univercity of Colorado, Boulder, CO 80309-0428
- [17]: Zsichla, L. 1997: Aszfaltok komplex fáradási élettartamának meghatározása egyszerűsített módszerrel. Fővárosi Főpolgármesteri hivatal
- [18]: Almássy, K. 2010: Aszfalt pályaszerkezeti rácsok viselkedése. Ph.D. értekezés
- [19]: MSZ EN 12697-26: Aszfaltkeverékek. Meleg aszfaltkeverék vizsgálati módszerei, 26. rész: Merevség
- [20]: Zsichla, L. 2023: Különböző aszfaltkeverékek teljesítményének összehasonlítása, mechanikai alapú értékelési módszertana többretegű út-pályaszerkezet esetén. *Az Aszfalt 2023/1. szám* 31-40. oldal
- [21]: Schleeh, W. 1978: Zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit des Betons. In: *Beton* (1978), Nr. 2, S. 57-62
- [22]: Lenz Peter, 2012: Beton-beton-verbund potenzielle für schubfugen. Dissertation, Technischen Universität München.