Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem
Építőmérnöki Kar
Vásárhelyi Pál Építőmérnöki és Földtudományi Doktori Iskola

HAJLÉKONY ÚTPÁLYASZERKEZETEK ALATTI SZEMCSÉS TALAJOK CIKLIKUS FORGALMI TERHELÉSBŐL SZÁRMAZÓ HALMOZÓDÓ MARADÓ ÖSSZENYOMÓDÁSÁNAK MEGHATÁROZÁSA

Ph.D. értekezés

Vámos Máté János
okl. építőmérnök

Témavezető:

Dr. Szendefy János, Ph.D.

Egyetemi docens

Mannheim, 2024

TARTALOMJEGYZÉK

Tartalomjegyzék 1
Összefoglalás 3
Summary 4
1 Bevezető 5
1.1 A téma aktualitása 6
1.2 A kutatás célkitűzése 7
2 A talaj viselkedésének hosszú és rövid távú modellezése 8
2.1 A terhek hatásának időbelisége 8
2.2 Modellezés implicit módszerei 10
2.3 Modellezés explicit módszerei 10
3 Szemcsés talajok viselkedése rövid távon 14
3.1 Az átlagos normálfeszültség és tömörség hatása 14
3.2 Szemeloszlás hatása a G_{max}-ra 16
3.3 Szemeloszlás hatása a leromlási görbére 17
3.4 Merevség zúzottkő és javítóréteg esetén 18
4 Szemcsés talajok viselkedése hosszú távon 19
4.1 Ciklusok száma 19
4.2 Tömörség 20
4.3 Hatékony átlagos normálfeszültség p/σ_3 21
4.4 Ciklikus alakváltozási és feszültségi amplitúdó 21
4.5 Feszültségállapot 22
4.6 Szemeloszlás 22
4.7 Frekvencia 23
4.8 Ciklus csomagok és a talaj emlékezete 24
4.9 Alakváltozás iránya 25
5 HCA-Modell 27
5.1 HCA-Modell bemutatása 27
5.2 Paraméterek kalibrálása 30
6 A számítási eljárás bemutatása 32
6.1 Az útszerkezet felépítése, a vizsgált talajok és anyagmodellek 32
6.2 Lamellás módszer bemutatása 36
6.3 A többlet függőleges feszültség és feszültségeloszlás 38

6.4 A keresztirányú alakváltozás ... 40
6.5 A földnyomási tényező meghatározása ... 42
7 Vizsgálatok a számítási eljárás kalibrálásához ... 45
7.1 Saját számítási eljárás paramétereinek kalibrálása és összehasonlítása végeselemes vizsgálatokkal ... 45
7.2 Keresztirányú alakváltozás ... 47
7.3 Földnyomási tényező ... 49
7.4 A HS-Small anyagmodell paramétereinek hatásvizsgálata ... 51
7.5 Teherfelvitel növekményei ... 53
7.6 Lamellák száma ... 56
7.7 Saját számítási eljárás eredményeinek összehasonlítása a végeselemes számításokkal ... 58
7.8 Az eredmények összehasonlítása meglévő számítási módszerekkel ... 61
8 Maradó süllyedések az egyes terhelési osztályokban ... 63
9 Vizsgálatok a behajlási teknő meghatározásához ... 70
10 Maradó alakváltozást befolyásoló további tényezők ... 75
10.1 Tengelyterhelés ... 75
10.2 Javítóréteg növelése ... 77
10.3 Hőmérséklet hatása ... 80
10.4 Összehasonlítás az RStO előírásaival ... 84
11 Tézisek ... 86
12 Köszönetnyilvánítás ... 97
13 Irodalomjegyzék ... 97

FÜGGELÉK TARTALOMJEGYZÉK

A) Ábrajegyzék ... F-1
B) Táblázatok jegyzéke ... F-6
C) Alkalmazott jelölések: ... F-8
D) Mechanikai összefüggések ... F-13
E) Rövidítések ... F-15
F) Új tudományos eredmények teljeskörű ábrái ... F-16

ÖSSZEFOGLALÁS

Kutatásomban egy számítási eljárást fejlesztettem az excel programban, amely az ismétlődő forgalmi terhelésből a hajlékony pályaszerkezetek alatti egyes talajrétegekben határozza meg implicit számítással, rugalmas elven a pillanatnyi alakváltozásokat ε^{ampl}, valamint HCA-modellel, explicit számítással a halmozódó maradó alakváltozásokat ε^{acc} és a süllyedéseket s^{acc}. Az útpályaszerkezetek méretezésekor a talajok merevsége, reziliens viselkedése kiemelt jelentősségű. Megállapítottam, hogy a pályaszerkezetek esetén különösen a vízszintes feszültségek lefutása eltér a szokványos szerkezetektől, amelynek oka a sajátos előterheltségi viszonyok. Végeselemes számítással vizsgáltam és elemeztem a talajokban fellépő σ_3 / σ_1 valamint ε_3 / ε_1 arányokat a mélység és a kerékteher nagyságának függvényében, továbbá ajánlást adtam ezen függvények leírására.

A dolgozatban részletesen ismertetem a saját fejleszétsű számítási eljárást és ajánlásokat adok a megfelelő bemenő adatok felvételére. Kutatásomban bemutatom az egyes szerkezeti rétegek maradó alakváltozásának dötően eltérő viselkedését. Különböző szemeloszlású altalajok hatását vizsgálom és bemutatom, hogy az egyenlőtlenségi mutatónak C_U és a mértékadó szemcseátmérőnek d_{50} kiemelt jelentőssége van a maradó süllyedésekre. Megállapítom, hogy azonos ciklusszám esetén a vastagabb típus-pályaszerkezetek kisebb süllyedést szenvednek, ugyanakkor a hozzájuk tartozó tervezési forgalomnak megfelelő magasabb ciklusszámnál a vastagabb pályaszerkezetnél összességében nagyobb süllyedés várható, mint az alacsonyabb terhelési osztályú pályaszerkezetek esetén. A dolgozat bemutatja különböző altalajokra és terhelési osztályokra, hogy az egyes szerkezeti rétegek (FZKA, javítóréteg, altalaj) milyen arányban járulnak hozzá a teljes süllyedéshez.

További számításokkal meghatároztam a süllyedések térbeli kiterjedését és így meghatároztam a pályaszerkezeti süllyedéseket. Vizsgálatokat folytattam eltérő tengelyterhelések mellett, és megadtam az így várható süllyedések nagyságrendjét, valamint az egységtengellyel ekvivalens károsodást okozó tengelyáthaladások számát. Megadtam a nyomvályú redukálásának lehetőségét a javítóréteg vastagságának növelésével. Megállapítottam, hogy a javítóréteg szemcsealakjának (lekerekített vagy tört szemcsealak) döntő hatása van a várható viselkedésre.

A napi középhőmérsékleti adatok alapján meghatároztam az évszakonkénti várható aszfaltmerevséget, majd vizsgáltam az eltérő merevség hatását. Elemeztem a pályaszerkezet élettartamának végén számított süllyedéseket az évszakonkénti eltérő aszfaltmerevségekből és az eredményeket összehasonlítottam az évi középhőmérsékletből származtatott, valamint a fáradási vizsgálatok során alkalmazott egyenértékű aszfaltmerevség alapján számított eredményekkel. Vizsgálatokat folytattam arra vonatkozólag, hogy az útpálya üzembevételének időpontja befolyásolja-e az élettartam alatt a számított süllyedéseket. Összehasonlító süllyedésszámításokat végeztem a magyar és német útügyi műszaki előírás szerinti típus-pályaszerkezetek rétegrendjével. Megállapítottam, hogy a német előírás sokkal szigorúbb a rétegvastagságokat tekintve vonatkozóan, így számottevő különbségek adódnak a várható süllyedésekben a pályaszerkezetek élettartamának végére.

SUMMARY

In my research, I developed a calculation procedure in Excel to determine the resilient deformations (ε^{ampl}) in individual soil layers beneath flexible pavement structures based on the elastic principle, as well as the cumulative permanent deformations (ε^{acc}) from cyclic traffic loads using the HCA model. I discovered that the horizontal stress distribution in pavement structures differs significantly from conventional structures due to specific preload conditions. Using finite element analysis, I investigated the σ_3/σ_1 and $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ratios in soils as a function of depth and wheel load magnitude and provided recommendations for describing these functions.

In my thesis, I detail the self-developed calculation procedure and offer recommendations for recording appropriate input data. My research highlights the distinctly different behavior of permanent deformation in individual structural layers. I examined the impact of subsoils with varying particle size distributions and found that the uniformity coefficient (C_U) and mean particle diameter (d_{50}) are significant for permanent deformations. My findings indicate that subsidence increases gradually towards the end of the service life of structures designed for higher load-bearing capacities and heavier traffic. Calculations showed that, with the same number of load repetitions, subsidence in each traffic load class is proportional to the asphalt layer thickness. The thesis details the contribution of each structural layer (base, subbase, subgrade) to total settlements across different subsoils and load classes.

Further calculations allowed me to determine the spatial extent of rutting. I tested various axle loads and specified the expected settlement magnitude, as well as the number of axle passes causing equivalent damage to a unit axle. I suggested reducing track subsidence by increasing the thickness of the subbase course, noting that the grain shape of the repair layer (rounded or angular) significantly affects the expected behavior.

Using daily average temperature data, I determined the expected seasonal asphalt stiffness and examined its impact on the development of vertical excess stresses. I analyzed the settlements at the end of the track structure's life due to seasonal asphalt stiffness variations and compared these results with those derived from average annual temperature and equivalent asphalt stiffness used in fatigue tests. Additionally, I investigated whether the road's commissioning date affects the calculated subsidence over its lifetime.

I conducted comparative subsidence calculations for type track structures according to Hungarian and German road technical regulations. I found that the German regulations are stricter regarding the thickness of both the crushed stone base layer and the asphalt, resulting in significant differences in the expected subsidence at the end of the track structures' life.

1 BEVEZETŐ

A talajok dinamikus tulajdonságainak vizsgálata nem új keletű dolog. Terzaghi 1925-ös Erdbaumechanik aus Bodenphysikalischer Grundlage című publikációja következtében a talajmechanika tudományága rohamos fejlődésnek indult (Das and Ramana, 2010). Kezdetekben a legtöbb kutatás a talajok statikus teher hatására történő viselkedésével foglalkozott, azonban hamar felmerültek olyan jellegű problémák, ahol a talajok dinamikus teher alatti viselkedésének pontosabb ismerete elengedhetetlen volt. A 30-as évek közepére magához térő ipar rohamos növekedésnek indult és igényelte a gépalapok korábbinál pontosabb és megbízhatóbb ismeretét. Új vizsgálati módszerek születtek, amelyek a talaj rezgőképességével, a hullámok terjedésével és a dinamikus erőknek a talajfizikai jellemzőkre való hatásával foglalkozott. Ennek az igénynek megfelelve a DEGEBO (Deutsche Gesellschaft für Bodenmechanik) számos terepi és laboratóriumi kísérletet végzett a talajok dinamikus viselkedésének megismerése céljából. A kutatás eredményeként egyszerű, gyors és elegendően pontos méretezési eljárások születettek. A háború előszele miatt további kutatások folytak a talajok hirtelen erőhatásra (például robbanás, bombázás) történő viselkedésével, valamint a közlekedés utakra és repülőtéri burkolatokra gyakorolt hatásával kapcsolatban (Kézdi, 1970).

A laboratóriumi munka következtében születtek meg először 1938-ban, majd később 1948-ban D. D. Barkan könyvei, amelyben elméleti és kísérleti eredményeit foglalta össze. A könyv számos ország gépalapozási szabványának az alapjait adta. Az így kapott eredményeket pontosította még a későbbi bő évtized során számos kutató például Kolter 1951, Lorenz 1960, Major 1961, Barkan 1962. A kutatások a tudomány legújabb kihívásaival foglalkoztak: turbinák, turbógenerátorok és vízerőművek, harcászati létesítmények. A resonant-column teszt fejlődését a korszerű követő radarok iránti igény ösztönözte: a működéshez bemenő adat a talajok rugalmas alakváltozása a kis alakváltozások tartományában (Prakash, 1981).

A 60-as évektől kezdve új laboratóriumi vizsgálati módszerek születtek, amelyek kifejezetten a talajok ciklikus terhekre adott válaszával foglalkozott. A 60-as évek nagy földrengéseinek (1960 Chile, 1964 Niigata, 1964 Alaszka) vizsgálata során előtérbe került a talajok földrengés során mutatott viselkedésének vizsgálata. Az új laboratóriumi eszközökkel vizsgálni kezdték a földrengések során a támfalakra ható földnyomásokat, a gátak és töltések állékonyságát, a síkalapok ellenállását, valamint a talajok folyósodási ellenállását.

A földrengésre való tervezés árnyékában a kutatók gyakran átsiklottak a fölött a tény fölött, hogy a talaj ismétlődő terhelés esetén akkor is jelentős alakváltozásokat szenvedhet, ha pórusvíznyomás nem növekszik vagy a talaj nincs telítve (Wang, 2000).

Az utóbbi évtizedekben a növekvő közúti és vasúti forgalom, valamint a vasutak esetén a növekvő tervezési sebesség egyre nagyobb dinamikus igénybevételt fejt ki az alépítményekre. A német vasúti társaság, a DB Nezt AG a fenntartási költségek 70%-át a pályaszerkezetre fordítja (Stöcker, 2002). A hiányos geotechnikai ismeretanyag következményei a gyakoribb karbantartási munkák, a megnövekedett fenntartási költségek és a sebességkorlátozások. A

világban az elmúlt években történt szemléletváltás következtében a fosszilis energiahordozók egyre inkább háttérbe szorulnak, az off-shore és on-shore szélerőművek kiépítése Nyugat- és Északeurópában masszívan zajlik. A hatékonyság növeléséhez egyre magasabb tornyok, egyre nagyobb lapátok épülnek, melyek növelik az alapozásra jutó, egész élettartam alatt működő ismétlődő terheket (Zachert, 2015).

1.1 A téma aktualitása

A geotechnikai szerkezetek esetében a használhatósági határállapot teljesítése sokszor nehezebb feladat, mint a teherbírási követelmények kielégítése. A megbízható, hatékony és gazdaságos üzemeltetéshez is szükséges a szerkezetek alakváltozásainak minél pontosabb becslése, az altalaj ismétlődő vagy dinamikus hatásokra adott válasza, és a befolyásoló tényezők minél pontosabb megismerése.

A közúti közlekedés gazdaságra és társadalomra gyakorlolt hatása vitathatatlan. Magyarországon 2023-ban az áruszállítás közel 70%-a, a települések közötti közösségi személyszállítás közel fele közúton bonyolódott (KSH, 2024). A statisztikai adatokat elemezve összességében elmondható, hogy közútjaink minősége javuló tendenciát mutat a korábbi (KSH, 2013), ennek ellenére az autópályákat nem számítva az országos közúthálózat 44%-án továbbra is a burkolat állapota rossz minősítésű (5-ös besorolású) volt 2023-ban, és további 9% a nem megfelelő (4-es) kategóriába tartozott. A főhálózathoz tartozó infrastrukturális elemeken a burkolatállapot (ahogyan a pályaszerkezet teherbírása is) kedvezőbb, mint a mellékutakon. Az egyenetlenség osztályzatok az utak hullámosságát, nyomvályússágát minősítik. Ebből a szempontból a közúthálózat valamelyest kedvezőbb képet mutat, mint a felületépség tekintetében. Összesen 15 ezer kilométer szakaszon, az autópályák nélkül számított országos hálózat felén jónak vagy megfelelőnek minősültek az utak, ugyanakkor 32%-uk (10 ezer kilométer) a rossz, illetve a nem megfelelő kategóriákba tartozott. A baleseti szempontból kiemelten veszélyes, 17 mm-es vagy annál mélyebb nyomvályús szakaszok hossza közel 1.200 kilométer volt 2023-ban, ez a Magyar Közút kezelésében lévő teljes hálózat 4%-a (Magyar Közút, 2024).

A hajlékony pályaszerkezetek alatti talajok összenyomódásának vizsgálata igen elhanyagolt terület, mivel az útpályaszerkezet-méretezés jelenlegi gyakorlata nem foglalkozik alaposan ezzel a kérdéssel. A hazai gyakorlatban az a hozzáállás uralkodik, hogy amennyiben a kivitelezés során betartják az előírt minőségi és építési követelményeket, a földmű függőleges összenyomódása az útpályaszerkezet élettartamának szempontjából várhatóan nem jelent majd kritikus igénybevételt. A vizsgált téma időszerűségét erősíti a folyamatban lévő globális éghajlatváltozás, amely kikényszeríti, hogy a korábban jól működő empirikus összefüggéseket olyan tudományosan megalapozott modellekkel váltsuk fel, amelyek segítenek megérteni a megváltozott peremfeltételek hatásait az épített környezetre.

