



Út-pályaszerkezet méretezése töréselmélet 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 öregevése 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 réteggként kell számításba venni, amely réteg hatása a pályaszerkezetben keletkező feszültségek szempontjából nem elhanyagolható, sőt jelentős.

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

2. TÖRÉSEMÉLET, MINT LEHETSÉGES MÉRETEZÉSI ELJÁRÁS

A felülről jövő repedések okaiként számtalan tényezőt szoktak felsorolni [2, 3] pl. a terhelés a gumibroncsok 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 aszfaltrétegének 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.

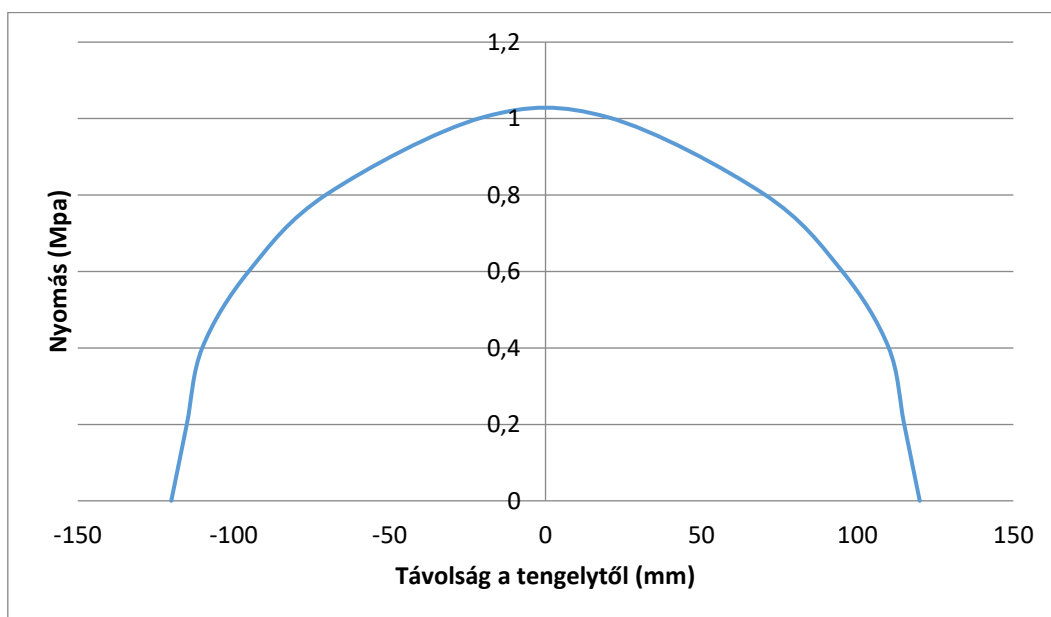
A felülről jövő TDC repedések számításakor is fontos a keréktárcsa modell típusa. Az analitikus számítási módszerek általában kör alakú tárcsával tudnak számolni, ezért saját modellben is ezzel számoltam.

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 paraméterei 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	-	-

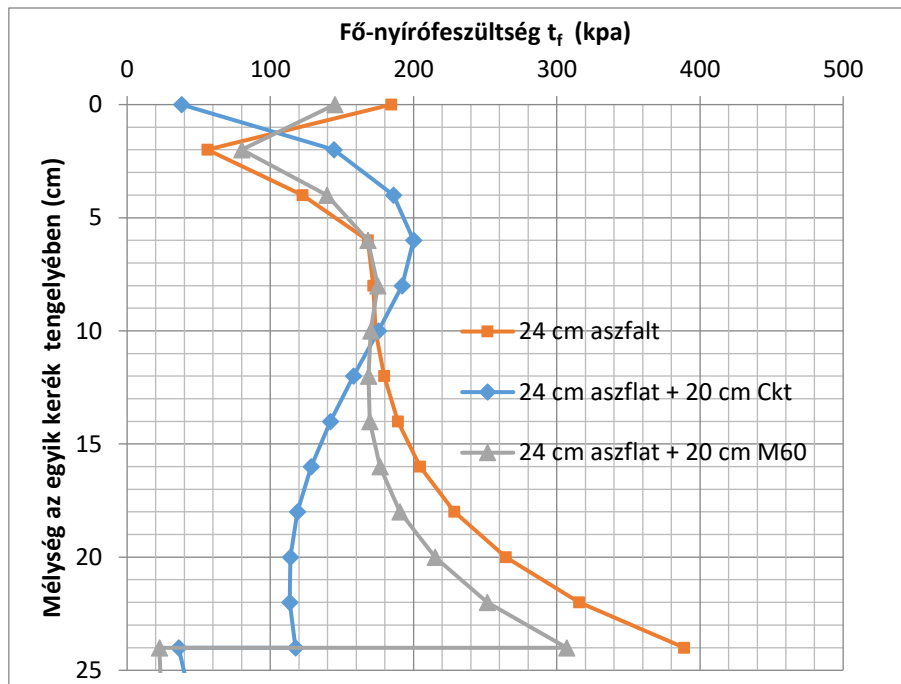
Egy adott pontban a feszültségi főtengelek irányában keletkező maximális és a minimális főfeszültségek ismeretében számíthatjuk a fő-nyírófeszültséget (1).

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

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 együttműködő – idealizált -, út-pályaszerkezetben keletkező fő-nyírófeszültséget ábrázoltam az egyik tárcsa tengelyében.