Ha kitekintünk a nemzetközi útügyi műszaki előírásokra, akkor az egyik legmodernebbnek tartott RDO (RDO -Asphalt 09, 2009) is viszonylag egyszerűen kezeli a nyomvályúsodást. Amennyiben a földmű tetején betartjuk az előírt megengedett függőleges feszültséget, akkor nem kell nyomvályúsodásból fakadó számottevő károsodással számolnunk. A nyomvályú mélységét ugyanakkor nem számszerüsíti, az élettartam alatti leromlást nem tudjuk

meghatározni (Zeißler, 2021). A belga CRR kutatóintézet (Verstraeten et al., 1982) a német előíráshoz hasonlóan a földmű tetején fellépő alakváltozás korlátozásával vizsgálja a nyomvályúsodásra való hajlandóságot, de nagyságát szintén nem adja meg. A hazai kutatók (Tóth and Primusz, 2020) által kifejlesztett mechanikus-empirikus méretezési eljárás is a CRR intézet képletét alkalmazza a nyomvályusodás vizsgálatára. Az ausztrál előírás (Austroads, 2019) a túlzott nyomvályú képződés nélküli megengedett egységtengely (8 t) áthaladást adja meg, amely a tervezési segédlet szerint az ausztrál környezeti viszonyokra a gyakorlatban jól bizonyított.

A szakirodalom továbbá nem egységes a nyomvályúk eredetével kapcsolatban sem. Egy nemrégiben készült szakirodalmi áttekintés szerint (Albayati, 2023)) a nyomvályúk kizárólag az aszfaltban keletkeznek, az alatta fevő szemcsés rétegek nem járulnak hozzá a maradó alakváltozásokhoz. Ennek megfelelően számos, a közelmúltban végzett kutatás az aszfalt reológiai tulajdonságiat igyekszik leírni (Gajári, 2019; Gajári et al., 2021), illetve az aszfaltkeverék nyomvályúsodással szembeni ellenállását igyekszik előtérbe helyezni (Aljbouri and Albayati, 2023; Bharath et al., 2023; Toth et al., 2024; Zhang et al., 2023). Ezzel szemben az AASHTO általi helyszíni vizsgálatok kimutatták, hogy a maradó alakváltozások 68%-a nem az aszfaltban, hanem az alatta lévő alap- és javítórétegben, valamint az altalajban keletkezik (Morris, 1973). Egy frisebb tanulmányban (White et al., 2002) hasonló eredményeket publikáltak. Ezek alapján a pályaszerkezetek nyomvályusodásának vizsgálatakor a kutatásoknak és a számítási módszernek az aszfalt mellett a talajokra is kellene koncentrálnia.

1.2 A kutatás célkitűzése

Közútjaink tehát kiemelt jelentőséggel bírnak, ugyanakkor rossz, sokszor balesetveszélyes állapotban vannak. A nemzetközi szakirodalomban a terhelésből kialakuló nyomvályúsodás (rutting) lehet aszfalt eredetű az elégtelen tömörítés vagy helytelen összetételű aszfaltkeverék miatt, illetve talaj eredetű, az ismétlődő terhelés következtében a talajban kialakuló halmozódó maradó alakváltozásokból. A hazai szakirodalom a nyomvályú alatt az aszfaltrétegekben kialakuló deformációkat érti, a talaj eredetű összenyomódásokat pályaszerkezeti süllyedésnek nevezi. Kutatásomban a talaj eredetű pályaszerkezeti deformációkkal, süllyedésekkel foglalkozom, az aszfaltrétegek nem kívánatos összenyomódása nincs figyelembe véve. Az aszfalt szilárdságának kimerüléséig megpróbálja a deformált talaj alakját felvenni, amelyből többlet húzófeszültségek ill. alakváltozások keletkeznek. Az alsó-szélsőszálban fárdási repedések alakulnak ki, melyek végül a burkolat idő előtti tönkremeneteléhez vezetnek.

Egy a közelmúltban megjelent irodalmi áttekintés szerint (Singh and Sahoo, 2021) jelenleg nincs olyan a általánosan elismert és széles körben ismert, validált és praktikus számítási eljárás, amely az útpályaszerkezetek alatti talajok hosszú távú viselkedését ciklikus terhelés esetén megfelelően leírja. Bizonyos módszerek (Werkmeister, 2003) kizárólag az alap- és javítórétegre fókuszálnak, így az aljatalj hatása nincs figyelembe véve. Más vizsgáltok (Uzan, 2004) igen ígéretesnek tűnnek, de az anyagállandók kalibrálása nincs leírva, így eltérő peremfeltételek mellett nem hasznosíthatóak. Bizonyos kutatások (Qi et al., 2022; Zhou et al., 2022) a pályaszerkezetek alatti talajok maradó alakváltozásait kúszás jellegű anyagmodellel és 3D-s végeselemes vizsgálat segítségével határozzák meg, ugyanakkor az anyagmodellt csupán

1.000 ismétlésszámú ciklikus triaxiális vizsgálattal kalibrálták. Ennek megfelelően az anyagmodell hitelessége megkérdőjeleződik a pályaszerkezetek esetén, ahol sokszor több (tíz-) milliós tengelyáthaladást szükséges vizsgálni.

Doktori kutatásom célkitűzései a következők voltak:

- Egy olyan univerzális, eltérő peremfeltételek mellett is működő számítási módszert létrehozni, amely segítségével a hajlékony pályaszerkezetek alatti szemcsés talajok ismétlődő forgalmi terhelésből kialakuló halmozódó maradó alakváltozásait meg lehet határozni.
- Leírni a kialakuló alakváltozások és pályaszerkezeti süllyedések térbeli és időbeli lefutását.
- Megállapítani a talajban az építési előterheltség miatt uralkodó feszültségi és alakváltozási viszonyokat.
- Vizsgálni az eltérő szemcsés altalaj típusok és forgalmi terhelési osztályok hatását a kialakuló alakváltozásokra, süllyedésekre.
- Tisztázni, hogy az egyes szerkezeti rétegek (alap- és javítóréteg, altalaj) milyen arányban járulnak hozzá a teljes pályaszerkezeti süllyedéshez.
- Vizsgálni egyéb peremfeltételek változásának hatását a kilakuló süllyedésekre, mint a hőmérséklet, tengelyterhelés, javítóréteg vastagsága és anyaga.
- Összevetni a hazai típus-pályaszerkezetek várható pályaszerkezeti süllyedését más nemzetek hasonló empirikus alapú típus-pályaszerkezeteinek süllyedésével.

Mivel a probléma egy interdiszciplináris határterület az utas, a geotechnikus és mechanikai-anyagmodellezési szakágak között, célom, hogy értekezésemmel további diszkussziót indítsak a szakágak szakértői, kutatói között, hogy egymás munkáját jobban megérthessük.

2 A TALAJ VISELKEDÉSÉNEK HOSSZÚ ÉS RÖVID TÁVÚ MODELLEZÉSE

2.1 A terhek hatásának időbelisége

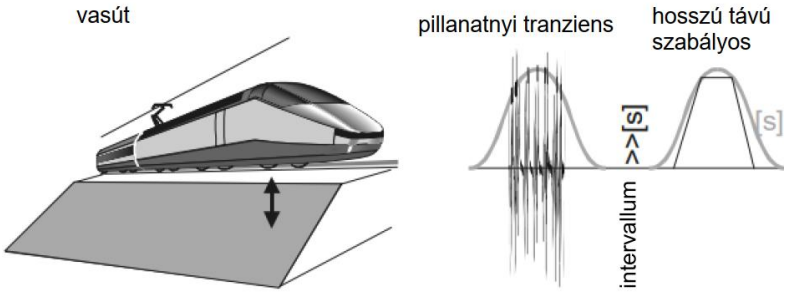
A szakirodalomban az időben változó terhelések megnevezése, definíciója nem egységes, szerzőnként, országonként eltérő. Ennek megfelelően fontosnak tartom, hogy a jelen tanulmányban alkalmazott terminus technicust definiáljuk. Az MSZ EN 1990 és 1991 szerint a szerkezeteket érő hatások időbeli változás szerint lehet állandó, esetleges vagy rendkívüli, míg jellege vagy a szerkezet válasza szerint statikus, kvázi-statikus vagy dinamikus. A ciklikus szó, mint terhelési típus nem szerepel a hatások besorolásánál.

A szabvány a statikus terhelés alatt olyan hatásokat ért, amely jobbára időben állandó, vagy csak olyan lassan változik, hogy nem okoznak jelentős szerkezeti gyorsulást, így nem lépnek fel többlet tehetetlenségi erők. Ide tartoznak az önsúly, illetve a hasznos és meteorológiai terhek döntő hányada. A dinamikus hatások az időben hirtelen változnak, így a szerkezetben vagy annak egy részében jelentős gyorsulások lépnek fel, amelyekből többlet tehetetlenségi erő keletkezik, melyet a számítás során figyelembe kell venni.

A Német Geotechnikai Társaság (DGGT, 2018) alapján ciklikus terhelés alatt olyan rendszerességgel visszatérő, ismétlődő terhelést értünk, amelyek sebessége miatt még nem lépnek fel tehetetlenségi erők. Egyes szerzők szerint (Gotschol, 2002) kb. 10 Hz az a határ, amely fölött a tehetetlenségi erőket már nem lehet elhanyagolni. Más szerzők szerint (Wichtmann, 2005) nem csak a frenvenciát, hanem az amplitúdót is figyelembe kell venni. A szerző példaként hívja fel a figyelmet arra, hogy harmonikus gerjesztés esetén a feladat kvázi statikusnak tekinthető, amennyiben igaz, hogy $u^{ampl}\omega^2 \ll g$. Wichtmann ugyanakkor megjegyzi, hogy az amplitúdó hatását gyakran elhanyagolják, és dinamikus terhelés határát ökölszabály szerűen 5 Hz-ben határozzák meg. Más vizsgálatok (Shenton, 1978) egészen 30 Hz-ig nem mutattak ki változást a maradó alakváltozásban és merevségben.

A viselkedés modellezésének módszertana alapvetően függ vizsgálati időintervallum hosszától. Rövid távon például egy vonatszerelvény vagy gépjármű elhaladása során a talajt lényegében néhány másodperces, vagy a másodperc törtrészéig tartó tranziens terhelés éri. Ebben az időtartományban a rendszert gyakorlatilag rugalmasnak tekinthetjük, mivel a képlékeny alakváltozások aránya lényegében elenyésző, a talajszerkezetben létrejövő változások elhanyagolhatóak. Ez a pillanatnyi viselkedés dinamikus, mert figyelembe kell venni az egyes elemek tömegét, gyorsulását, csillapítását.

Bár rövid távon a maradó alakváltozások elhanyagolhatóak, a terhelés-tehermentesítés-újraterhelés ciklusok idővel észlelhető változást idéznek elő a szemcsevázban, ezáltal megváltoznak a merevségi és szilárdsági tulajdonságok. A szerkezeti változások elemi szinten következnek be (szemcsék összenyomódása, elfordulása, elcsúszása, törése vagy az élek kopása, lemorzsolódása) és így első benyomásra jelentéktelennek tűnhetnek, a nagy számú ismétlés azonban makroszinten is alakváltozásokat okoz. A szakirodalom alapján (Lukkezen, 2016; Meißner, 2014) a rugalmas alakváltozás a szemcseváz összenyomódásából keletkezik, amely során a mátrix gyakorlatilag változatlan marad a tehermentesítés után. Nagyobb igénybevétel esetén a talajszemcsék elcsúsznak, elfordulnak egymáson, kettétörnek, esetleg a szemcsék élei lemorzsolódnak. Ebben az esetben a szemcseváz egy új egyensúlyi helyzetet vesz fel, és tehermentesítés után nem tud és nem fog visszatérni eredeti helyzetébe.



2.1 ábra: Terhelés rövid és hosszú távú modellezése (Stöcker, 2002)

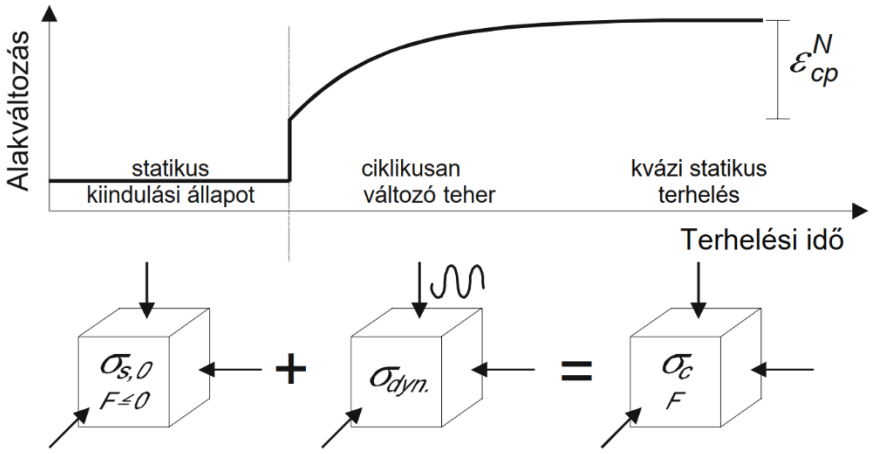
E lassan bekövetkező változás, a maradó alakváltozás meghatározása áll a hosszú távú vizsgálat fókuszában. E nagyobb időléptékben a pillanatnyi viselkedés és a talaj-szerkezet dinamikus kölcsönhatása lényegtelen, hiszen a maradó alakváltozások számottevően nagyobbak a rugalmas alakváltozásoknál. Hosszú távon a szokszor szabálytalan tranziens terheléseket ciklikus (szinuszos) terhelésre egyszerűsítjük és a rendszert kvávi statikusnak tekintjük, lásd 2.1. ábra.

2.2 Modellezés implicit módszerei

Implicit módszerek esetén az egyes ciklusokat a feszültség-alakváltozás növekményeken ($\dot{\sigma} - \dot{\varepsilon}$) alapuló anyagmodell segítségével közvetlenül számítjuk és a maradó alakváltozás kvázi a számítás „melléktermékeként" adódik. A geotechnikai gyakorlatban szokványos talajmodellek (például HS-Small) nem alkalmasak a talaj hiszterézis viselkedésének leírására, mivel újraterhelés esetén nem alakulnak ki képlékeny alakváltozások. A ciklikus terhelés leírására szóba jöhet többek között a Bounding Surface Modell (Dafalias and Popov, 1975), a kis alakváltozásokkal kiegészített (with intergranular strain) hypoplasztikus modell (Niemunis and Herle, 1997) vagy a ciklikus-viszkoplasztikus modell (Gotschol, 2002). Az implicit módszerek előnye, hogy teljes értékű elméleti mechanikai alapokkal rendelkeznek, hátrányuk viszont éppen a sokszor nehézkesen érthető elméleti háttér, a körülményes vagy nem dokumentált kalibrálás és a gyakorlatban nem kezelhető számítási igény. A legnagyobb hátrányuk ugyanakkor, hogy minden egyes terhelési ciklussal halmozzuk és továbbvisszük az anyagmodell és a számítási (integrálási) hibákat, emiatt legfejlebb N < 50 ciklus esetén használhatóak megbízhatóan (Niemunis, 2003).

2.3 Modellezés explicit módszerei

A fenti okok miatt hosszan tartó ciklikus terhelés esetén az explicit megoldási módszerek kerülnek előtérbe. Ahelyett, hogy az alakváltozás trajektóriát minden egyes terhelési lépcsőben és minden ciklusban kiszámítjuk, a halmozódó maradó alakváltozást ε^{acc} pszeudo-időben számítjuk ki. Az eljárás a talajok kúszásához és a viszkoplasztikus modellekhez hasonlatos, de a fizikai t idő helyett a ciklusok számát N használjuk. Az explicit képleteknek köszönhetően nagy számú ciklusok a hibák halmozása nélkül számíthatóak (Lukkezen, 2016). Az explicit módszerek empirikus jellegűek, mivel a laboratóriumban megfigyelt tulajdonságokat írjuk le matematikai képletekkel. A 2.2 ábra vázolja az explicit számítási mód lényegét.



2.2 ábra: Maradó alakváltozások meghatározásának explicit szemléletmódja (Stöcker, 2002)

Az explicit modellek legegyszerűbb képviselői az olyan teljes mértékben megfigyelésen (például 1g modellkísérleten) alapuló eljárások, amelyen egy adott specifikus mérnöki problémára (például kör pontalap ciklikus terhelése (Holzlöhner, 1978), cölöp függőleges vagy vízszintes ismétlődő terhelése (Hettler, 2000)) adnak zárt alakban megoldást. Hátrányuk, hogy

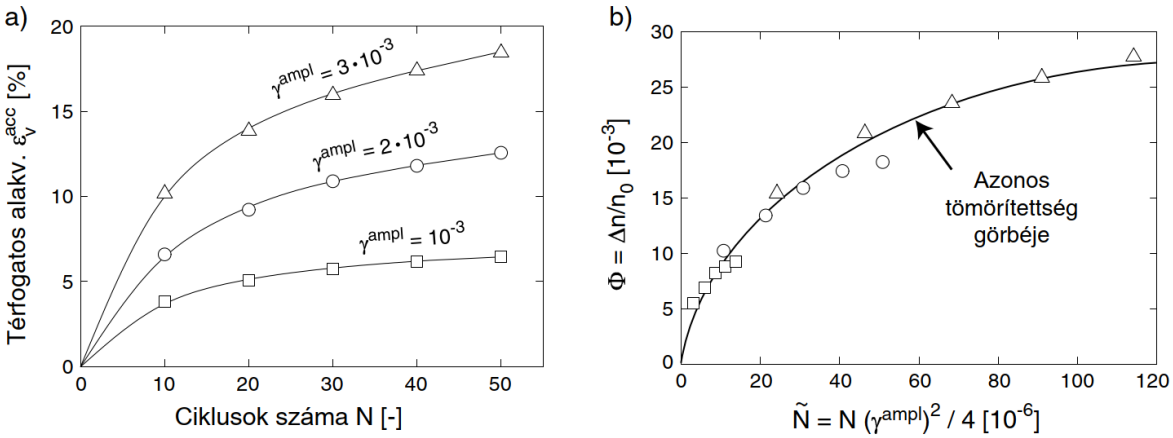
elméleti alapjuk nincs, felhasználás szempontjából korlátoltak, a modell kalibrálása az adott peremfeltételek mellett történt, így csak azonos peremfeltételek mellett lehet őket újra alkalmazni.

Az explicit modellek másik csoportja, melyek a maradó alakváltozást laborvizsgálati eredmények alapján írják le. A különbség, hogy ezen módszerek esetén magát az anyagot és nem a rendszert modellezzük, így adaptívabbak, a megoldható problémák köre szélesebb. Pasten és társai (Pasten et al., 2014) az explicit modelleket három csoportba osztotta:

- Modellek, amelyek a halmozódó alakváltozásnak csak egy részét (térfogatos vagy deviátoros) határozzák meg az első ciklus során számított alakváltozás, a terheléstörténet, a statikus feszültségállapot és a kezdeti tömörség alapján. Ilyen modellek például: (Diyaljee and Raymond, 1982; Lentz and Baladi, 1981; Sawicki, 1987)
- Modellek, amelyek a halmozódó alakváltozásnak csak egy részét határozzák meg a ciklusok számának egy referencia értékével, a statikus feszültségállapottal és a statikus nyírószilárdsággal (Lekarp and Dawson, 1998).
- Modellek, amelyek a teljes alakváltozást (térfogatos és deviátoros) meghatározzák a ciklusok számával, a terhelés intenzitásával valamint a feszültségállapot és a kezdeti tömörség segítségével. Ilyen modellek például: (François et al., 2009; Niemunis et al., 2005; Suiker and De Borst, 2003).

A harmadik csoportba tartozó modellek tekinthetők a legfejlettebbnek, amelyek valós mechanikai hátterük miatt akár végeselemes programokba is beültethetőek. A fenti modellek közül a legfontosabbakat röviden részletezem.

Sawicki finom homok talajokat vizsgált ciklikus nyíróberendezés segítségével, változó ciklikus nyírási amplitúdóval γ^{ampl}. Amennyiben a térfogatos nyírási alakváltozást ε_v^{acc} vagy más néven Sawicki által definiált tömörödést ($\Phi = \frac{\Delta n}{n_0}, ahol\ n\ a\ pórustérfogat$) a $\widetilde{N} = \frac{1}{4}N(\gamma^{ampl})^2$ függvényében ábrázoljuk, úgy a mért $\Phi(\widetilde{N})$ értékek egy görbére esnek, melyet azonos tömörítettség görbéjének neveztek el lásd 2.3 ábra. A görbét a (2.1) egyenlet segítségével közelíthetjük, ahol C_1 és C_2 anyagi konstansok.

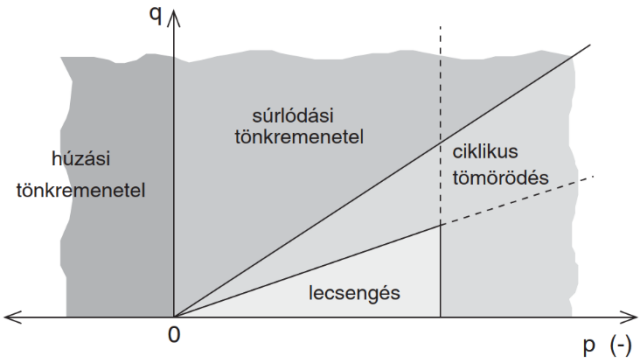


2.3 ábra: a) ε_v^{acc} (*N*) b) $\Phi(\widetilde{N})$ különböző nyírási alakváltozási ampltúdókkal (Sawicki, 1987)

$$\Phi\,(\widetilde{N}) \;=\; C_1 ln(1 + C_2\widetilde{N}) \tag{2.1}$$

A modell egyszerű, inkább történeti mint gyakorlati jelentősége van. Hibája, hogy kizárólag a térfogatos alakváltozást tudja figyelembe venni, valamint elhanyagolja az átlagos feszültség hatását, ill. a tömörödés következtében létrejött merevebb viselkedést. Ugyanakkor helyesen állapítja meg az összefüggést az alakváltozási amplitúdó és a várható tömörödés között.

(Suiker and De Borst, 2003) vasúti pályák ciklikus terhelésére készített modellt. A vasúti pályák alépítménye szemcsés, rétegzett talajokra épül, amelyek az ismétlődő terhelésből következő süllyedésre érzékenyek. Modelljük a teljes halmozódó képlékeny alakváltozást számítja, mely egy térfogatos és egy deviátoros részből áll. A halmozódó alakváltozás leginkább a csúcs feszültségállapottól függ, amely a statikus feszültség (talaj önsúlya) és a forgalmi teherből jövő ciklikus csúcs feszültség szuperpozíciója. Modelljük négy feszültségtartományt definiál és megkülönbözteti a rugalmas tartományt a képlékeny halmozódó alakváltozás tartományától: lecsengés, ciklikus tömörödés, súrlódási tönkremenetel és húzási tönkremenetel, lásd 2.4 ábra. Amennyiben a feszültségállapot a lecsengés tartományban található, úgy csak rugalmas alakváltozások keletkeznek, és egy nyomásfüggő rugalmas merevségi tenzor írja le a talaj viselkedését. Egy Drucker-Prager féle folyási kúp jelenti a határt a rugalmas és képlékeny tartományok között. Amennyiben a feszültségállapot belép a ciklikus tömörödés tartományába, a maradó alakváltozásokat meghatározzuk. Ennek hatására a folyási felület eltolódik, így idővel a változatlan feszültségállapot ismét belép a rugalmas tartományba, melynek következtében a halmozódó alakváltozások lecsengenek. Amennyiben a feszültségállapot a nyírási vagy húzási tartományba lép, az alakváltozásokat a statikus tönkremenetel alapján határozzák meg. A modell hátránya, hogy számos modellparamétert kell meghatározni laboratóriumi vizsgálatokkal vagy mérnöki megítélés alapján. A szerzők továbbá nem különösebben dokumentálták, hogy ezen paramétereket hogyan kalibráljuk, ezért gyakorlati hasznosíthatósága jelentéktelen.

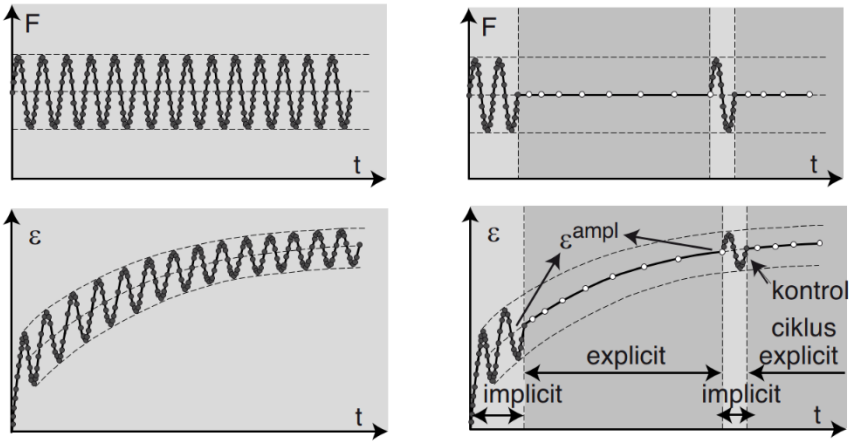


2.4 ábra: Négy feszültség tartomány (Suiker and De Borst, 2003) alapján (q - deviátor feszültség, p - átlagos normálfeszültség)

A High-Cycle Accumulation (HCA) modell, vagy bochumi akkumulácós modell melyet (Niemunis et al., 2005) publikáltak és Wichtmann doktori disszertációjának (Wichtmann, 2005) számos modellkísérletével verifikáltak tekinthető a legfejlettebb, legmegbízhatóbb és legjobban dokumentált modellnek. A HCA modellt homok talajok alacsony intenzitású ($\varepsilon^{ampl} < 3 \cdot 10^{-3}$), hosszan tartó terhelésére (akár 2 millió ciklus) fejlesztették. Megbízhatóságát több száz ciklikus triaxiális laborvizsgálattal kalibrálták a szerzők, kiemelendő Wichtmann

munkássága (Wichtmann, 2005; Wichtmann et al., 2014, 2010a, 2010b, 2007, 2006a; Wichtmann and Triantafyllidis, 2016). Mivel saját vizsgálataimban is a HCA-modellt alkalmaztam, ezért ezt még részletesebben bemutatom a 0. fejezetben. Itt a teljesség kedvéért egy rövid ismertetőt tartok róla.

A HCA-modell alapgondolata, hogy kombinálja az implicit, növekményen $(\dot{\sigma} - \dot{\varepsilon})$ alapuló fejlett anyagmodelleket és az explicit ciklusszám – maradó alakváltozás modelljét $(N - \varepsilon)$. A HCA modell végeredményként a halmozódó maradó alakváltozást $\boldsymbol{\varepsilon}^{acc}$ mint vektormenyiséget adja meg N-számú konstans feszültségamplitúdójú ciklikus terhelés hatására. Bemenő paraméterként szükségünk van a talaj állapotjellemzőire, mint a hézagtényező, az átlagos normálfeszültség, a feszültségállapot és a ciklikus alakváltozási amplitúdó (ε^{ampl}). Ez utóbbit egy hagyományos anyagmodell segítségével számítjuk ki implicit módon úgy, hogy közben a ciklikus feszültséget lépcsőzetesen felvisszük, és az alakváltozási amplitúdó mint kvázi melléktermék adódik. Ezek után az alakváltozási amplitúdó, mint bemenő adat segítségével meghatározzuk az explicit modellel a maradó alakváltozást az N-számú konstans feszültségamplitúdójú terhelésre. A tisztán implicit és a HCA-modell vegyes szemléletmódját ábrázolja a 2.5 ábra, ahol F a terhelést, t az időt, ε pedig az alakváltozást jelöli.



2.5 ábra: A tisztán implicit és a HCA-modell vegyes szemléletmódja (Wichtmann, 2016)

A modell lehetőséget nyújt arra, hogy az explicit szakaszokat megszakítsuk, és az alakváltozási amplitúdót a megváltozott állapotjellemzőkkel (például merevebb viselkedés a tömörödés következtében) újra kiszámítsuk. A modell érzékeny az ε^{ampl} bemenő adatra, ezért fontos, hogy ezt lehetőleg minél pontosabban, körültekintően számítsuk ki. A szakirodalomban általában (Wichtmann, 2005) a hypoplasztikus anyagmodellt a kis alakváltozásokkal kiegészítve alkalmazzák az implicit számítási résznél. (Zachert, 2015) disszertációjában ezen felül egy a (Triantafyllidis et al., 2011) bemutatott izotrop rugalmas anyagmodellt is alkalmazott. Zachert disszertációjában megjegyzi, hogy alapvetően bármilyen anyagmodellel meghatározható az ε^{ampl} , törekedni kell azonban a (rugalmas) alakváltozások minél pontosabb leírására, ezért az alkalmazott anyagmodell vegye figyelembe a merevség tömörségtől, átlagos normálfeszültségtől és a kis alakváltozásoktól függő nemlinearitását.

3 SZEMCSÉS TALAJOK VISELKEDÉSE RÖVID TÁVON

A szemcsés talajok pillanatnyi, egy cikluson belüli válaszreakciója tehát eszenciális jelentőségű, hogy megfelelően pontos bemenő adatot biztosítsunk a HCA-modell explicit számítási részéhez. A rövid távú vizsgálat fókuszában a talaj rugalmas (hiszen a képlékeny alakváltozások egy cikluson belül elhanyagolhatóak) válaszreakciója és azt leginkább jellemző merevség leírása áll. A merevséget a rendszer szintű terhelési és egyéb peremfeltételek valamint a talaj makro-talajmechanikai és mikro-ásványtani tulajdonságai befolyásolják (Gotschol, 2002). (Hardin and Black, 1966) alapján a merevséget befolyásoló főbb tényezők a (3.1) képlet segítségével írhatóak le. Az alkalmazott rövidítések a C) függelékben találhatóak.

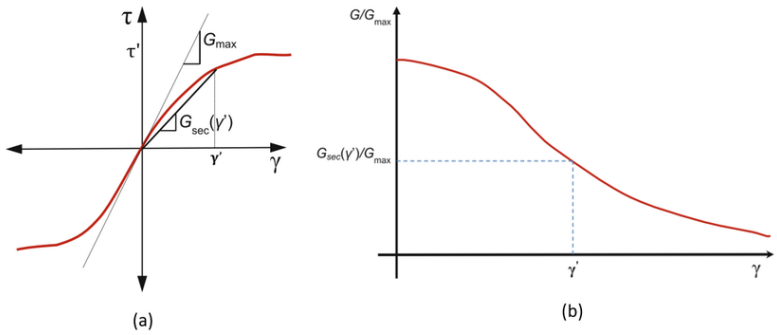
$$\mathrm{G} = f(\sigma_{oct}, e, H, S_R, \tau_{oct}, C, A, f_v, t, \upsilon, T) \tag{3.1}$$

Bizonyos tényezők minden esetben szerepet játszanak, mások a megoldandó probléma függvényében lehetnek jelentősek vagy elhanyagolhatóak. A talajmechanikai és ásványtani tulajdonságok alatt például a szemcsék alakját, érdességét és a porozitást értjük. Például egy részben telített közepes homoknál drénezett körülmények között a telítettségnek nincs számottevő hatása, drénezetlen viszonyoknál viszont akár részleges talajfolyósodás is felléphet. A fejezet további részében a szemcsés talajok legfontosabb merevségi tényezőit mutatom be a vizsgált útépítési probléma esetén.

3.1 Az átlagos normálfeszültség és tömörség hatása

Ha egy talajmintát megterhelünk, majd ábrázoljuk a kialakuló nyírófeszültségeket a szögtorzulás függvényében, akkor a 3.1 ábrához hasonló összefüggést kapunk. A minta egyre inkább el fog térni a lineárisan rugalmas viselkedéstől, és egyre lágyabban fog viselkedni. A talaj merevségének jellemzésére ekkor három nyírási modulust tudunk bevezetni. Amennyiben a terhelés kezdetének pillanatában érintőt húzunk a feszültség-alakváltozás függvényhez, úgy a kiindulási, maximális nyírási modulust, G_{max}-ot kapjuk meg. Amennyiben a görbe egy adott pontjához érintőt húzunk, úgy az érintő meredeksége a pillanatnyi, tangenciális nyírási modulust, G_{tan}-t fogja megadni. A teljes terhelési ciklus átlagos merevségét jellemzi a szelő modulus, G_{sec}, amely az origóból az adott ciklus végpontjába ($\tau_c - \gamma_c$) húzható érintő meredekségével fog megegyezni.

Ha megfigyeljük a 3.1. ábrát, látható, hogy a G_{sec} és G_{tan} értéke nem állandó, hiszen az alakváltozás növekedésével értékük csökkenni fog. Ezzel szemben a G_{max} adott típusú, terhelésű és állapotú talaj esetén állandó a nagyon kicsi alakváltozások tartományában.