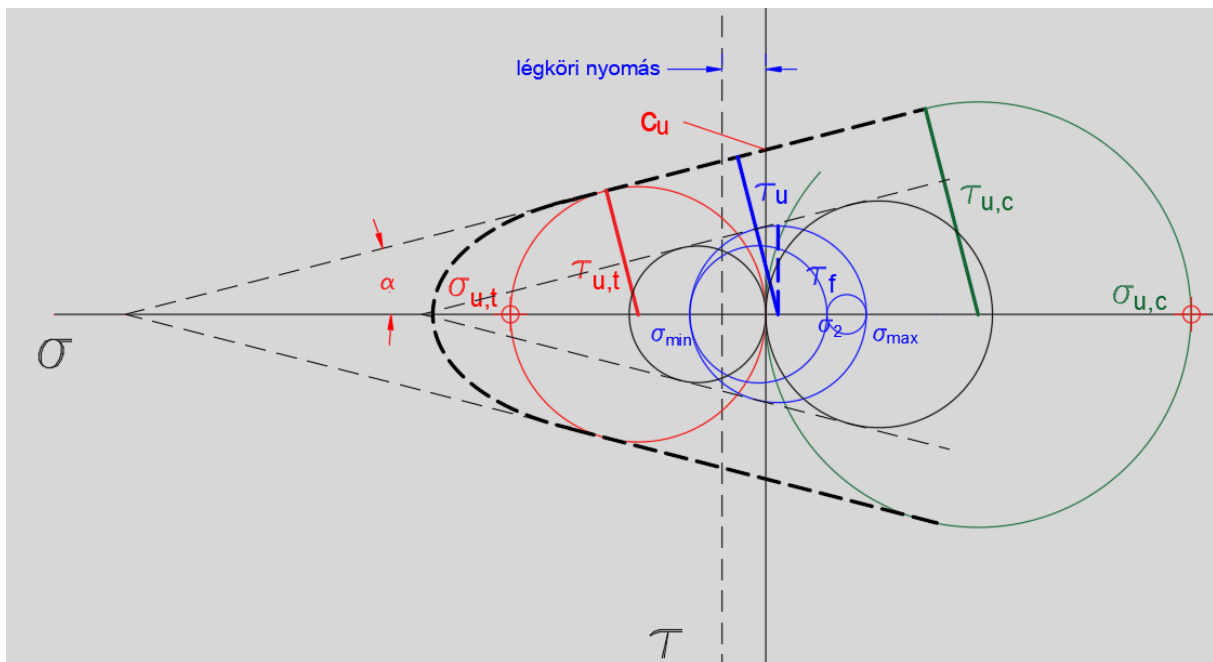


2. ábra: Azonos terhelésű, különböző felépítésű út- pályaszerkezetekben keletkező fő-nyírófeszültség az egyik keréktárcsa tengelyében 24 cm AC(1) aszfalrétegnél.

Kétrétegű rendszerben, ahol a pályaszerkezeti réteg a 24 cm AC(1) aszfalréteg, a τ_{max} legnagyobb fő-nyírófeszültség az aszfalréteg alján keletkezik. Háromrétegű 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.

$$\sin \alpha_i = \frac{n_i - 1}{n_i + 1}; n_i = \frac{\sigma_{u,c}^i}{\sigma_{u,t}^i} \tag{2}$$

ahol:

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

$\sigma_{u,t}^i$ - 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_u^i törési nyírófeszültséget, nyírószilárdságot.

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

$$T_i = \frac{\tau_f}{\tau_u^i} \tag{4}$$

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:

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

$$\sigma_{eng}^i = \frac{E_i \varepsilon_{eng} + \mu_i \sigma_z}{(1 - \mu_i)}$$

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 egységtengegy forgalom után az útburkolat felszínén repedések jelennek meg. Ez a módszer egyáltalán nem tartalmaz mechanikai paramétereket a legnagyobb behajláson kívül, de legalább nem kelti azt a látszatot, mintha mechanikai alapú lenne a fáradási kritérium.

Ilyen kritérium az UME [7]-ban 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

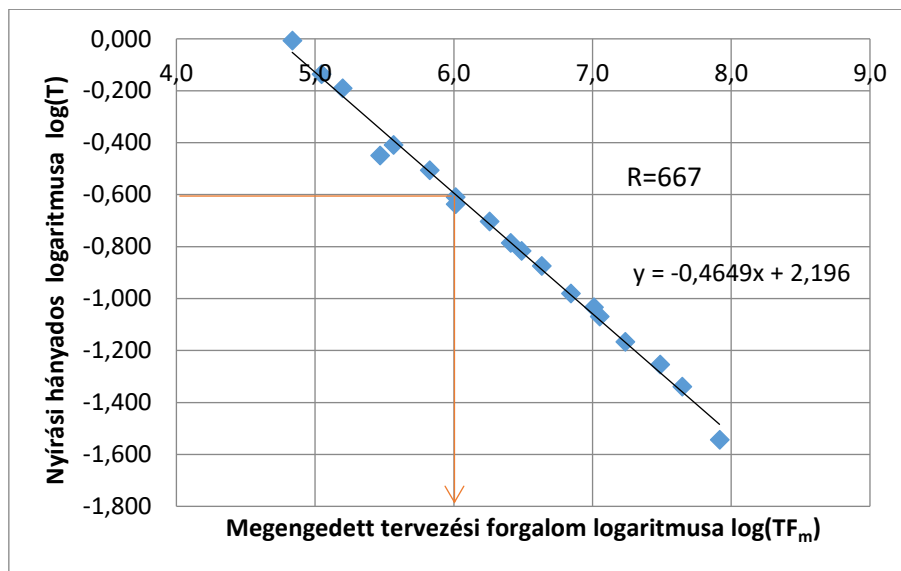
rugalmissági modulusa és annak törését okozó húzószilárdság közötti arányát fejezi ki. Az R az anyag ridegségét jellemzi, ezért nevezhetjük törékenységnek is.

$$\log(T) = av \log(TF_m) + bv \tag{11}$$

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.

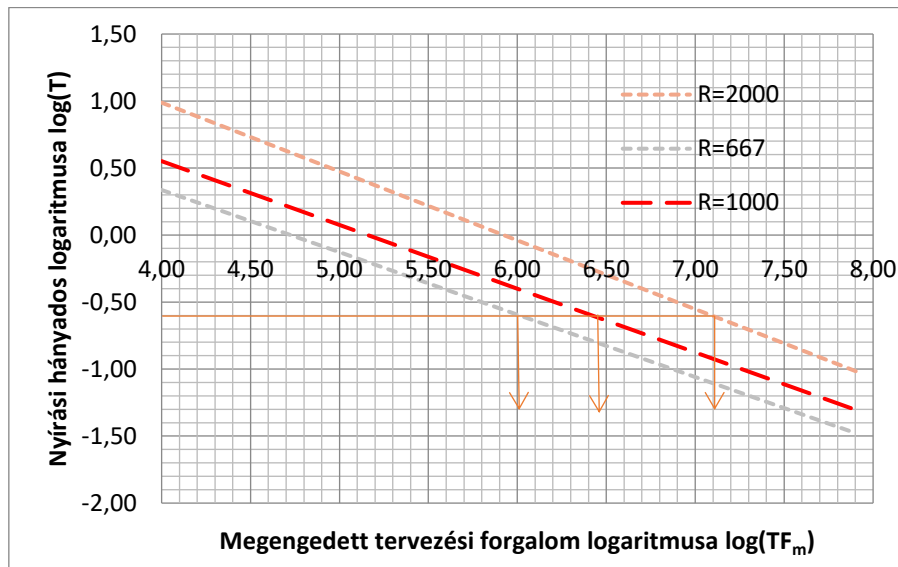
A kérdés mekkora R mértékadó törékenység jellemzi az úthálózatot, ill. a felhasznált aszfaltkeverékeket.

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 törékenységhez 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 törekenységű aszfaltkeverékeket. Az 5. ábrán már csak az eltérő R eltérő törekenységű 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 törekenység függvényében.