3.1 ábra a) A nemlineáris merevség az alakváltozás növekedésével, b) A leromlási görbe (Kramer, 1996)

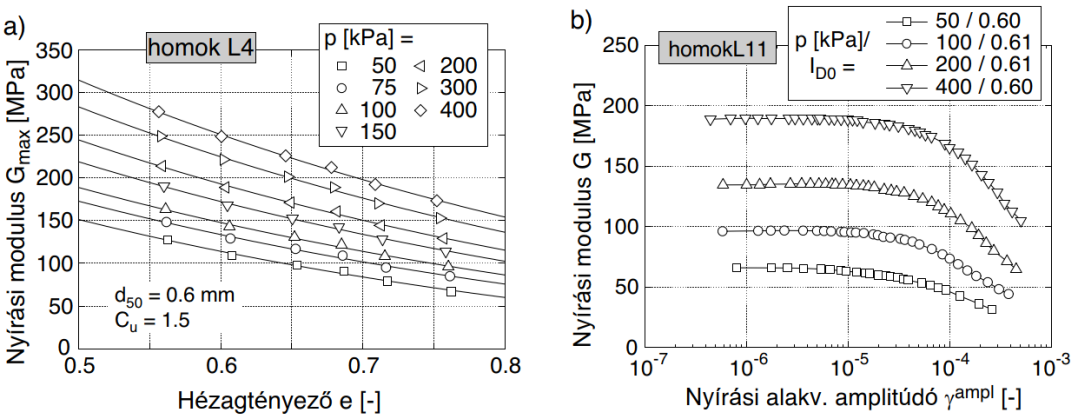
A G_{max}-ot leíró képletek általában (Hardin and Black, 1966) megfigyelésein alapszanak, ahol A_G anyagállandó, a_G a tömörség hatását kifejező paraméter, e a hézagtényező, n_G a merevség feszültségfüggő tulajdonságát kifejező hányados, p az átlagos normálfeszültség, míg p_{atm} a légköri nyomás:

$$G_{max} = A_G \frac{(a_G - e)^2}{1 + e} \left(\frac{p}{p_{atm}}\right)^{n_G} p_{atm} \tag{3.2}$$

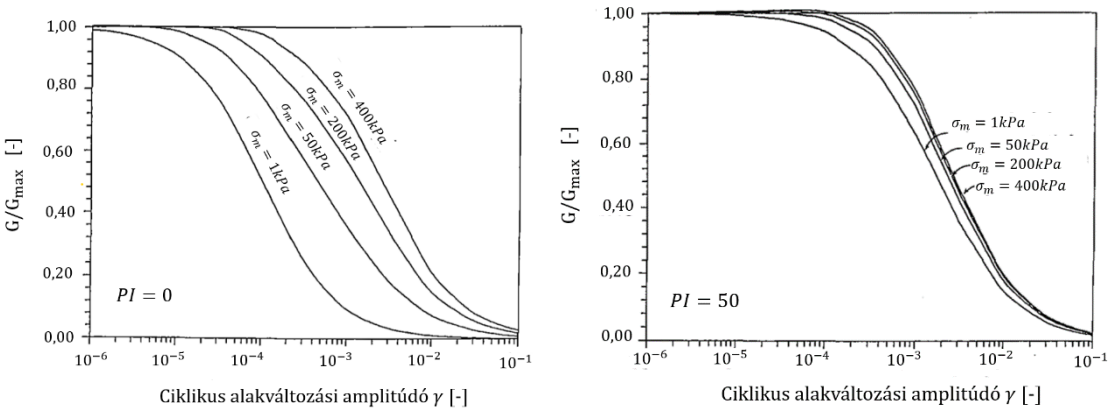
A szakirodalomban a leromlási görbe helyett általában a húrmodulust adják meg, amely a maximális nyírómerevség és a nyírási alakváltozás függvényeként $F(\gamma^{ampl})$ írható le.

$$G = G_{max}\, F(\gamma^{ampl}) \tag{3.3}$$

A (3.2) képletből kiolvasható, hogy a maximális nyírómerevséget a nyomás, precízebben az átlagos normálfeszültség, a tömörség és a talajra jellemző állandók befolyásolják. Szemcsés talajok esetén az átlagos normálfeszültség hatása jelentős, és a merevségre kedvező hatása van. A növekvő nyomással a talajszemcsék jobban egymáshoz vannak préselve, így merevebb viselkedést tapasztalunk (3.2 ábra). A 3.2 ábrán megfigyelhető továbbá a hézagtényező, ill. tömörség jelentősége. Minél kisebb a hézagtényező, minél tömörebb a talaj, a talajszemcsék annál szorosabban helyezkednek el egymás mellett, így az egyes talajszemcséknek kevesebb hely jut kitérniük a terhelés elől, emiatt merevebb viselkedést tapasztalunk.



3.2 ábra: Kísérleti eredmények a) növekvő G_{max} a növekvő átlagos normálfeszültséggel, ill. csökkenő G_{max} a növekvő hézagtényezővel b) A merevség leromlása növekvő γ^{ampl} -val (Wichtmann, 2016)



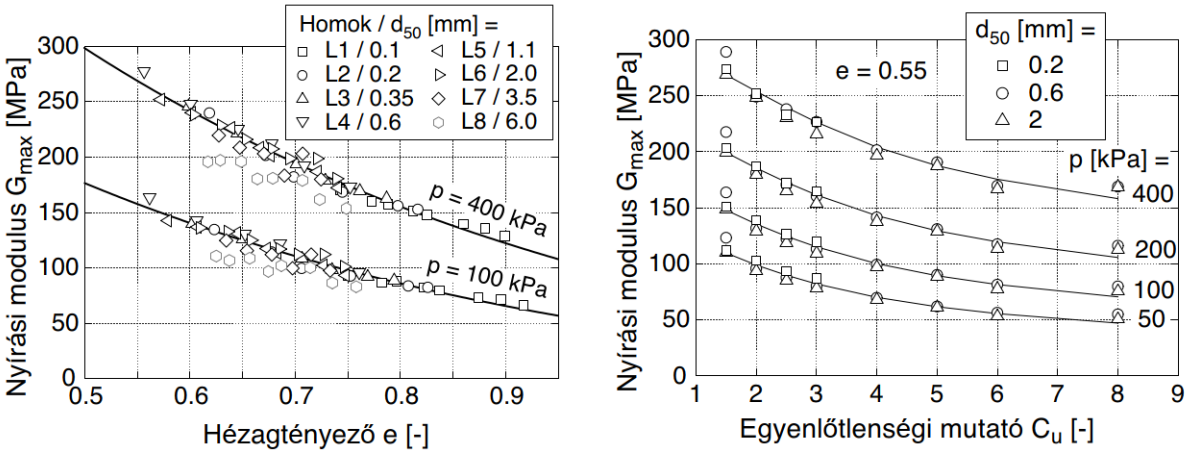
3.3 ábra: Az átlagos normálfeszültség hatása a leromlásra a) szemcsés b) kohéziós talajok esetén (Ishibashi, 1992)

Amint azt a 3.2 és 3.3 ábrán láthatjuk a növekvő nyomás kitolja a maximális merevségű tartományt szemcsés talajok esetén, így nagyobb alakváltozási tartományban számíthatunk a maximális merevséggel. Kohéziós talajok esetén a nyomásnak nincs jelentős hatása a leromlásra.

3.2 Szemeloszlás hatása a G_{max}-ra

Wichtmann habilitációjában megjegyzi, hogy a szakirodalomban a talajt leíró A_G, a_G és n_G paraméterek inkább meredek szemeloszlású talajokra adnak ajánlásokat. A jól graduált talajok esetén G_{max}-ot szignifikánsan túlbecsülhetjük ily módon (Wichtmann and Triantafyllidis, 2009). Hasonlóképpen a legtöbb empirikus képlet alulbecsli a talajok leromlását jól graduált homokok esetén (Wichtmann and Triantafyllidis, 2013). A szakirodalmi ellentmondások miatt Wichtmann és Triantafyllidis resonant column (RC) vizsgálatokat végzett, hogy jobban megismerjék a szemeloszlás G_{max} és F(γ^{ampl})-ra gyakorolt hatását. Összesen cca. 650 RC-vizsgálat készült 65 különböző szemeloszlású finomrész nélküli kvarc-homok talajon, subgranuláris szemcsealakkal (Wichtmann and Triantafyllidis, 2013, 2009). A szemeloszlást a mértékadó szemcseátmérővel d_{50} és az egyenlőtlenségi mutatóval C_U jellemezték. Az eszközt ellátták továbbá P-hullám mérő berendezéssel, hogy a maximális gátolt alakváltozást, és így a G_{max}/M_{max} arányából számítható Poisson tényezőt is meghatározhassák. A mintabekészítés nagy precízióval, szárazon szórásos módszerrel készült.

A vizsgálati eredmények alapján a várható maximális merevség jobbára független a mértékadó szemcseátmérőtől, de csökken az egyenlőtlenségi mutató növekedésével változatlan hézagtényező mellett (3.4 ábra). Ennek oka, hogy a magasabb egyenlőtlenségi mutató egy elméletileg tömörebb állapot létrehozását teszi lehetővé. A vizsgálatok során viszont a hézagtényező változatlan maradt, így ez az abszolút mérőszám egy sokkal lazább relatív tömörséget jelent a jobban graduált homokok esetén, mint a meredek szemeloszlású társaikénál.



3.4 ábra: A szemeloszlás (d_{50} és C_u) hatása a maximális nyírási merevségre (Wichtmann and Triantafyllidis, 2009)

A (3.2) egyenletben található paraméterek meghatározására (Wichtmann and Triantafyllidis, 2009) a (3.4)(3.4) - (3.6) összefüggéseket javasolta.

$$a_G = 1{,}94\, e^{-0{,}066 C_u} \tag{3.4}$$

$$n_G = 0{,}40\, {C_U}^{0{,}18} \tag{3.5}$$

$$A_G = 1.563 + 3.13\, {C_U}^{2{,}98} \tag{3.6}$$

A maximális összenyomódási modulusra (M_{max}) vonatkozó vizsgálatok (Wichtmann and Triantafyllidis, 2010) hasonló eredményeket mutattak, mint a G_{max} esetén. M_{max} értéke független d_{50}-től és csökken a növekvő C_U-val. A maximális összenyomódási modulust a Wichtmann és Triantafyllidis ajánlása alapján a (3.7) - (3.10) képletekkel számíthatjuk, ahol A_M az összenyomódási modulusra vonatkozó anyagállandó, a_M a tömörség hatását kifejező paraméter, e a hézagtényező, n_M az összenyomódási modulus feszültségfüggő tulajdonságát kifejező hányados:

$$M_{max} = A_M \frac{(a_M - e)^2}{1 + e} \left(\frac{p}{p_{atm}}\right)^{n_M} p_{atm} \tag{3.7}$$

$$a_M = 2{,}16\, e^{-0{,}055 C_U} \tag{3.8}$$

$$n_M = 0{,}344\, {C_U}^{0{,}126} \tag{3.9}$$

$$A_M = 3.655 + 26{,}7\, {C_U}^{2{,}42} \tag{3.10}$$

Az M_{max} és G_{max} ismeretében a Poisson tényezőt az ismert mechanikai összefüggések segítségével határozzuk meg, majd ebből származtathatjuk a rugalmassági modulust is.

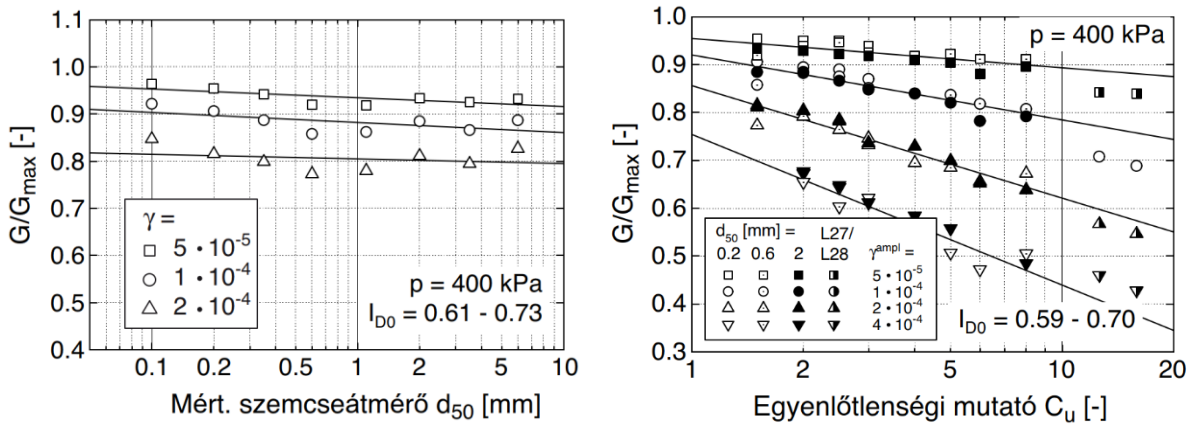
$$\upsilon = (0{,}5 - \frac{G}{M})/(1 - \frac{G}{M}) \tag{3.11}$$

3.3 Szemeloszlás hatása a leromlási görbére

Bár a leromlási görbék grafikus megadása, mint például (Ishibashi, 1992) hasznos a tendenciák megértése szempontjából, a gyakorlati hasznosításuk nehézkes, ezért a számításokban inkább zárt matematikai összefüggésekre van szükség. A gyakorlatban leggyakrabban alkalmazott normalizált leromlási görbe egy hiperbolikus (Hardin and Drnevich, 1972) vagy kitevővel módosított hiperbolikus ((3.12) (Darendeli, 2001) összefüggést követ.

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^a} \tag{3.12}$$

Wichtmannék szemeloszlásra vonatkozó vizsgálatai (Wichtmann and Triantafyllidis, 2013) azt mutatták, hogy a G_{max}-hoz hasonlóan a leromlási görbe F(γ^{ampl}) a d_{50}-től független és növekvő C_U-val fokozatosan csökken, lásd 3.5 ábra.



3.5 ábra: a) d_{50} hatása a F(γ^{ampl})-ra b) C_U hatása F(γ^{ampl})-ra. (Wichtmann and Triantafyllidis, 2013)

A kísérleti eredményeik tapasztalatait a (3.13) és (3.14) zárt képletekkel tudjuk megadni, ahol k= 0,4, a = 1,03, és γ_{ref} az 50%-os leromláshoz tartozó alakváltozás.

$$\gamma_{ref} = \gamma_{ref1}\left(\frac{p'}{p_{atm}}\right)^{k} \tag{3.13}$$

$$\gamma_{ref1} = 6{,}52 \cdot 10^{-4} \cdot e^{-0{,}59\, ln(c_u)} \tag{3.14}$$

A közepes és nagy alakváltozási tartományban a merevség oly mértékben leromlik, hogy a számított érintő merevség G_{tan} kisebb lenne, mint az újraterhelési G_{ur} merevségi modulus. Mivel ez fizikailag nem lehetséges, ezért a számításokban a HS-Small anyagmodellhez hasonlóan be kell vezetni egy határ alakváltozást, amely alatt már nem a leromlási görbével, hanem egy konstans (bár továbbra is nyomás és tömörség függő), alakváltozástól független újraterhelési modulussal számolunk.

$$E_{ur} = E_{ref} \cdot \left(\frac{p}{p_{ref}}\right)^{0{,}5} \cdot \frac{\frac{(a_G - e)^2}{1+e}}{\frac{(a_G - e_{ref})^2}{1+e_{ref}}} \tag{3.15}$$

3.4 Merevség zúzottkő és javítóréteg esetén

A 3.2 és 3.3 fejezetben bemutatott merevségeket az altalaj leírására használjuk. A hidraulikus kötőanyag nélküli szemcsés alaprétegek esetén a mérnöki gyakorlatban sokkal inkább a reziliens modulus M_R használata terjedt el, amely gyakorlatilag a rugalmassági modulussal egyenértékű (Gotschol, 2002). A reziliens modulus általánosságban a deviátorfeszültség és a rugalmas alakváltozás arányát jelöli, így tehát az anyag merevségét és nem a szilárdságát adja meg. A reziliens modulus leginkább olyan terhelési körülmények között írja le a talajt, amelyek nem okozzák a pályaszerkezet tönkremenetelét (Back et al., 2019; Back and Szendefy, 2017). A legegyszerűbb lineárisan rugalmas *E-v* típusú anyagmodellek nem veszik figyelembe azt a tényt, hogy a merevség függ az oldalirányú nyomás mértékétől is. Azt a viselkedést pontosabban leírandó, a reziliens modulus oldalirányú megtámasztástól való függését a *k-Θ* típusú modellekkel határozzuk meg. A legegyszerűbb ilyen összefüggés az M_R meghatározására (AASHTO, 2002) egy nemlineárisan rugalmas anyagmodell (3.16):

$$M_R = k_1 \theta^{k_2} \tag{3.16}$$

A (3.16) egyenletben a „Θ” a főfeszültségek összege ($\Theta=\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$), így az uralkodó feszültségviszonyokat és részben az oldalirányú megtámasztást jellemzi. A 3.1. táblázat a k_1 és k_2 tényezők tipikus tartományait mutatja be.