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

Ennek hiányában a mértékadó törekenységet $R_m = 1000$ 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 törekenység értékének növelése csökkenti a biztonságot, míg csökkentése növeli a biztonságot, de növeli a szükséges aszfalttréteg vastagságát, amely növeli a költségeket.

Az R mértékadó törekenység 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 $R = 2000$ törekenységű aszfaltkeverék is teljesíti, vagyis ezt az aszfaltkeveréket tekintjük a mértékadó aszfaltkeveréknek. Ha tévedünk és a valós aszfaltkeverék törekenysége $R = 1000$, akkor a $TF_m = 6,45 \cdot 10^6$, míg $R = 667$ esetén $TF_m = 6,0 \cdot 10^6$ egységtengety áthaladás, vagyis a tervezett út-pályaszerkezet tervezési élettartama kisebb lesz a tervezettnél.

Az 5. ábrából úgy látszik, mintha a nagyobb törekenységű aszfaltkeverék magasabb fáradási élettartamot eredményezne, de az 5. ábra csak azt mutatja, hogy R törekenység 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 törekenység 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 törekenység 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 vízerzékenységhez 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 Schleich 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 $R^2=0,9933$ regresszióknak 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).

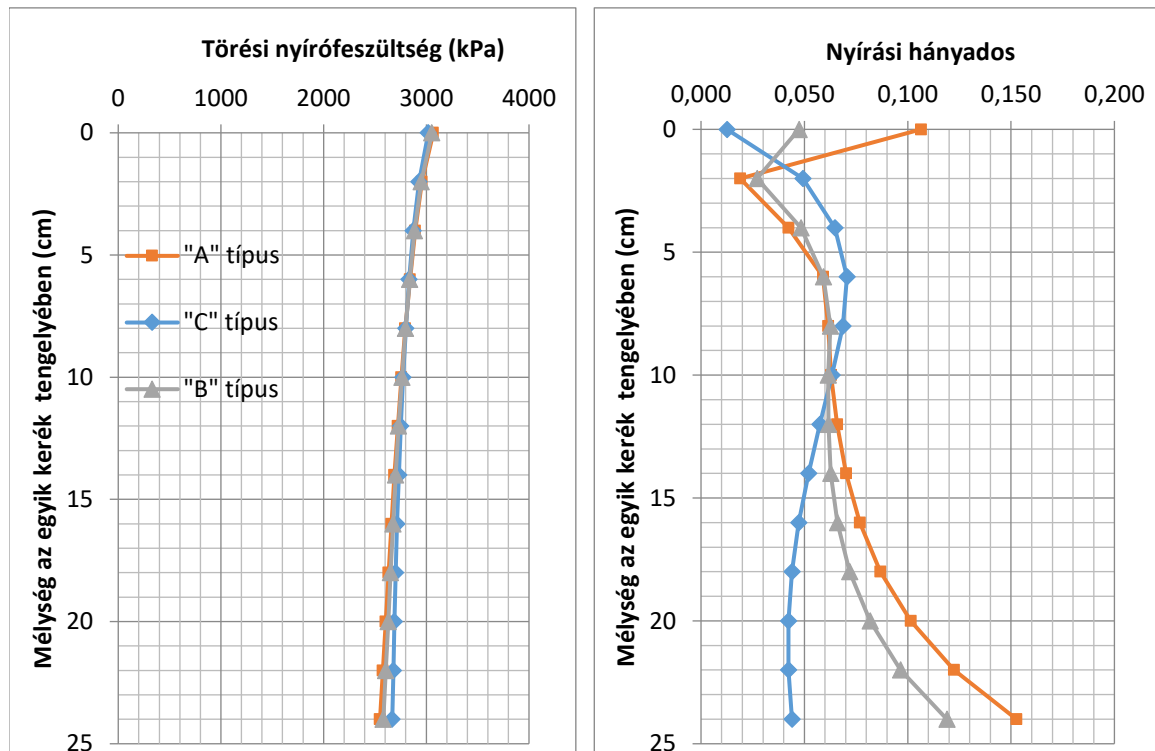
A hagyományos legnagyobb behajlásokon és a törésméleten alapuló kölcsönös megfeleltetés után térjünk vissza a törésméleti megfontolásokra.

A törést, folyást okozó változó nyírószilárdság (3), miatt nem alkalmazhatók a közvetlenül Paris-féle modellek.

A τ_u nyírószilárdság a Coulomb-egyenesen 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 ellipsoidok 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 szemléletesen 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 törékenység.

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 fordítottan, 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 $\frac{E}{\sigma_{u,t}}$ R törékenység 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 törékenység hatványosan kezd növekedni.

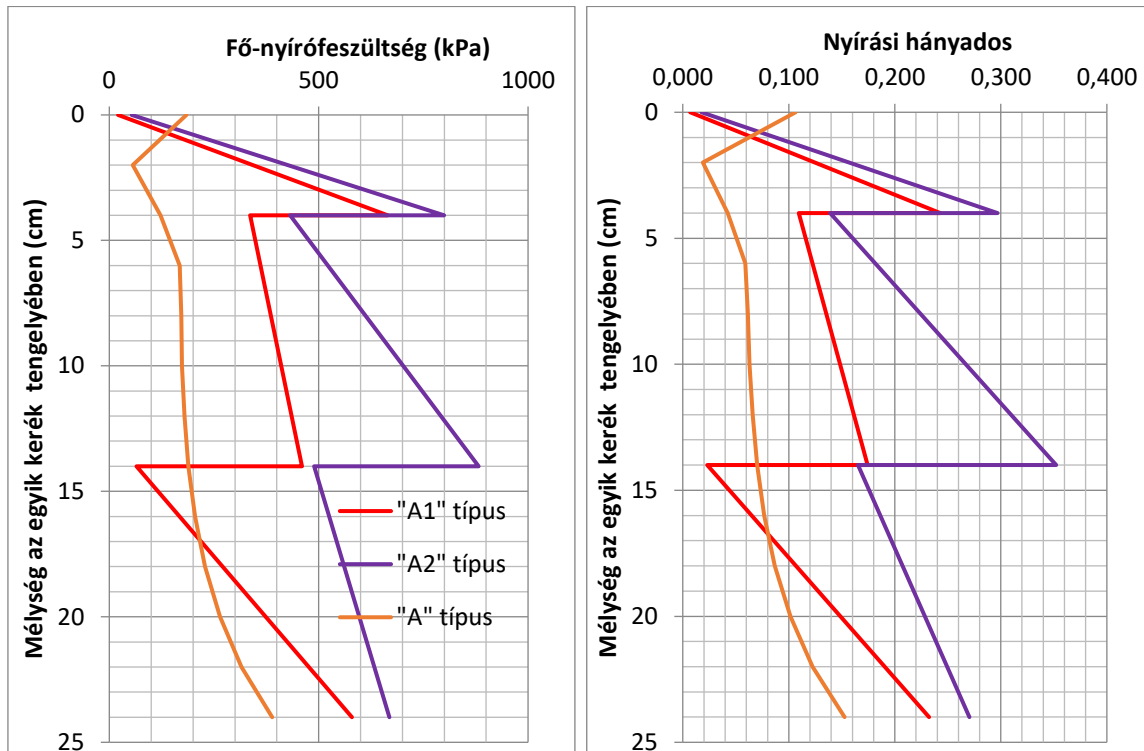
Az UME (9) fáradási görbéje ezt a hatást is magában foglalja, amely további jelentős szórásnövekedést és méretezési pontatlanságot okoz.