3.1. táblázat: Ajánlások k_1 és k_2-re (AASHTO, 2002), 5-30. táblázat alapján.

Réteg	k_1 (psi)	k_1 (MPa)	k_2 (-)
szemcsés alapréteg	3000 – 8000	20,6 – 55,2	0,5 – 0,7
szemcsés javítóréteg	2500 – 7000	17,2 – 48,3	0,4 – 0,6

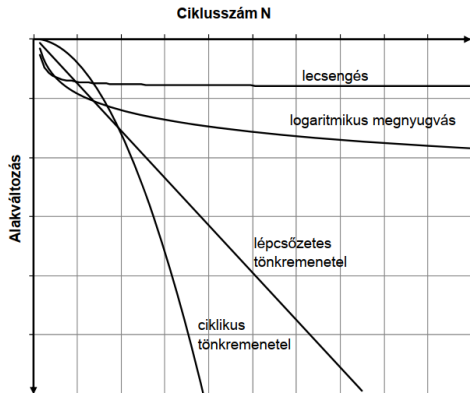
Laborvizsgálatok híján a konkrét *k*-értéket mérnöki érzékkel a drénezettségi viszonyok és anyagjellemzők alapján kell meghatározni, emiatt a *k-Θ* eljárás nem tekinthetőek a legmegbízhatóbb modellnek.

4 SZEMCSÉS TALAJOK VISELKEDÉSE HOSSZÚ TÁVON

A hosszú távú viselkedés fókuszában a maradó alakváltozások és a ciklikus terheléssel kialakuló állapotjellemzők (például tömörség) változásának meghatározása áll. A hosszú távú viselkedésben szintén a (3.1) egyenletben található tényezők játszanak szerepet. Homok talajok esetén a maradó alakváltozásokat befolyásoló főbb tényezőkről ad szakirodalmi áttekintést a Vámos és Szendefy munkája (Vámos and Szendefy, 2015b).

4.1 Ciklusok száma

Ciklikus terhelésnek kitett talajok esetén négy fő lehetséges kimenetelt definiálhatunk (Meißner, 2014) a 4.1 ábra alapján. A „lecsengés” esetében a kezdetben halmozódó képlékeny alakváltozások hamar jelentéktelenné válnak, majd a talaj a további ciklusokra képlékeny alakváltozás növekmény nélkül tisztán rugalmasan viselkedik (Alonso-Marroquín et al., 2004). A logaritmikus lecsengés esetén a képlékeny alakváltozásnövekmény fokozatosan csökken, de sosem szűnik meg teljesen. Szemi-logaritmikus léptékben gyakran egy egyenest kapunk (Vámos and Szendefy, 2014), amelyek a ciklusok számának növekedésével akár ismét növekedésnek indulhat (Wichtmann, 2005). A lépcsőzetes tönkremenetel esetén az alakváltozás növekmény egyenesen arányos a ciklusok számával (Festag, 2003). Amennyiben a növekmény elegendően kicsi, úgy ez nem vezet feltétlenül tönkremenetelhez, viszont nagyszámú ciklus esetén túlzott süllyedések alakulhatnak ki. A ciklikus tönkremenetel tipikus példája a talajfolyósodás, amikor a pórusvíznyomás növekedése miatt a merevség fokozatosan csökken, így az alakváltozás növekmények szuperlineárisan viselkednek.



4.1 ábra: A ciklikus terhelés lehetséges lefutásai (Meißner, 2014)

Ezzel szemben (Leelantikul and Timmerman, 1982) a kialakuló nyírási alakváltozást használta a stabilitás kritériumaként, amelyet a 4.1. táblázat foglal össze.

4.1. táblázat: Várható viselkedés ciklikus terhelésre a nyírási alakváltozás függvényében (Leelantikul and Timmerman, 1982)

Nyírási alakváltozás	Várható viselkedés
< 0,001 %	tisztán rugalmas
0,001 % -től 1,0 %	rugalmas és képlékeny vegyesen, tönkremenetel nélkül
>1,0 %	tönkremenetel

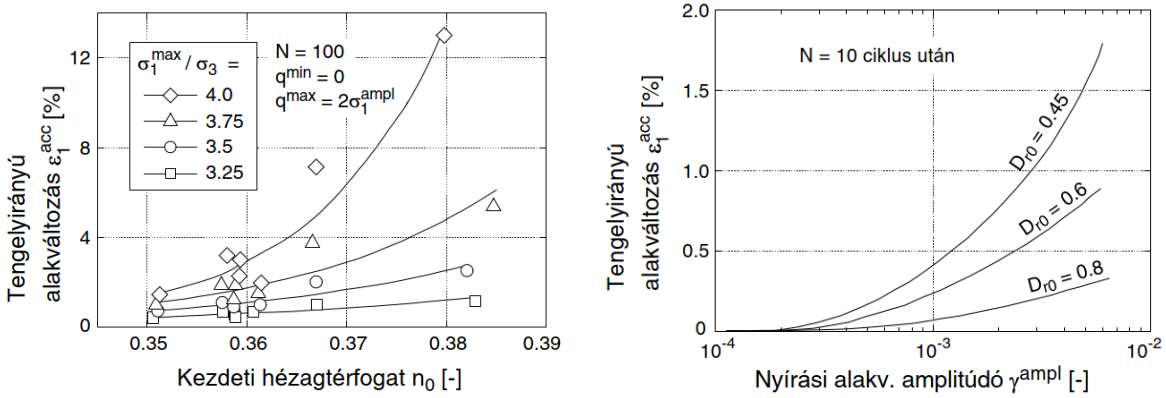
A kutatásban vizsgált peremfeltételek mellett (telítetlen szemcsés talaj, relatív alacsony terhelési szint) nem fordul elő tönkremetel, illetve jelentéktelen arányban tisztán rugalmas viselkedés. A kulcskérdés tehát, hogy a gyakorlatban előforduló középső kategóriában (0,001 % < ε^{ampl} < 1,0 %) hogyan viselkedik a talaj, milyen függvénnyel ε^{acc} = f(N) lehet legjobban leírni a maradó alakváltozásokat. A szakirodalomban három típusú függvény található: a logaritmikus $\varepsilon^{acc} = C_{N1}*\ln(1+N)$, a hatvány függvény $\varepsilon^{acc}= C_{N1}* N^{CN2}$, illetve a HCA modell logaritmikus és lineáris tagoepszkból álló összefüggése (4.1).

$$f_N = C_{N1}[ln(1 + C_{N2}N) + C_{N3}N] \tag{4.1}$$

Habilitációjában (Wichtmann, 2016) megjegyzi, hogy bár bizonyos talajtípusok esetén a logaritmikus vagy hatvány függvény pontosabban leírja a várható alakváltozást, az általa javasolt kombinált logaritmikus és lineáris összefüggés univerzális, így a C_{Ni} paraméterek megfelelő kalibrációjával bármely talajtípusra jól alkalmazható.

4.2 Tömörség

A statikus terheléshez hasonlóan, a szemcsés közeg süllyedéseit, alakváltozásait a kezdeti tömörsége döntően befolyásolja. A kezdeti tömörségre vonatkozó kísérletek (Hain, 1980) eredményei a 4.2 ábrán láthatóak, ahol a függőleges alakváltozást a kezdeti hézagtérfogat függvényében ábrázolták.

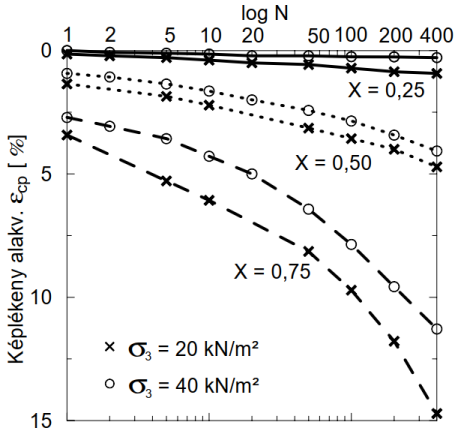


4.2 ábra: A kezdeti tömörség hatása a maradó alakváltozásokra a) (Hain, 1980) b) (Silver and Seed, 1971a)

Vizsgálatait száraz, finom homok talajokon végezte. Megfigyelései alapján a hézagtérfogatnak egy bizonyos határig nincs hatása a maradó alakváltozásra, utána azonban exponenciálisan növekszik. Hasonló eredményekre jutottak más kutatók is (Silver and Seed, 1971a, 1971b) akik ciklikus dobozos nyírógéppel vizsgáltak különböző tömörségű talajokat. Eredményeik alapján a D_{r0}=0,45 tömörségű talaj alakváltozása kétszer akkora volt, mint a D_r=0,60, illetve hatszor akkora mint a D_r=0,80 tömörségű talajé.

4.3 Hatékony átlagos normálfeszültség p/σ_3

Datta és társai törtszemcsés telített homok talajokon vizsgálták a normálfeszültség alakváltozásra kifejtett hatását (Datta et al., 1980). A 4.3 ábrán megfigyelhető, hogy a kisebb σ_3 (és így alacsonyabb átlagos normálfeszültség) nagyobb maradó alakváltozásokat okoz. Hasonló eredményre jutott (Wichtmann, 2005) drénezett homoktalajokon, valamint (Back and Vámos, 2015) telített és telítetlen lösztalajokon.



4.3 ábra: A vízszintes feszültség és a terhelési szint hatása (*X*= a ciklikus és statikus teherbírás aránya a maradó alakváltozásokra (Datta et al., 1980)

4.4 Ciklikus alakváltozási és feszültségi amplitúdó

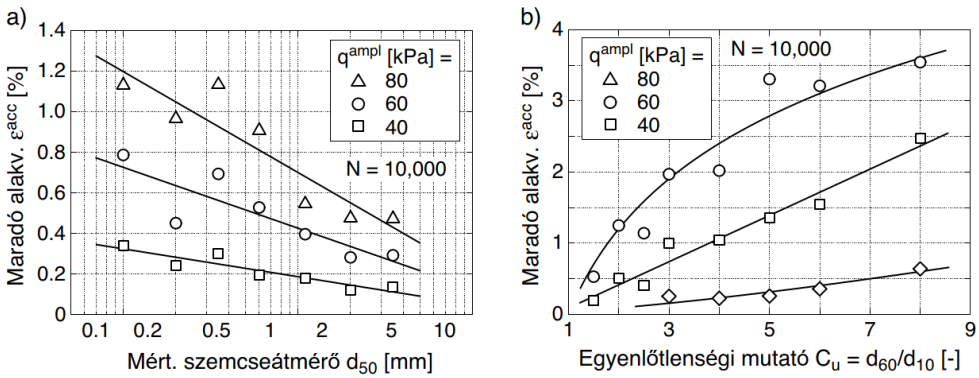
A ciklikus alakváltozási vagy feszültségi amplitúdó hatását a maradó alakváltozásokra számos kutató vizsgálta (Back and Vámos, 2015; Datta et al., 1980; Hain, 1980; Lentz and Baladi, 1981; Sawicki, 1987; Wichtmann, 2005) és egyhangúan arra jutottak, hogy a terhelési amplitúdó növekedésével a maradó alakváltozások is növekednek. Ezt a hatást szemlélteti a 2.3 ábraés 4.3 ábra.

4.5 Feszültségállapot

A feszültségállapot mérőszáma nem egységes a szakirodalomban. A kutatók egy része a σ_1^{max}/σ_3 arányt (Gotschol, 2002; Lentz and Baladi, 1981), mások a $\eta^{max} = q^{max}/\ \sigma_3$ (Werkmeister, 2003), míg (Vámos and Szendefy, 2019; Wichtmann, 2005) a terhelés egészére jellemző átlagos $\eta^{av} = q^{av}/p^{av}$ mérőszámot alkalmazza. A mérőszám értelmezésétől függetlenül a kutatók egységesen arra jutottak, hogy a töréshez közelebbi feszültségállapot (így magasabb η vagy σ_1^{max}/σ_3) az alakváltozások halmozódásának mértékét növeli, például 4.2 ábra.

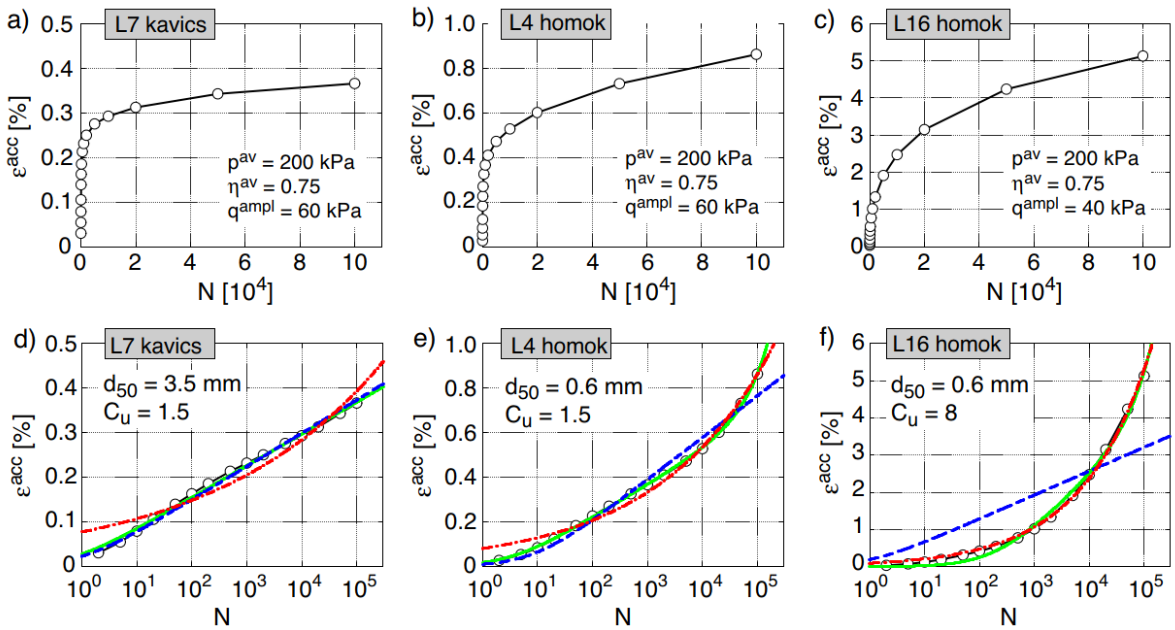
4.6 Szemeloszlás

A szakirodalomban található vizsgálatok általában egy adott talajra vonatkoznak. (Wichtmann et al., 2015) 22 különböző szubgranuláris szemcséjű homok és kavics talajon végzett átfogó vizsgálatot, hogy a szemeloszlás (d_{50} és C_U) hatását vizsgálja. Ezek alapján megállapították, hogy változatlan q^{ampl} mellett a növekvő szemcseátmérővel csökkennek a várható alakváltozások (4.4 ábra). Ennek oka, hogy a nagyobb szemcseátmérő merevebb rugalmas választ okoz, amely kedvezően hat a maradó alakváltozások halmozódására. Az egyenlőtlenségi mutató növekedése viszont jelentősen növeli azonos terhelés esetén a maradó alakváltozásokat. Ennek oka, hogy a közel azonos szemcsékből összeálló rosszul graduált talajvázban nincs helye a szemcséknek kitérni a terhelés elől és így tömörebb állapotba jutni. A jól graduált talajoknál a kisebb szemcsék a terhelésre be tudnak férkőzni a nagyobb szemcsék közötti pórusokba. A megállapítás jó összhangban van a geotechnikai gyakorlatban a talajok beépíthetőségére, tömöríthetőségére vonatkozó ismeretekkel. A földműépítésben előnyben részesítjük a jól graduált talajokat, mivel ezeket kisebb energiabefektetéssel is be tudjuk tömöríteni.



4.4 ábra: A d_{50} és C_U hatása a maradó alakváltozásokra (Wichtmann et al., 2015)

A 4.5 ábra 3 kiválasztott legmarkánsabban eltérő szemeloszlású talaj maradó alakváltozásainak lefutását látjuk a ciklusok számának függvényében. A kutatók (Wichtmann et al., 2015) azt vizsgálták, hogy a szemeloszlásnak milyen hatása van az ε^{acc} -N görbe alakjára és ez mely függvénnyel írható le legjobban.