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 FESZÜLTSEGEKRE

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.

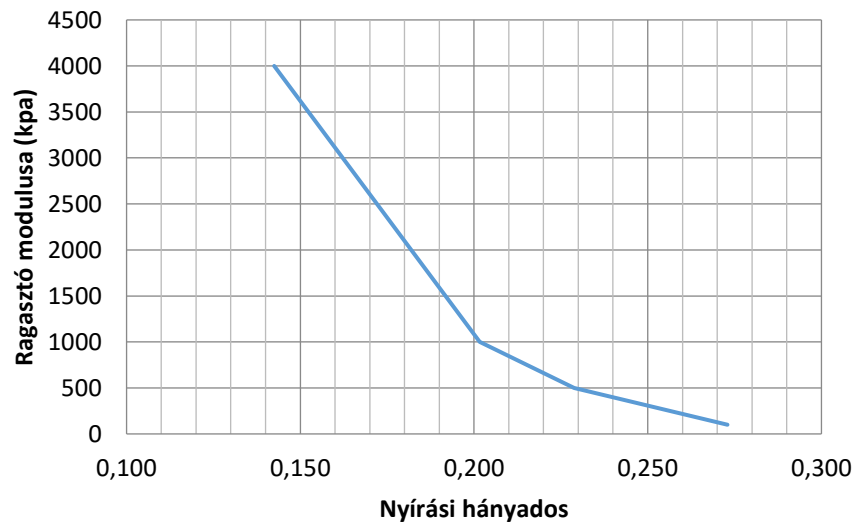
Az „A1” és az „A2” típusoknál az eltérés az együttműködés tekintetében van, az „A1” esetén minden réteg együtt dolgozik, az „A2” esetén pedig nem.

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.



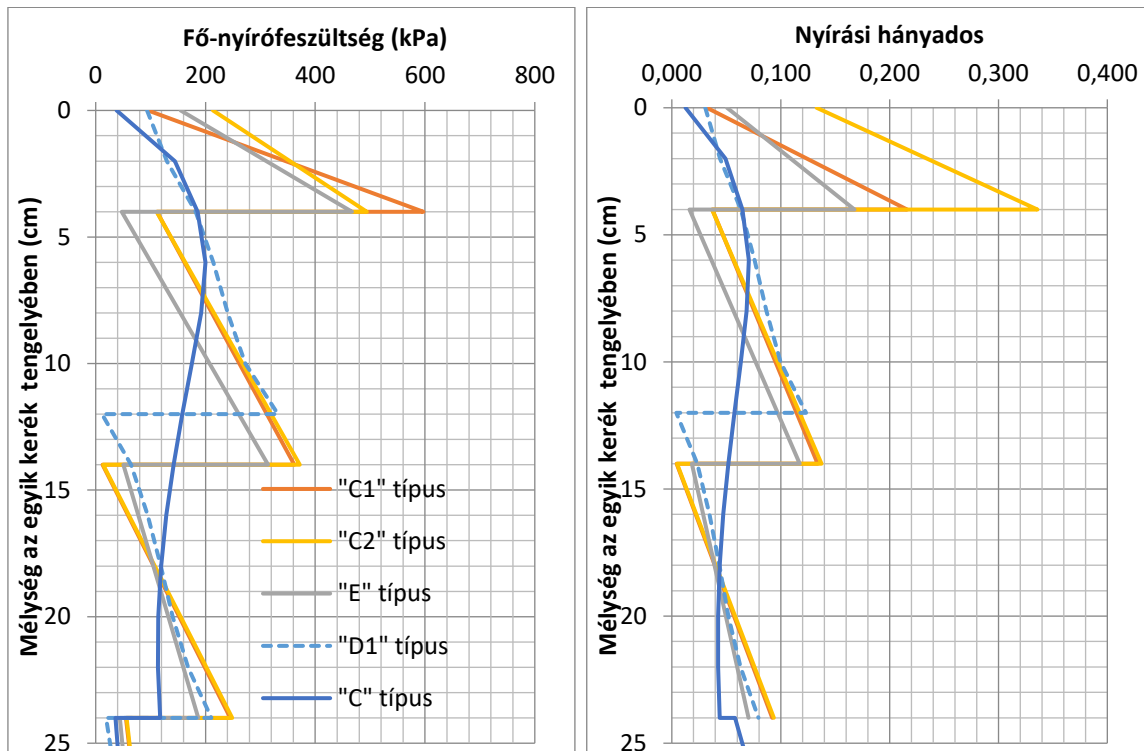
8. ábra: A ragasztóréteg modulusának hatása a kötő és alapréteg közötti nyírási hányadosra „A1” típus esetén.

Az út-pályaszerkezeti rétegeket összeragasztó bitumen, bitumenemulzió mechanikai tulajdonságait általában nem ismerjük, főleg nem ismerjük a hőmérséklettől a -5 °C - $+15\text{ °C}$ hőmérsékleti tartományban, terhelési frekvenciától, oxidációs öregedéstől függését. Hazánkban más témakörben történtek vizsgálatok legalább a bitumen komplex nyírási modulusának meghatározására [12, 13].

Dinamikus nyírómérővel DSR 0,1 - 10 Hz körfrekvencia és a komplex nyírási modulus összefüggését vizsgálták [13] $+60\text{ °C}$ -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 $+40\text{ °C}$ - $+60\text{ °C}$ között, a vizsgált bitumenek közötti akár ötszörös eltérés is lehet. A komplex nyírási modulus $+40\text{ °C}$ -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 szemléltessem 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.