4.5 ábra: A d_{50} és C_U hatása az ε^{acc} -N görbe alakjára. Fekete: labor eredmények, kék: logaritmikus összefüggés, piros: exponenciális összefüggés, zöld: HCA-modell a (4.1) képlet szerint (Wichtmann, 2016)

Az ábra alapján látható, hogy minden talajtípus esetén csökken az alakváltozás növekmény a ciklusok számával, bár eltérő mértékben. A csökkenés mértéke az L7 jelű rosszul graduált kavics (d_{50}= 3,5 mm, C_U=1,5) esetén a legjelentősebb és az L16 jelű jól graduált homok (d_{50}=0,6 mm, C_U=8) esetén a legcsekélyebb. A 4.5 ábra alsó sorában a szemi-logaritmikus ábrázolásból az is látszik, hogy a rosszul graduált talajok esetén, különösen az L7 kavicsnál szinte egy egyest kapuk, tehát erős a korreláció az $\varepsilon^{acc} \sim \ln(N)$ függvénnyel. A graduáltság növekedésével a korábban tapasztalt szemilogaritmikus egyenes egyre inkább görbül, különösen az L16 homok esetén, így itt akár exponenciális összefüggést is alkalmazhatunk, mert az $\varepsilon^{acc} \sim \ln(N)$ függvény pontatlanul írja le a várható alakváltozásokat. Az L4 homok átmenetet képez, és kb. 10^4 ciklusszámig közel egyenes lefutást követ, majd ezután logaritmikus léptékben a növekmények ismét fellendülnek. Összességében megállapították (Wichtmann et al., 2015), hogy a HCA-modell (4.1) képlet szerinti összefüggése a C_{Ni} paraméterek megfelelő kalibrációjával alkalmasan leírja a különböző szemeloszlású talajok várható süllyedését.

4.7 Frekvencia

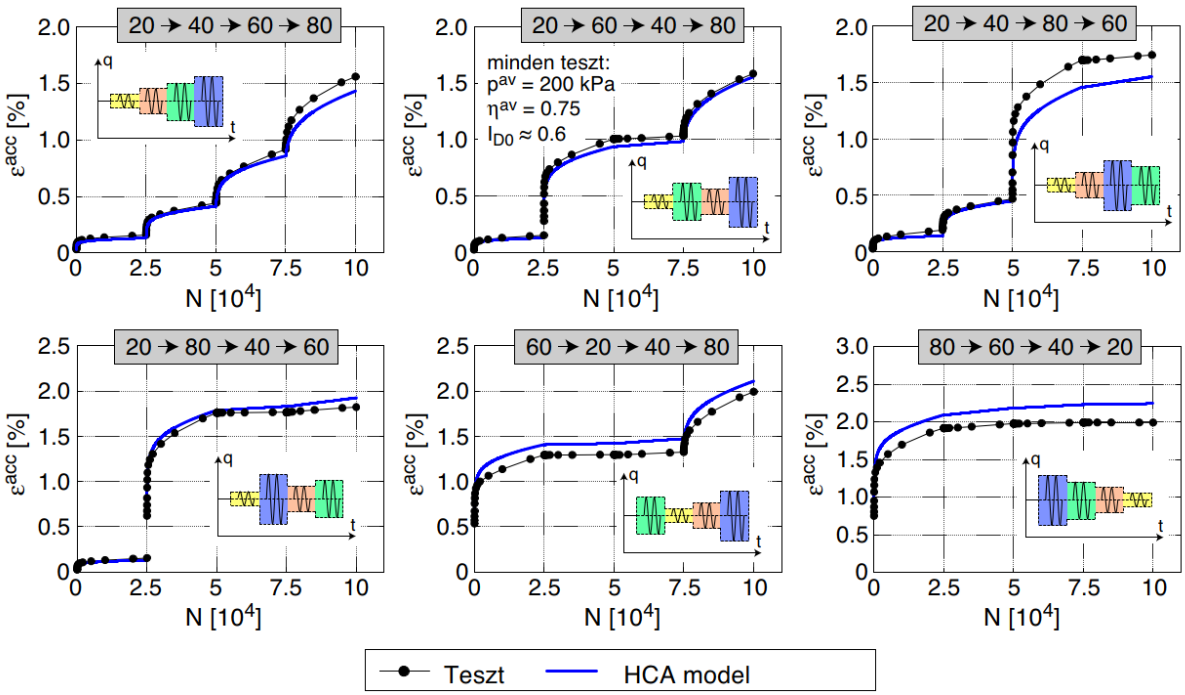
A terhelési frekvencia hatásáról ma sincs konszenzus a szakirodalomban. A legtöbb kutatási eredmény azt mutatja, hogy a terhelési frekvenciának nincs hatása az alakváltozások halmozódásának mértékére (Kokusho et al., 2004; Wichtmann, 2005; Youd, 1972), azonban más eredmények (Kempfert et al., 2000) ezt megcáfolják. Youd 0,2 < f < 1,9 Hz között terhelt telített és telítetlen mintákat ciklikus dobozos nyírógép segítségével. A hézagtényező változását a frekvencia függvényében vizsgálták, és arra a következtetésre jutottak, hogy a frekvencia nem befolyásolja az alakváltozás halmozódásának mértékét. Kempfert ugyanakkor vasúti zúzottkövek esetén 1 < f < 10 Hz között tartományban arra jutott, hogy a nagyobb frekvencia növeli az első ciklus során mérhető alakváltozást, a halmozódás mértéke azonban alacsonyabb, mint alacsony frekvencia esetén. A HCA-modell kalibrálásához a drénezett homok talajokon végzett vizsgálatok (Wichtmann, 2005) eredményeként a terhelési

frekvenciának a 0,05 < f < 2 Hz tartományban nincs hatása a maradó alakváltozásokra, így ezt a HCA modell sem veszi figyelembe.

4.8 Ciklus csomagok és a talaj emlékezete

Amint azt a 2.1 fejezetben írtuk, a valóságban fellépő komplex és időben szabálytalanul változó terheket az egyszerűség kedvéért ciklikus, sokszor szinuszos, változatlan amplitúdójú terhekkel helyettesítjük. Bizonyos problémák (például a tengelyterhelés vagy a hőmérséklet hatásának vizsgálata) esetén viszont elengedhetetlen, hogy a továbbra is periodikus, ám változó amplitúdójú ciklus csomagokat vegyünk figyelembe. Ez viszont csak úgy lehetséges, ha a talaj emlékezetét és terheléstörténetét skalárként számszerűsíteni tudjuk (például g^A az 5. fejezetben).

Az ismétlődő terhelés közben tapasztalható maradó alakváltozások lecsengése és egyre merevebb viselkedés nem csak a tömörödésnek köszönhető. Az újraterhelés-tehermentesítés változásokat idéz elő a talajszemcsék szerkezetében és úgy rendezi át azokat, hogy ellenállóbbak, merevebbek lesznek a hasonló terhelésekkel szemben. Ezt nevezzük a talajok emlékezetének. A folyamatot Wichtmann vizsgálta (Wichtmann et al., 2006b) homok talajokon a q^{ampl} sorrendjének változtatásával állandó η^{av} feszültségállapot mellett (4.6 ábra).



4.6 ábra: A maradó alakváltozások a ciklikus terhelés csomagok sorrendjének függvényében. A szürke feliratok a feszültség amplitúdó q^{ampl} (kPa) sorrendjét jelzik (Wichtmann et al., 2006b)

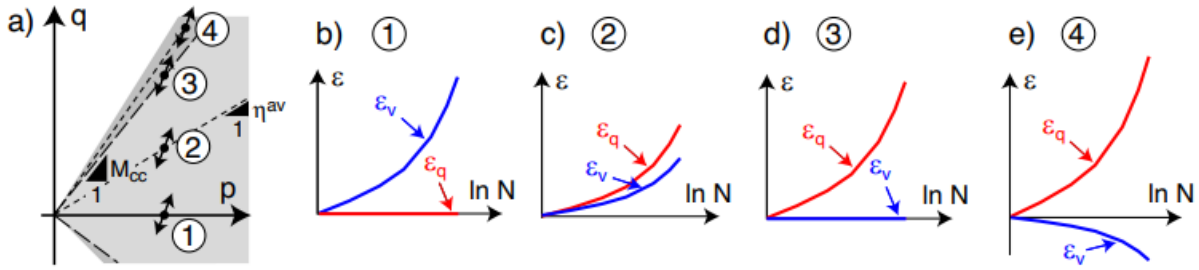
Megállapítható, hogy a legkisebb végső maradó alakváltozást akkor kapjuk, ha a terheket monoton növekvő sorrendben visszük föl (20->40->60->80 kPa). Ennek oka, hogy a nagyobb terhelések arányosan nagyobb alakváltozást okoznának a talajban, azonban a ciklikus előterhelés, a talaj emlékezetének következtében ez valamilyen szinten mérséklődik. Ezzel szemben a legnagyobb várható süllyedések a monoton csökkenő cikluscsomagnál (80->60->40->20 kPa) áll be, mivel itt a legnagyobb teherszint „szűz” terhelésként éri a talajt. A legmagasabb cikluscsomag oly mértékkel hatással van a talaj emlékezetére, hogy a további

csomagok (60->40->20) gyakorlatilag elenyésző alakváltozást okoznak. Ezek alapján megállapítható, hogy talaj emlékezetét leíró skalárt úgy kell megfogalmazni, hogy az a ciklusok számán kívül a korábban elszenvedett terhelési szintet is figyelembe vegye. A végső alakváltozásokban látható eltérések ellenére (Wichtmann, 2016; Wichtmann et al., 2006b) azt állítja, hogy a terhelési csomagok sorrendje lényegtelen, és érvényes a Miner féle fáradási törvény.

4.9 Alakváltozás iránya

Az 5. fejezetben részletesen bemutatott HCA modell a halmozódó alakváltozást mint vektormennyiséget adja meg (4.2). Ezen kívül szükségünk van még egy folyási törvényre, amely megadja az alakváltozás irányát (***m***), vagyis hogy az alakváltozás milyen deviátoros ε_q és térfogatos ε_v részekből tevődik össze. Ezekből tudjuk majd származtatni a süllyedésszámításhoz szükséges függőleges alakváltozási komponenseket (4.5).

A képlékeny folyás irányát befolyásoló tényezők meghatározásakor a kutatók a bevett statikus terhelés vizsgálatából indultak ki. Statikus esetben a képlékeny folyás vektorát döntően a deviátoros és hidrosztatikus feszültségek aránya, a feszültségállapot leíró $\eta = q/p$ befolyásolja. Évtizedes gyakorlati tapasztalatok alapján a MCC modell folyási törvénye jól írja le az egyes alakváltozás komponensek arányát monoton növekvő terhelés esetén.A talajok viselkedésének jellemzője, hogy tönkremenetel közelében egy jól meghatározott tömörségi állapotba kerülnek, melyet kritikus állapotnak hívunk, és a kritikus hézagtényezővel jellemezhetjük. Ebből az is következik, hogy a korlátlan folyás állapotában a talajok kizárólag nyírási alakváltozást szenvednek, a térfogatuk és így a hézagtényezőjük nem változik. A normálisan konszolidált, lazább talajok a terhelési folyamatuk során tömörödéssel jutnak a kritikus állapotba, míg a túlkonszolidált, tömör talajok fellazulással, dilatációval. A kritikus állapot a p-q síkban az origóból induló egyenesként jelenik meg, az egyenes meredekségét a kritikus súrlódási szög definiálja (4.3). A MCC folyási törvényéből következik (4.4) és (4.5), hogy hidrosztatikus feszültségállapotban η=0 nyírási alakváltozás nélküli tisztán térfogatos alakváltozások keletkeznek. A kritikus állapotban $\eta = M_c\,(\varphi_c)$ a térfogatos alakváltozás megszűnik és kizárólag nyírási alakváltozást tapasztalunk. Kritikus alatti feszültségállapotban $0 < \eta < M_c$ az alakváltozási komponensek vegyesek, ugyanakkor a térfogatos alakváltozás pozitív, a talaj tömörödik. Posztkritikus feszültségállapotban a nyírási alakváltozásokkal egyidejűleg a talaj fellazul, dilatál és a térfogatos alakváltozás negatív. Ezt szemlélteti a 4.7 ábra.



4.7 ábra: A MCC folyási törvénye a feszültségállapot függvényében. a) hidrosztatikus feszültségállapotban η=0 tisztán térfogatos alakváltozás b) $0 < \eta < M_c$ deviátoros és (tömörödő) hidrosztatikus alakváltozások vegyesen c) a kritikus feszültségállapotb $\eta = M_c$ tisztán nyírási alakváltozások d) posztkritikus feszültségállapotban $\eta > M_c$ deviátoros alakváltozások és dilatáció. (Wichtmann, 2016)

Egyes kutatók (Chang and Whitman, 1988) megfigyelték, hogy homok talajoknál ciklikus terhelés esetén is közelítőleg érvényes a MCC folyási törvénye. A kutatás során megállapították, hogy a ciklusok számának hatása az alakváltozás irányára elhanyagolható, bár igaz, hogy csak 1.050 ciklust alkalmaztak, így az eredmények nem alkalmazhatóak nagy ciklusszám esetén.

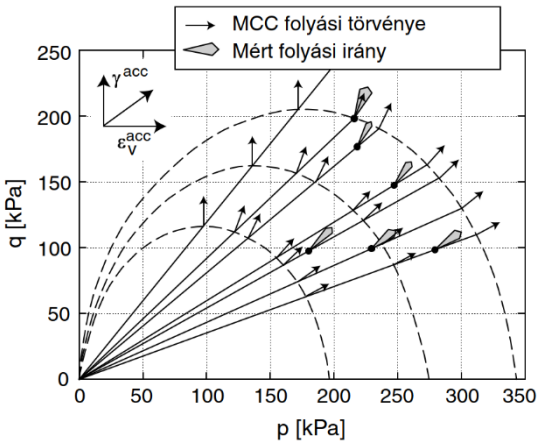
$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\boldsymbol{acc}} = \dot{\varepsilon}^{acc}\boldsymbol{m} \tag{4.2}$$

$$M_{cc} = \frac{6\sin\varphi_{cc}}{3-\sin\varphi_{cc}} \tag{4.3}$$

$$f = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{3}\left[1-\frac{(\eta^{av})^2}{M^2}\right]^2 + 6\left(\frac{\eta^{av}}{M^2}\right)^2}} \tag{4.4}$$

$$\begin{bmatrix} m_1 \\ m_3 \end{bmatrix} = f\begin{bmatrix} \frac{1}{3}(1-\frac{\eta^2}{M^2}) + \frac{2\eta}{M^2} \\ \frac{1}{3}(1-\frac{\eta^2}{M^2}) - \frac{\eta}{M^2} \end{bmatrix} \tag{4.5}$$

A ciklusszám és az alakváltozási arány kapcsolatát nagyszámú (10^5 - $2\cdot10^6$) ciklus esetén szórással beépített 22 különböző szemeloszlású homok és kavics talajra (Wichtmann et al., 2014) vizsgálta. A laboratóriumi vizsgálatok alapján megállapították, hogy Chang és Whitman megállapítása kissé pontatlan, mivel a ciklusszám növekedésével a képlékeny alakváltozás vektora a p tengely felé, vagyis a hidrosztatikus alakváltozás felé hajlik el. Ugyanakkor az MCC modellt közelítésként elfogadja izotrop talajokra, hiszen η=0 esetén a nyírási alakváltozások gyakorlatilag megszűnnek, míg η=M_c esetén kizárólag nyírási alakváltozást tapasztalható (4.8 ábra), melyről szakirodalmi áttekintés található (Vámos and Szendefy, 2015a) munkájában.



4.8 ábra: A MCC folyási törvényének és az alakváltozási irányának kapcsolata (Chang and Whitman, 1988) nyomán (Wichtmann, 2005)

Zúzottkő alaprétegen végzett vizsgálatok (Wichtmann et al., 2010c) kimutatták, hogy a homoktól eltérően a tömörítés hatására az anyag anizotrop módon viselkedik, így nem érvényes a MCC folyási törvénye. Az anizotrop folyási törvényt részletesen a (Wichtmann et al., 2010c) folyóiratcikk taglalja, itt csak a legfontosabb képletek kerülnek említésre, mivel saját számításaimnál a zúzottkő alap- és javítórétegre ezt alkalmaztam (4.6)-(4.9).

$$a = -2/3\,\eta_{iso} \tag{4.6}$$

$$r = -2/3\,\eta \tag{4.7}$$

$$\lambda_{1|2} = \frac{1}{2(a-r)^2 Y_c}\left[-9a + 3\left(3r \pm \sqrt{(a-r)^2(Y_c-9)(Y_c-1)}\right) + (2a+1)(a-r)Y_c\right] \quad (4.8)$$

$$\omega = \frac{1-\lambda^{-n}}{\lambda^{-n}} \quad (4.9)$$

A (4.6)-(4.9) egyenletekben Wichtmann és társai ajánlásával η_{iso} = 0,5; φ_c=44°; n= 0,9 alkalmazandó. A nem megnevezett paraméterek számítása a 12D) függelék segítségével határozható meg.