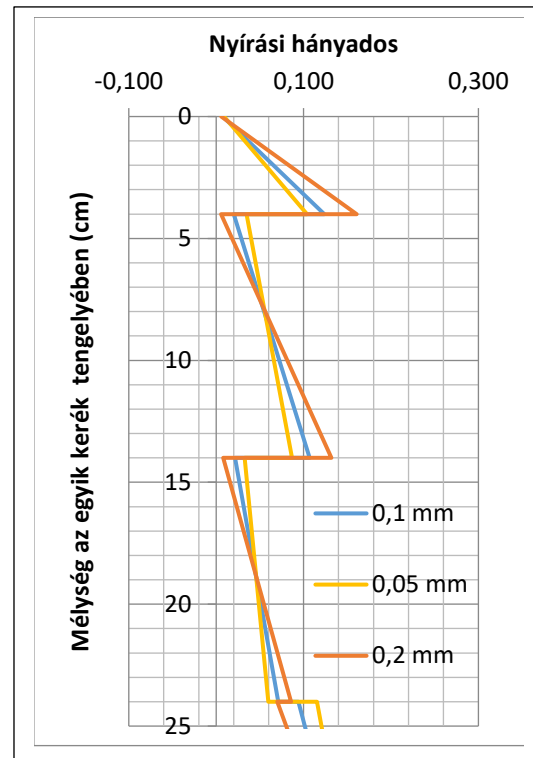
A 30-50 éve készült pályaszerkezetekből vett fűrt magmintákon azt tapasztaltuk, hogy a felületi bevonattal érintett rétegek fűráskor nem váltta el egymástól. Az „E” típusú út-pályaszerkezet kedvezőbb a nyírási hányados szempontjából, mint a „C1” típus, de ez se ad kielégítő megoldást a magas költség ellenére, a ragasztóanyag nyírási modulusának növelése költségghatékonyabb 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 költségghatékony 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 aszfaltréteg 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 javasolom 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 -tól 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).

$$\sigma_h = E(T) \alpha \Delta T \quad (18)$$

$$re = \frac{t_{rel(T)}}{t} \left(1 - e^{\frac{-t}{t_{rel(T)}}} \right) \quad (19)$$

Mivel $t_{rel(T)} \leq t$ és $\left(1 - e^{\frac{-t}{t_{rel(T)}}} \right) < 0,632$, ezért $re < 0,632 = 1 - \frac{1}{e}$ (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 kisértékű utak, 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:

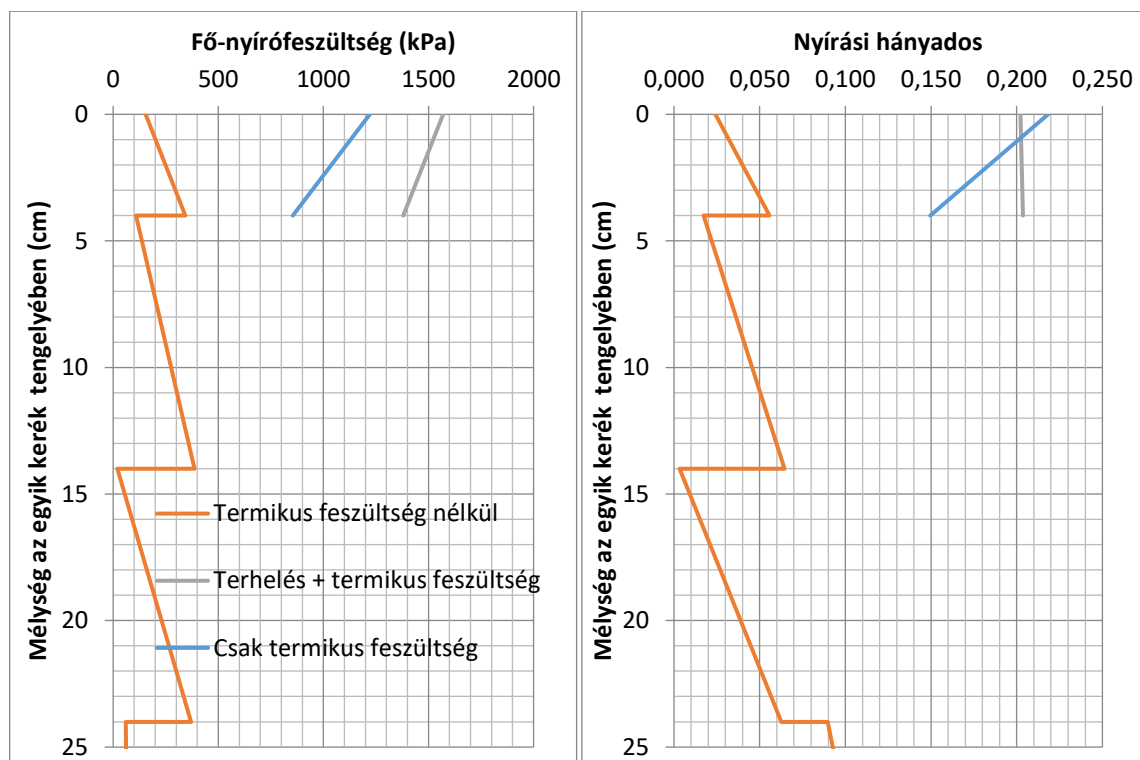
„C3” típus (-10 °C)

3. táblázat: Alkalmazott út-pályaszerkezeti rétegek mechanikai paraméterei -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.

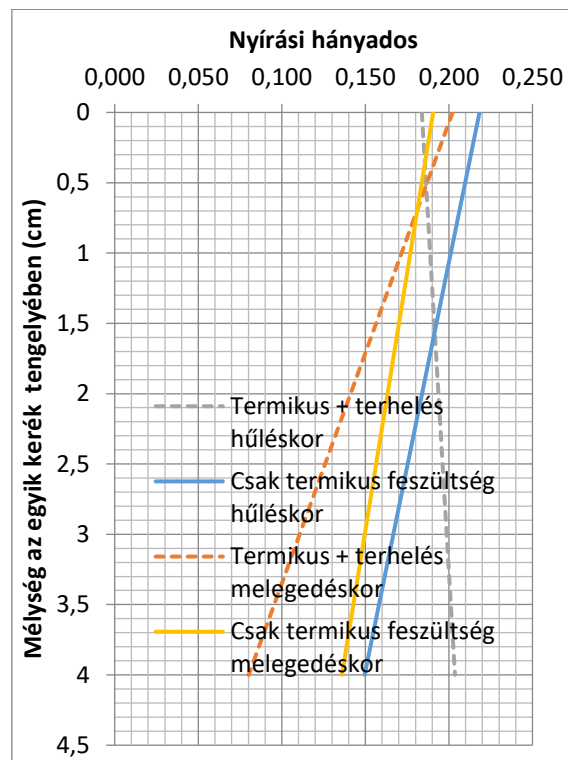
A nyírási hányados tekintetében külön vizsgáltam a hűlés és a melegedésből származó feszültségeket, amelyeket hozzáadtam a terhelésből adódó feszültségekhez. Az így kapott nyírási hányados változását tüntettem fel a 12. ábrán. A tehermentes állapotban a várakozásnak megfelelően a hűlés volt a kritikus 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.