5 HCA-MODELL

5.1 HCA-Modell bemutatása

A HCA modellt (Niemunis et al., 2005) folyóiratcikkében mutatták be először és laboratóriumi vizsgálatokkal igazolták jogosultságát (Wichtmann, 2005; Wichtmann et al., 2007, 2006a, 2005). A modell lényege, hogy kombinálja a fejlett anyagmodellekkel való hagyományos implicit számítási elvet a kúszás jellegű explicit számításokkal. Amint azt a 2.5 ábra szemlélteti az első két ciklust minden esetben implicit módon határozzuk meg. Az első ciklust irreguláris ciklusnak nevezik, mivel itt az elsődleges terhelés miatt a viselkedés döntően eltér a további ciklusoktól. A második ciklus során tapasztalt viselkedés már jól közelíti a további ciklusok során várható válaszreakciót. E második ciklus során hagyományos módon meghatározzuk a q^{ampl} hatására bekövetkező alakváltozási amplitúdót $\boldsymbol{\varepsilon}^{ampl}$, amely a függőleges és vízszintes alakváltozások vektorösszegeként értelmezendő (5.1). Az alakváltozási amplitúdót a q^{max} - q^{min} pontokban számított alakváltozás szélsőértékek átlagaként értelmezzük (5.2).

$$\varepsilon^{ampl} = \sqrt{(\epsilon_1^{ampl})^2 + (\epsilon_2^{ampl})^2 + (\epsilon_3^{ampl})^2} \quad (5.1)$$

$$\epsilon_i^{ampl} = \frac{1}{2}(\epsilon_i^{max} - \epsilon_i^{min}) \quad (5.2)$$

Ezt követően váltunk a HCA-modell explicit részére, mely során ΔN cikluscsomag maradó alakváltozásait számítjuk ki az imént meghatározott állandó ε^{ampl} mellett (5.3). Mivel hosszú távon a talajszerkezetben és állapotjellemzőiben változások állnak be, ezért időnként az explicit számítást megszakítjuk és az úgynevezett kontroll ciklusokban megismételjük az implicit analízist, hogy ε^{ampl} aktuális értékével folytassunk további explicit számítást újabb ΔN cikluscsomagra. A szerzők nem adnak meg konkrét ajánlást, hogy a kontroll ciklusokat milyen ΔN időközönként kell végezni. Saját vizsgálataimban praktikus okokból 24 darab ΔN cikluscsomagot alkalmaztam úgy, hogy eloszlásuk szemi-logaritmikus léptékben közel egyenletes legyen. Ezen lépcsők minden pontjában az aktuális ε^{ampl} implicit módon meghatározásra került.

$$\Delta\varepsilon^{acc} = \dot{\varepsilon}^{acc} \cdot \Delta\mathrm{N} \quad (5.3)$$

Általános esetben az alakváltozásokat a HCA-modell alap egyenletével (5.4) határozzuk meg, ahol $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ a Cauchy-féle feszültségtenzor (nyomás pozitív), $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$ a teljes alakváltozás növekmény (összenyomódás pozitív), $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{acc}$ a halmozódó maradó alakváltozás növekmény (4.2) képlet szerint, $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}$ a képlékeny alakváltozásnövekmény, amely akkor kerül alkalmazásra, ha a terhelés során elérjük a folyási felületet, míg $\boldsymbol{E}$ a nyomásfüggő rugalmas merevségi mátrix. A

HCA-modellben a növekményeket mindig a ciklusokra vetített deriválásként értelmezzük $\dot{X} = \partial X/\partial N$. Az (5.4) egyenlet a peremfeltételektől függően megadhatja feszültségben (például drénezetlen viszonyok mellett a pórusvíznyomás növekedését $\dot{\boldsymbol{\sigma}} \neq \mathbf{0}, \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \mathbf{0}$), vagy az alakváltozásban létrejövő változást (például drénezett esetben a halmozódó maradó alakváltozást $\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{0}, \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \neq \mathbf{0}$).

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{E} : (\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{acc} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}) \tag{5.4}$$

Saját vizsgálataimban ez utóbbi peremfeltétel teljesül, hiszen drénezett viszonyokat, ill. elegendően mély talajvizet feltételezek, továbbá a gyakorlatban előforduló forgalmi terheknél az első ciklust kivéve nem alakul ki statikus értelemben vett képlékeny alakváltozás. Így az (5.4) egyenlet $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{acc} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$ -ra egyszerűsödik. A (4.2) egyenletben megadott halmozódó alakváltozási vektor skalár részét a HCA modell másik alapegyenletével lehet meghatározni (5.5), amely 5 empirikus tag f_i szorzataként adódik. Az egyes tagok a 4 fejezetben bemutatott főbb befolyásoló tényezőket írják le sorrendben a (rugalmas) alakváltozási amplitúdó f_{ampl}, a ciklusok száma, ill. a talaj emlékezete $\dot{f}_N$, a hézagtényező f_e, az átlagos normálfeszültség f_p és a feszültségállapot f_Y. Bizonyos esetekben egy hatodik függvénytagot is figyelembe veszünk, amely a terhelés polarizációját f_π írja le. (Wichtmann, 2016) ajánlása alapján ezt a gyakorlati esetekben elhanyagolhatjuk és értékét 1,0-ra vesszük föl. Mivel ez saját esetemben nem játszik szerepet, ezért ez nem kerül bemutatásra.

$$\dot{\varepsilon}^{acc} = f_{ampl}\, \dot{f}_N\, f_e\, f_p\, f_Y\, f_\pi \tag{5.5}$$

Az egyes részfüggvényeket a (5.6) - (5.12) egyenletekkel lehet meghatározni és összesen 7 (C_i) anyagállandóra van szükségünk. Az f_i és C_i függvények és paraméterek fizikai tartalma néhány esetben egyértelműen és könnyen szemléltethetően definiálható, más esetben ez igen nehézkes.

$$f_{ampl} = min\left\{\left(\frac{\varepsilon^{ampl}}{10^{-4}}\right)^{C_{ampl}} ; 10^{C_{ampl}}\right\} \tag{5.6}$$

$$\dot{f}_N = \dot{f}_N^A + \dot{f}_N^B \tag{5.7}$$

$$\dot{f}_N^A = C_{N1} C_{N2}\, exp\left[-\left(\frac{g^A}{C_{N1} f_{ampl}}\right)\right] \tag{5.8}$$

$$\dot{f}_N^B = C_{N1}\, C_{N3} \tag{5.9}$$

$$f_p = exp\left[-C_p\left(\frac{p}{p_{ref}} - 1\right)\right] \tag{5.10}$$

$$f_Y = exp\,(C_Y \bar{Y}^{av}) \tag{5.11}$$

$$f_e = \frac{(C_e - e)^2}{1 + e} \frac{1 + e_{max}}{(C_e - e_{max})^2} \tag{5.12}$$

Az f_{ampl} (5.6) a halmozódó alakváltozás növekedését írja le az alakváltozási amplitúdó és egy C_{ampl} anyagállandó függvényében. Értéke a referencia $\varepsilon^{ampl} = 10^{-4}$ esetén f_{ampl} = 1,0. Az összefüggés max. cca. $\varepsilon^{ampl} = 10^{-3}$-ig érvényes, e fölött az halmozódási ráta közel független az alakváltozási amplitúdó nagyságától. Az alsó szélsőértéket az eredeti modellben még nem

implementálták, saját számításaimban figyelembe vettem (Wichtmann, 2016) ajánlását, miszerint $\varepsilon^{ampl} < 10^{-5}$ esetén $\varepsilon^{acc} = 0$. A megértés végett a C_{ampl} anyagállandó (Sawicki, 1987) modelljében éppen $C_{ampl} = 2{,}0$ lenne, mivel a maradó alakváltozások és a nyírási alakváltozási amplitúdó között négyzetes összefüggést feltételezett.

Az f_p a (5.10) képletben az ε^{acc} növekedését írja le csökkenő p átlagos normálfeszültség és állandó η^{av} feszültségállapot esetén a C_p anyagállandóval. Értéke a referencia normálfeszültség p = 100 kPa esetén 1,0. Az f_Y az (5.11) képletben a ε^{acc} növekedését írja le növekvő (deviátorosabb) feszültségállapot és állandó p átlagos normálfeszültség esetén a C_Y anyagállandóval. A feszültségállapotot a normalizált Matsuoka és Nakai féle feszültségállapottal $\bar{Y}^{av}$ jellemezzük (Matsuoka and Nakai, 1982). $\bar{Y}^{av}$ értéke nulla hidrosztatikus és 1,0 kritikus feszültségállapotban. Meghatározásának további részletei a 12D) függelékben találhatóak. A fentiek alapján f_Y értéke éppen a hidrosztatikus feszültségállapotban 1,0.

Az f_e az (5.12) képletben az ε^{acc} csökkenését adja meg növekvő tömörséggel a C_e anyagállandó segítségével. C_e anyagállandó fizikai jelentése az a legkisebb hézagtényező, ill. lehetséges legtömörebb állapot, ami mellett további tömörödés már nem lehetséges. E legkisebb hézagtényező nem keverendő össze a szabványok által meghatározott e_{min} értékével, mivel ez egy szabványosított laboreljárás által meghatározható legtömörebb állapotot definiál. A valóságban főként ismétlődő terhelés hatására a talajváz tud tömörebb állapotba kerülni. Az f_e értéke ennek megfelelően e=C_e esetén éppen nulla, és e=e_{max} esetén 1,0.

A ciklikus triaxiális vizsgálatok során azt tapasztalták, hogy ε^{acc} (N) összefüggés a (4.1) függvényt követi. Ezt deriválva N-szerint kapjuk a (5.7) összefüggést, amely egy a ciklusok számától függő $\dot{f}_N^A$ (5.8) és egy attól független $\dot{f}_N^B$ (5.9) részből tevődik össze.

$$\dot{f}_N = \dot{f}_N^A + \dot{f}_N^B = \frac{C_{N1}C_{N2}}{1 + C_{N2}N} + C_{N1}C_{N3} \tag{5.13}$$

Amint azt a 4.8 fejezetben láttuk, a ciklusok száma önmagában nem elegendő a terheléstörténet leírására, ugyanis figyelembe kell vennünk a korábbi ciklusok intenzitását is. Ennek megfelelően bevezetjük a g^A skalárt, amely a talaj emlékezetének mérőszáma. Először definiáljuk a $\dot{g}$ változót f_{ampl} és $\dot{f}_N$ szorzataként, amely szintén felbontható egy N-től függő $\dot{g}^A$ és egy N-től független $\dot{g}^B$ tagra (5.14). A talaj emlékezete szempontjából az N függő $\dot{g}^A$ tagot akarjuk meghatározni.

Amennyiben $\dot{g}$ -t N-szerint integráljuk (5.14) és N-re átrendezzük (5.15), majd ezt behelyettesítjük a (5.13) egyenletbe, úgy megkapjuk az (5.8) és (5.9) összefüggést. Mivel g^A értéke a terhelés során fokozatosan változik, ezért szükségünk van még $\dot{g}^A$ változó növekményi alakjára is (5.17).

$$g^A = \int \dot{g}^A dN = \int f_{ampl}\dot{f}_N^A = f_{ampl}C_{N1}\, ln(1 + C_{N2}N) \tag{5.14}$$

$$N = \frac{1}{C_{N2}}\left[exp\left(\frac{g^A}{f_{ampl}C_{N1}}\right) - 1\right] \tag{5.15}$$

$$\dot{g}^A = f_{ampl} C_{N1} C_{N2}\, exp\left(-\frac{g^A}{f_{ampl} C_{N1}}\right) \tag{5.16}$$

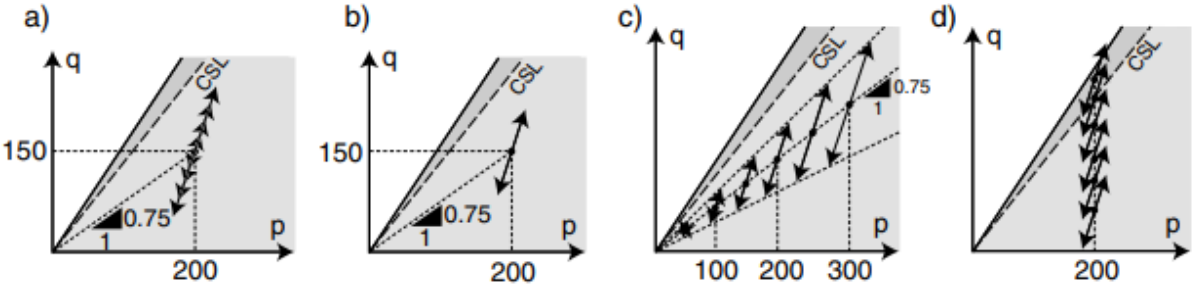
Az $\dot{f}_N$ függvény leírásához 3 darab a talajtól függő paraméterre C_{N1}, C_{N2} és C_{N3} van szükségünk. Fizikai jelentésüket úgy lehet megfogalmazni, hogy amennyiben a vizsgált talajra inkább a szemi-logaritmikus lefutás jellemző (például L7 kavics) úgy C_{N3} értékét közel nullának választjuk meg. Ezzel szemben a jól graduált talajoknál (például L16 homok) C_{N3} értéke számottevő, így kapjuk a szemilogaritmikus léptékben fokozatosan növekedő görbét. Bár g^A in-situ értékének meghatározására vannak összefüggések (Wichtmann, 2005), értékét általában a ciklikus terhelés kezdetekor nullának választjuk. Ezt az a tapasztalat is indokolja, hogy megfigyelések szerint (Wichtmann, 2015) a talaj emlékezete g^A nagyobb monoton nyírás hatására törlődik, és így „elfelejti" a korábban tapasztalt ciklikus előterhelést.

A fent említett 7 darab C_i paraméteren felül szükségünk van még a folyási törvény és f_Y leírásához a kritikus súrlódási szögre φ_{cc}, amely nem feltétlenük egyezik a monoton CU-triaxiális vizsgálatból számítható φ_c kritikus súrlódási szöggel. A φ_{cc} meghatározására (Wichtmann et al., 2014) a vizsgált 22 fajta homok és kavics talajra a szórási kúp hajlásszöge ($\varphi_{c,r}$) alapján a (5.17) összefüggést javasolta.

$$\varphi_{cc} \approx \varphi_{c,r} = 33{,}2° \left[1 + 0{,}033\,(d_{50}[mm] - 0{,}6)\right] \tag{5.17}$$

5.2 Paraméterek kalibrálása

A C_i paraméterek kalibrálása jól dokumentált a HCA modell esetén (Wichtmann et al., 2015, 2010b, 2009). Ezek alapján három lehetséges módszer adódik a paraméterek meghatározására. Az első esetben legalább 11 db drénezett ciklikus triaxiális vizsgálatot kell elvégezni, amely meglehetősen idő- és munkaigényes. A vizsgálatokat különösen precízen kell elvégezni, a mintabeépítésnek is jelentős szerepe van. Ennek során legalább 3-3 vizsgálatot végzünk változó q^{ampl}, p, η és e értékek mellett úgy, hogy közben a többi paraméter változatlan marad (5.1 ábra). A C_{Ni} paramétereket az összes laborvizsgálat eredményével kalibráljuk. Az egyszerűsített eljárás során a továbbiakban bemutatott korrelációkkal határozzuk meg C_e, C_p, C_Y és C_{ampl}-t és egyetlen ciklikus drénezett triaxiális vizsgálattal kalibráljuk a C_{Ni} paramétereket. A legegyszerűbb közelítő eljárásnál minden paramétert a 22 különböző szemeloszlású talajon végzett korrelációk segítségével határozzuk meg.