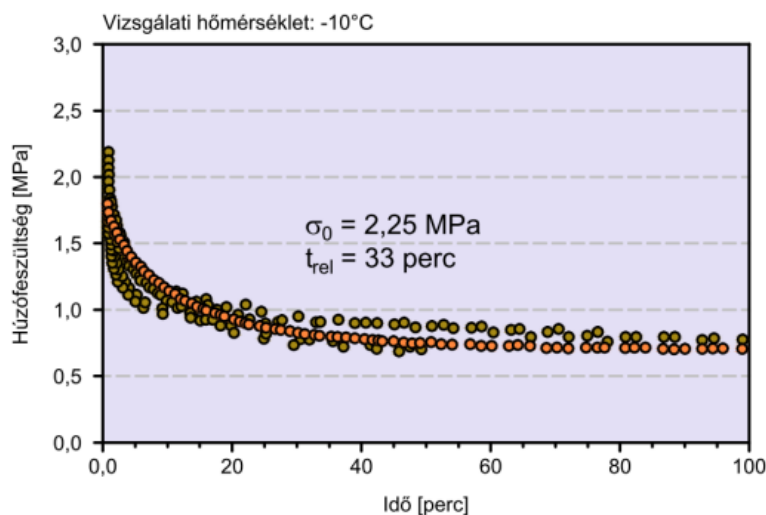
A 9. ábrán a „C2” típus nyírási hányadosa a kopóréteg felszínén 0,133, míg az alján 0,336 vagyis 2,5 szerese.

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 egységtengety áthaladási szám aránya nagyon magas és még nem pontosan ismert. A 17. ábrán a $T = 1$ töréshez, repedés megjelenéséhez tartozó egységtengety 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 négy pontos hajlító vizsgálat eredményeként kapjuk a c és f paramétereket, amelyre felírható a (23).

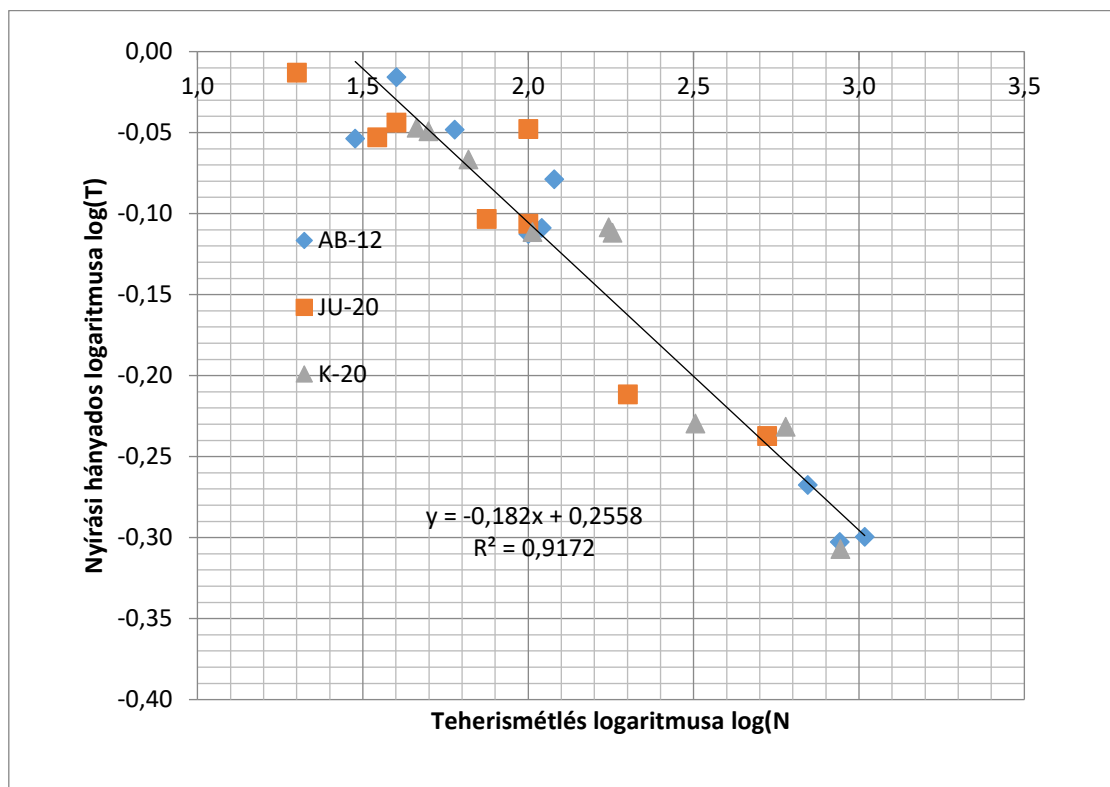
$$\sigma_f = c N^f; \text{ vagy } \log(\sigma_f) = \log(c) + f \log(N) \tag{23}$$

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 négy pontos 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 nyírószilárdság 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.

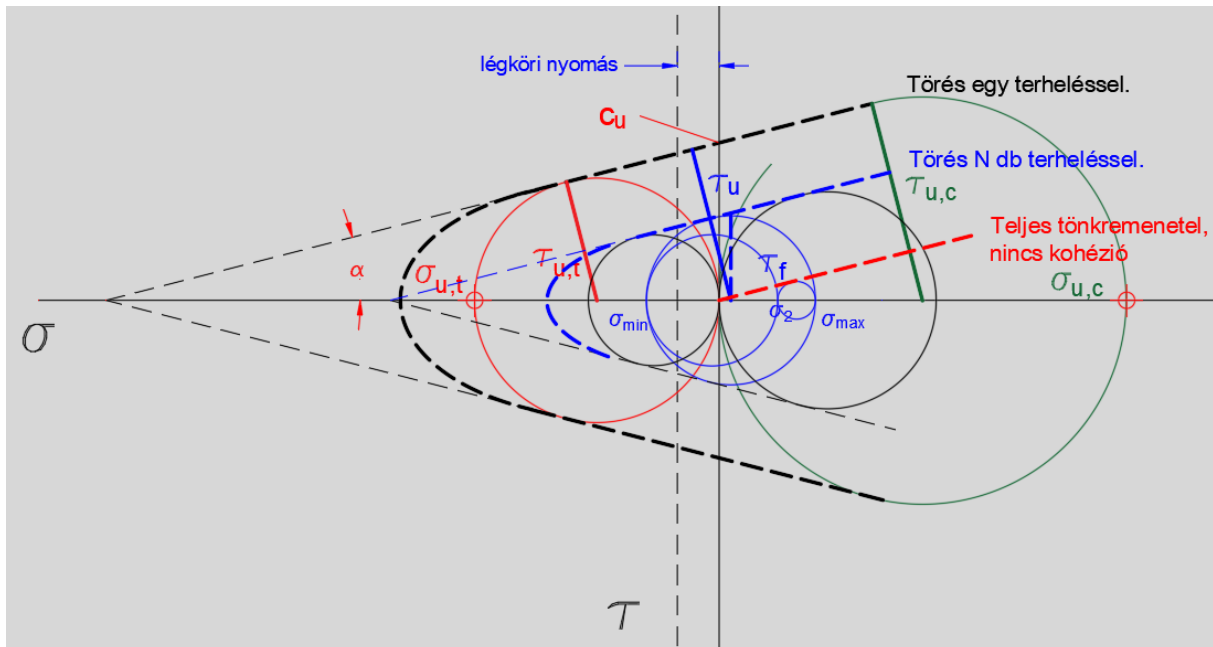
A vizsgált aszfaltkeverékek JU20, K20 és AB12/F voltak. A három keverékre kapott nyírási hányadosokat együttesen ábrázolva 14. ábrán is még magas a korreláció.



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 négyponos hajlítás vizsgálatkor a húzott oldalon egyirányú normál húzófeszültség alakul ki, míg a másik két főtengety 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 négyponos 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 négyponos erővezérelt hajlító vizsgálatnál a (24) és (27) segítségével a (28) nyírási hányados:

$$\tau_f = \frac{\sigma_f}{2} \tag{27}$$

$$T = \frac{\tau_f}{\tau_u} = \frac{\sigma_f}{\sigma_{u,t} + (\sigma_{u,t} - \sigma_f) \sin \alpha} \tag{28}$$

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:

$$\log(N) = a \log(T) + b, \text{ és } N = 10^6, \text{ akkor } 6 = a \log(T) + b$$

$$k_6 = \frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}}$$

$$6 = a \log \left(\frac{1}{k_6 + (k_6 - 1) \sin \alpha} \right) + b; a = \frac{6 - b}{\log(1) - \log(k_6 + (k_6 - 1) \sin \alpha)}$$

$$= \frac{6 - b}{-\log \left(\frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}} \right) + \left(\frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}} - 1 \right) \sin \alpha}$$

$N = 10^5$ esetén:

$$\log(\sigma_5) = \log(c) + f \log(10^5); \sigma_5 = 10^{\log(c) + 5f}$$

$$k_5 = \frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f5}}$$

$$\tau_{u,5} = \frac{k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5} - 0) \sin \alpha}{2} = \frac{k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5}) \sin \alpha}{2}$$

$$\tau_5 = \frac{\sigma_{f5}}{2}$$

$$T_5 = \frac{\tau_5}{\tau_{u,5}} = \frac{\sigma_{f5}}{k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5}) \sin \alpha}$$

$$5 = a \log \left(\frac{\sigma_{f5}}{k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5}) \sin \alpha} \right) + b; a = \frac{5 - b}{\log(\sigma_{f5}) - \log [k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5}) \sin \alpha]}$$

$$\frac{5 - b}{\log(\sigma_{f5}) - \log [k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5}) \sin \alpha]} = \frac{6 - b}{-\log \left(\frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}} \right) + \left(\frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}} - 1 \right) \sin \alpha}$$

$$\log(\sigma_{f5}) - \log [k_5 \sigma_{f5} + (k_5 \sigma_{f5} - \sigma_{f5}) \sin \alpha] = X$$

$$-\log \left(\frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}} \right) + \left(\frac{\sigma_{u,t}}{\sigma_{f6}} - 1 \right) \sin \alpha = Y$$

$$b = \frac{5Y - 6X}{Y - X}; \text{ és } a = \frac{6 - b}{Y} \tag{29}$$

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 értékpárok 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 törékenységű 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 vizsgálatnál 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 négyponos erővezérelt hajlító vizsgálat eredményeit használjuk fel, akkor azt is feltételezzük, hogy a vizsgálat eredményeül kapott $\sigma_f; c; f$ paraméterekből számított $a; b$ paraméterek pl. a 10 Hz frekvencián és 20 °C-on vizsgálat esetén eredményeül kapott $\sigma'_f; c'; f'$ paraméterekből is $a; b$ paramétereket kapnánk eredményeül, mivel a nyírási hányados független a hőmérséklettől és a terhelés frekvenciájától, legalábbis a mért [17] hőmérséklet tartományban.

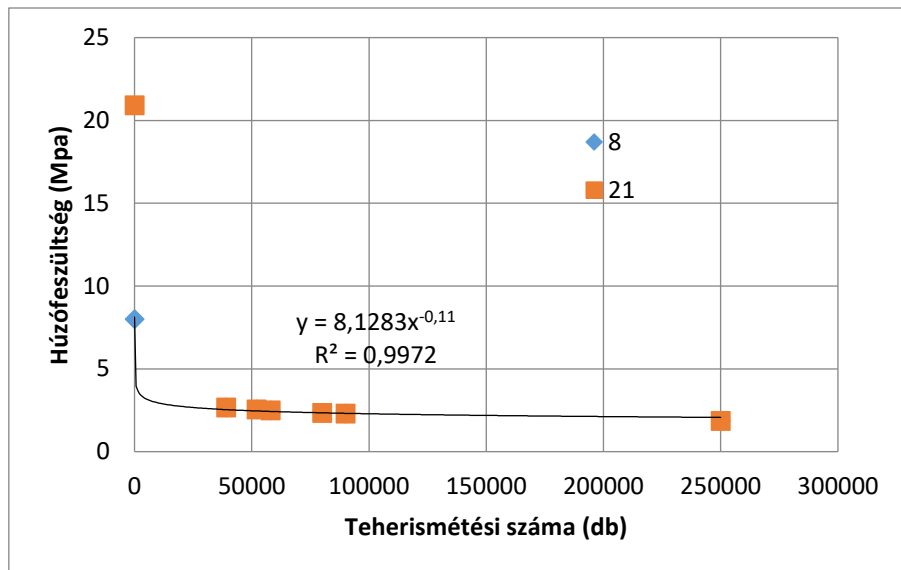
A vizsgálatok [18] eredményeül kapott $c; f$ paramétereket és a (29) számított $a; b$ paramétereket a 3. táblázat tartalmazza. A nyírási hányados azonban függ 15. ábra a tiszta húzásból származó húzószilárdságtól $\sigma_{u,t}$ és a tiszta nyomásból származó $\sigma_{u,c}$ nyomószilárdságtól, amiket 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: Négyponos erővezérelt hajlító vizsgálat paraméteri vizsgálati mintáknént.

S_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.

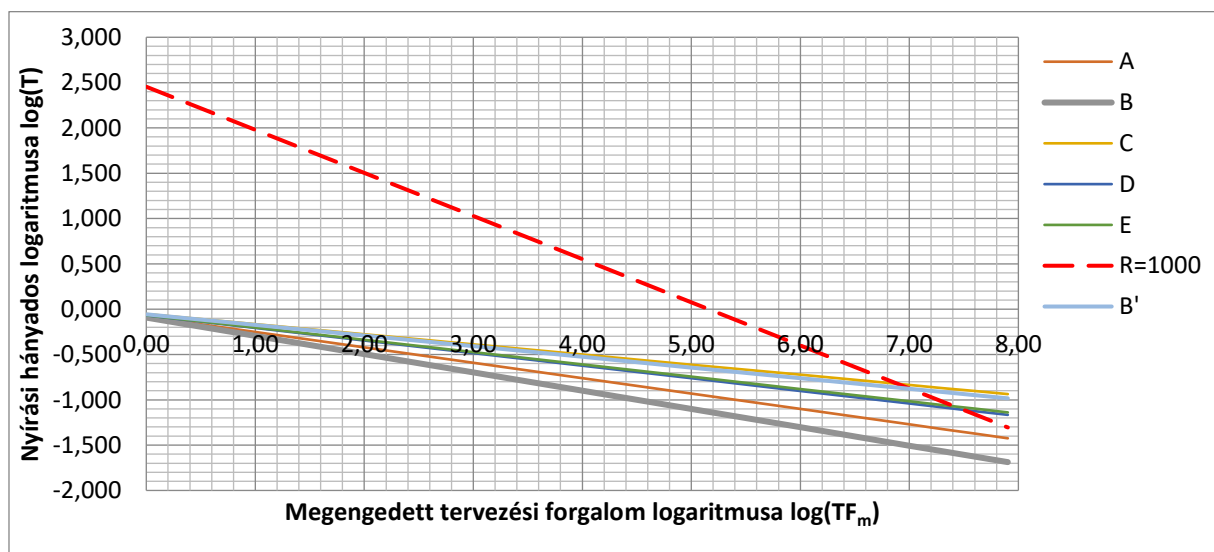
A „B” minta húzószilárdsága a $c = 20,911$ és $f = -0,198, N = 1$ paramétereknél 20,92 MPa. A (B')-nél a 20,92 MPa húzószilárdságot, önkényesen 8,0 MPa-ra módosítottam, ebben az esetben a 16. ábra szerint a B mintához tartozó $c; f$ illesztési paraméterek jelentősen változtak, de még mindig magas korreláció mellett.



17. ábra: „B” minta estén 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 vízerzékenységhhez 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.

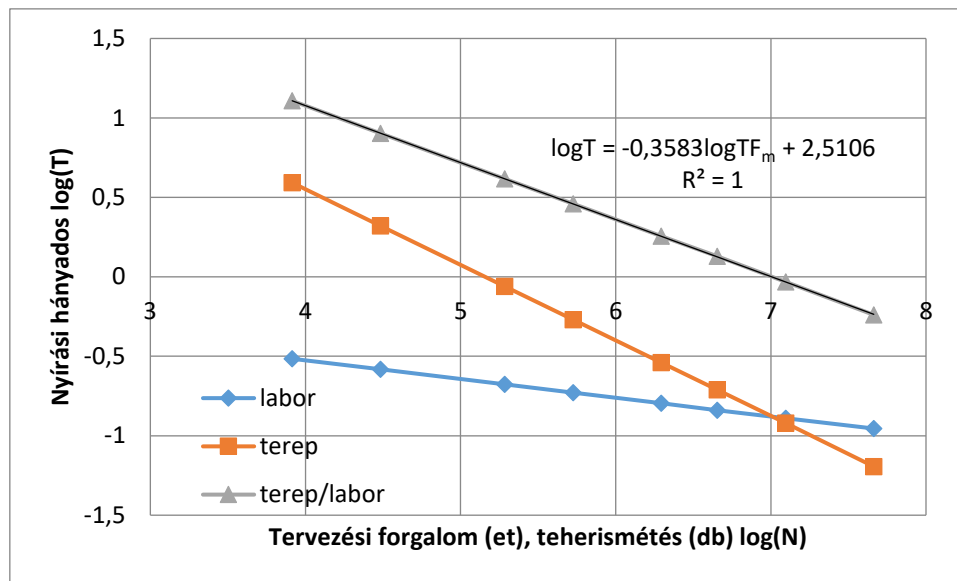
A valós pályaszerkezet egy pontjának tönkremenetele azonban nem jelenti még a teljes pályaszerkezet tönkremenetelét. A következőkben egy mintapéldán keresztül, bemutatom az N_{rep} -hez tartozó egységtengely áthaladási szám és az UME-ban alkalmazott (9) fáradási görbe TF_m egységtengely áthaladási szám 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 megerősítésnél is elsősorban az új, a megerősítő aszfalttréteg 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 négyponos 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 négyponos 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:

$$\log(T) = h \log(TF_m) + j \tag{30}$$

$$h = av - \frac{1}{a_m}; \text{ és } j = bv + \frac{b_m}{a_m} \tag{31}$$

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 négyponos hajlító vizsgálat (26) szerinti paraméterei

h és j - az átviteli függvény paraméterei.

a_m és b_m - a mértékadó aszfaltkeverékből készült próbatesten végzett erővezérelt négyponos hajlító vizsgálat (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 vizsgálati $c; f$ paraméterekre illesztés miatti a számított tervezési forgalmak között elfogadható eltérés lesz.

Ha a mértékadó aszfaltkeveréktől eltérő aszfaltkeveréket vizsgálunk, akkor az erővezérelt négyponos hajlító-vizsgálat 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 hatására.

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 törékenységű 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 próbatést 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 modulusot 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 kőváz 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 méretezéssel 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 törékenységének meghatározása, pontosítása évszakonként, vagy havonkénti bontásban. Az R_m mértékadó törékenységének 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 kellene, 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 végeelem 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 Útéptévesztési 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 constitutive models for distributed damage and localized cracking in concrete structures, *Proc. Fracture Mechanics of Concrete Structures*, Elsevier, Breckenridge, CO, pp. 299-304.
- [16]: Saouma, V. 2000: *Fracture mechanics*, University 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 többrétegű út-pályaszerkezet esetén. *Az Aszfalt 2023/1. szám* 31-40. oldal
- [21]: Schlee, W. 1978: Zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit des Betons. In: *Beton* (1978), Nr. 2, S. 57-62
- [22]: Lenz Peter, 2012: *Beton-beton-verbund potenziale für schubfugen*. Dissertation, Technischen Universität München.