5.1 ábra: A C_i paraméterek laboratóriumi kalibrálásának elve. a) változó ζ / q^{ampl}, állandó e, p, η b) e változó, állandó q^{ampl}, p, η c) változó p, állandó e, ζ, η d) változó η, állandó e, p, ζ / q^{ampl} (Wichtmann, 2016)

Mivel saját vizsgálataimban kiegészítő laborvizsgálat nem készült, ezért ez utóbbi egyszerűsített eljárást mutatom be részletesen. A (Wichtmann et al., 2015; Wichtmann and Triantafyllidis, 2015) cikkekben bemutatott egyszerűsített kalibrálási eljárás tiszta,

szubgranuláris kvarc homok-kavics talajokon végezték finomrész tartalom nélkül. A korrelációkra érvényesek az következő korlátok: 1,5 < C_u < 8,0 illetve, 0,1 mm < d_{50} < 3,5 mm, N_{max} = 2*10^6. A maximálisan alkalmazható 2 millió ciklusszám kiemelkedőnek mondható a szakirodalomban található hasonló vizsgálatokhoz képest. Egyetlen ciklikus triaxiális vizsgálat futásideje ebben az esetben cca. 23 napig tart, amely során már a legnagyobb óvintézkedések ellenére is technikai problémák léphetnek fel, például a triaxiális cellából víz szivárog a mintába diffúziós úton (Wichtmann and Triantafyllidis, 2015). Az alkalmazott 2 millió ciklus tehát a laborban a műszaki megbízhatóság felső határának tekinthető. Az útpályaszerkezeteket azonban ennél nagyobb ismétlésszám is érheti például a D-E-K-R terhelési osztályokban. Mivel nem ismerjük a talaj viselkedését a 2*10^6 ciklusszámnál nagyobb tartományban, így az erre vonatkozó megállapításokat megfelelő kritikával, óvintézkedéssel kell kezelni, hiszen nem tudhatjuk, hogy a C_i paraméterek érvénnyessége az N > 2*10^6 tartományban továbbra is fennáll.

A fent bemutatott homok-kavics talajokra a (5.18) - (5.24) képletek segítségével határozhatjuk meg a C_i paramétereket.

$$C_{ampl} = 1{,}70 \tag{5.18}$$

$$C_e = 0{,}95 \cdot e_{min} \tag{5.19}$$

$$C_p = 0{,}41 \cdot [1 - 0{,}34\ (d_{50}[mm] - 0{,}6)] \tag{5.20}$$

$$C_Y = 2{,}60 \cdot [1 + 0{,}12\ ln(d_{50}\ [mm]/0{,}6)] \tag{5.21}$$

$$C_{N1} = 4{,}5 \cdot 10^{-4} \cdot [1 - 0{,}306\ ln\ (d_{50}[mm]/0{,}6)] \cdot [1 + 3{,}15(C_U - 1{,}5)] \cdot 0{,}0012[1 - 0{,}36\ ln(d_{50})] \cdot (C_U - 1{,}18) \tag{5.22}$$

$$C_{N2} = 0{,}31\ \cdot exp[0{,}39\ (d_{50}[mm] - 0{,}6)] \cdot exp[12{,}3(exp(-0{,}77C_U) - 0{,}315)] \cdot 0{,}0051\ exp[0{,}39d_{50} + 12{,}3\ exp(-0{,}77C_U)] \tag{5.23}$$

$$C_{N3} = 3{,}0 \cdot 10^{-5} \cdot exp[-0{,}84\ (d_{50}[mm] - 0{,}6)] \cdot [1 + 7{,}85\ (C_U - 1{,}5)]^{0{,}34} \cdot 1{,}00 \cdot 10^{-4} \cdot exp(-0{,}84\ d_{50})(C_U - 1{,}37)^{0{,}34} \tag{5.24}$$

Mivel a zúzottkő alaprétegre és javítórétegre a fenti peremfeltételek nem igazak, ezért közvetlenül laborvizsgálattal kell meghatározni a HCA-paramétereket (Wichtmann et al., 2010c). A vizsgálatot a kolumbiai Általános Útépítési Előírásoknak megfelelő zúzottkövön végezték, melynek szemeloszlási görbéje a 6.1 ábra látható. A meghatározott HCA-paramétereket a 6.3. táblázat közli. Összehasonlító irodalmi adat hiányában számításaimban feltételeztem, hogy a HCA-paraméterek a javítórétegre is érvényesek.

6 A SZÁMÍTÁSI ELJÁRÁS BEMUTATÁSA

Ebben a fejezetben az általam kidolgozott, az aszfalt alatti talajok maradó alakváltozásához használt számítási eljárást mutatom be. Ismertetem a vizsgált talajtípusokat, ezek anyagjellemzőit és a pályaszerkezeteket. Az építési forgalom előterhelése miatt az aszfaltréteg alatti talajokban a szokványos szerkezetektől döntően eltérő feszültségi- és alakváltozási viszonyok uralkodnak, amelyet a számítások során okvetlenül figyelembe kell venni. Az ezekre vonatkozó ajánlásokat szintén ebben a fejezetben ismertetem.

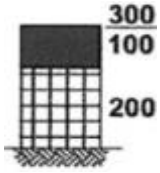
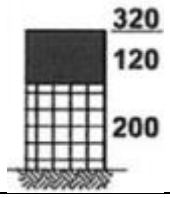
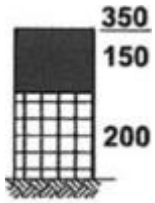
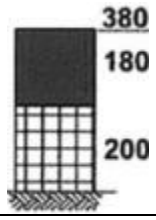
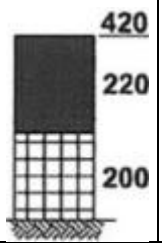
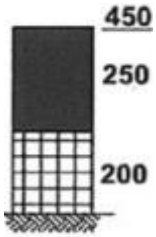
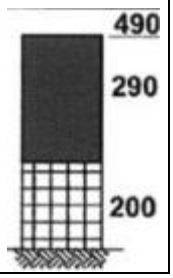
6.1 Az útszerkezet felépítése, a vizsgált talajok és anyagmodellek

Az útpályaszerkezetek méretezési alapelveit az (e-UT 06.03.13:2005) Útügyi Műszaki Előírás részletezi. E útügyi műszaki előírásban megadott, alapréteg-fajtánként és forgalmi terhelési osztályonként csoportosított típus-pályaszerkezeteknél a szükséges aszfaltréteg-összvastagságokat a többrétegű útpályaszerkezetek mechanikai modellje szerint, a hajlítási húzó és nyomó igénybevételeket figyelembe vevő fáradási kritériumok alapján méretezték. A tervezési élettartam végén hálós típusú fáradási repedések jelentkezhetnek. Az aszfaltburkolatok nyomvályúképződését a fáradási kritérium alapján való méretezés nem kezeli, ez ellen a várható forgalom nagyságának, az igénybevételeknek, a helyi klímának és a tervési forgalomnak megfelelően megválasztott összetételű aszfalteveréket kell alkalmazni az ÚT 2-3.301 szerint. Ezek alapján megállapítható, hogy az e-UT06.03.13 azt feltételezi, hogy a nyomvályúképződés nem altalaj eredetű, ezt a megfelelő összetételű aszfaltkeverék megválasztásával kell megakadályozni. A pályaszerkezeti süllyedéseket és az ebből az aszfaltban keletkező többlet deformációkat, nyomvályúsodást és hajlítási igénybevételeket a méretezési eljárások nem veszik figyelembe, mivel a számítások azt feltételezik, hogy a talajban megfelelő beépítési tömörítés esetén további tömörödés már nem következhet be és különben igaz az, hogy a talaj homogén, izotrop és tökéletesen lineárisan rugalmas.

A méretezés első lépéseként meg kell állapítani a tervezési forgalmat (*TF*) és ezek alapján táblázatból kiválasztani a jellemző forgalmi terhelési osztályt. A tervezési forgalom alatt az egységtengely áthaladások (F100) számát értjük. A ténylegesen ettől eltérő tengelyterheléseket az összevont járműosztályokra (autóbusz, csuklós autóbusz, nehéz tehergépkocsik, pótkocsis tehergépkocsik és nyerges szerelvények) vonatozó járműátszámítási szorzókkal számítjuk át egységtengely áthaladásra. Az egyes forgalmi terhelési osztályok tervezési forgalmát és az ezek alapján előírt szerkezeti rétegvastagságokat a hidraulikus kötőanyag nélküli folytonos szemmegoszlású zúzottkőre a 6.1. táblázat mutatja. Saját számításaimban a táblázatban megadott tervezési forgalom tartományok középértékét vettem figyelembe.

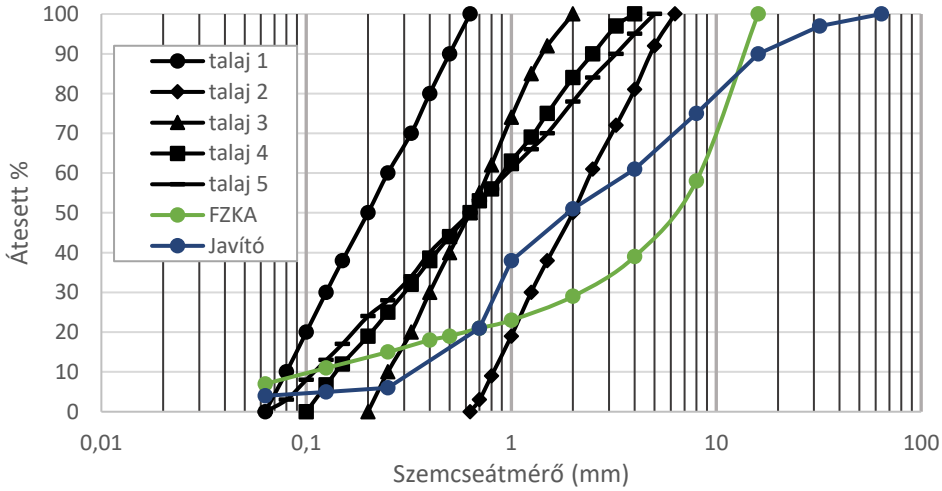
Az (e-UT 06.03.13:2005) szerinti méretezési eljárás az úttükör szintjére $E_{2,m}$=40 MPa földmű-méretezési teherbírással számol. Amennyiben ez az érték tartósan nem biztosítható, úgy javítóréteg beépítése szükséges, amely azonban nem része a pályaszerkezetnek. A hidraulikus kötőanyag nélküli szemcsés alapréteg teherbírását az (e-UT 06.03.53:2018) Útügyi Műszaki Előírás 11. táblázata írja elő az alapréteg vastagsága és minősége szerint az $E_{2,min}$ > 50 MPa földműre helyezve.

6.1. táblázat: Típus-pályaszerkezetek kötőanyag nélküli szemcsés alapréteggel

Forgalmi terhelési osztály						
A	B	C	D	E	K	R
Tervezési forgalom, *TF*, millió egységtengely						
0,03-0,1	0,1-0,3	0,3-1	1-3	3-10	10-30	30 felett
Folytonos szemmegoszlású zúzottkő FZKA						
						

Kutatásomban 6.1. táblázat szerinti típus-pályaszerkezetek talaj eredetű, az ismétlődő egységtengely áthaladásából származó halmozódó maradó alakváltozását határoztam meg. Ennek során az útszerkezetet 4 rétegű (homok, ill. kavicsos homok altalaj, javítóréteg, FZKA és aszfaltburkolat) rendszerként modelleztem.

Az altalaj esetén a homok, illetve kavicsos homok talajokra esett a választásom. Ennek oka, hogy leginkább ezekre a talajokra érhető el megbízható szakirodalmi adat a HCA-paraméterekre vonatkozóan. Kutatásom során 5 különböző altalajtípust vizgáltam, amelyek jól lefedik az 5.2 fejezetben bemutatott egyszerűsített kalibrálási eljárással vizsgálható talajok spektrumát. A mértékadó szemcseátmérő hatását a „talaj 1”-„talaj 2”-„talaj 3” szemeloszlású talajokkal vizsgáltam, ahol konstans egyenlőtlenségi mutató (C_U=3) mellett d_{50} értékét változtattam (d_{50} sorrendben 0,2 mm; 2,0 mm és 0,6 mm). Az egyenlőtlenségi mutató hatását a „talaj 3”-„talaj 4”-„talaj 5” szemeloszlásokkal vizsgáltam, ahol konstans d_{50} = 0,6 mm mellett C_U értéke 3,0-5,0-8,0 között változott. A vizsgált talajok szemeloszlási diagramját a 6.1 ábra mutatja.



6.1 ábra A vizsgált talajok szemeloszlási görbéi

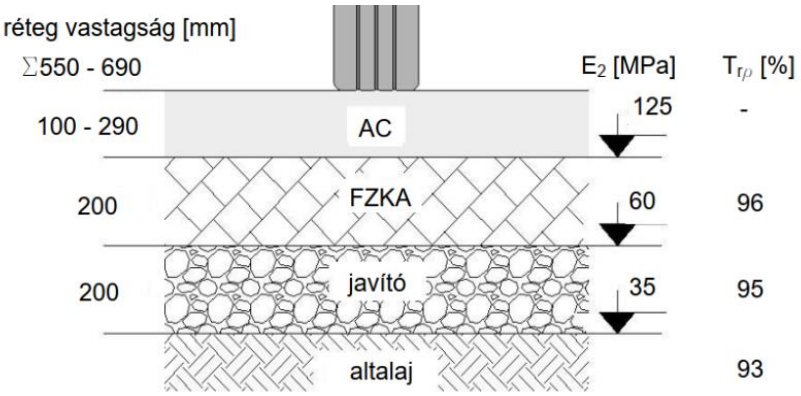
Szakirodalmi adatok alapján (Wichtmann, 2016) a vizsgált altalajok jellemző szemeloszlási adatai a 6.2. táblázat mutatja. Mivel Proctor-vizsgálat nem állt rendelkezésre az altalajra, ezért ρ_d^{max} -ot azzal a feltételezéssel határoztam meg, hogy a 100%-os Proctor-tömörség mellett az aktuális hézagtényező éppen e = 0,95 e_{min}. Saját vizsgálataimban az altalajt T_{rp}=93%-os beépítési tömörségűnek feltételeztem. Az ehhez tartozó kezdeti hézagtényezőt a 6.2. táblázat adja meg.

6.2. táblázat: A vizsgált altalajok jellemző szemeloszlási és kezdeti tömörségi adatai

Altalaj	d_{50} (mm)	C_u (-)	e_{min} (-)	e_{max} (-)	ρ_d^{max} (g/cm^3)	e_0 (-)	υ (-)
talaj 1	0,2	3,0	0,540	0,920	1,75	0,627	0,33-0,36
talaj 2	2,0	3,0	0,491	0,783	1,81	0,577	0,33-0,36
talaj 3	0,6	3,0	0,474	0,829	1,83	0,559	0,33-0,36
talaj 4	0,6	5,0	0,394	0,749	1,93	0,478	0,35-0,38
talaj 5	0,6	8,0	0,356	0,673	1,98	0,439	0,36-0,40
javítóréteg	2,0	11,9	0,364	0,513	2,06	0,340	0,40
FZKA	6,3	100,0	0,230	0,440	2,30	0,188	0,40

Az altalaj esetén azt feltételeztem, hogy kedvezőtlen geohidrológiai körülmények mellett a várható teherbírás cca. $E_{2,m}$~ 35 MPa, így a földműre vonatkozó minimum követelmény nem teljesül, tehát javítóréteg beépítésére van szükség. A javítóréteg vastagságát 20 cm-re vettem fel. A javítóréteg anyaga a (Káli, 2020) diplomamunkájában részletesen ismertetett 50-50%-os keverési arányú 0/11 tiszatarjáni kavicsos homok és 0/22 gyöngyössolymosi zúzottkő. A javítóréteg szemeloszlása a 6.1 ábra, jellemző szemeloszlási és tömörségi paraméterei 6.2. táblázatban láthatóak. A javítóréteg esetén feltételeztem, hogy ezt T_{rp}=95%-os tömörségi fok mellett építjük be. A javítóréteg sajátmodulusa a 7.1 fejezetben bemutatott végeselemes visszaszámítás alapján cca. 150 MPa, így a földmű tetején $E_{2,m}$ ~ 60 MPa-os teherbírás várható.

Az FZKA HCA-paramétereire szakirodalmi adat csak a kolumbiai előírásoknak megfelelő zúzottkő alaprétegre érhető el, így ezt az anyagot választottam vizsgálataimban. A laborban technikai okokból a 16 mm-nél nagyobb szemcséket ki kellett rostálniuk, ezért az így kapott szemeloszlási görbét a 6.1 ábra mutatja. Eltekintve a d_{max}-ban való eltéréstől a szemeloszlás megfelel a hazai FZKA-ra vonatkozó szemelolszási határgörbéknek és egyéb feltételeknek. Az FZKA-nál T_{rp}=96%-os beépítési tömörségi fokot feltételeztem. A FZKA sajátmodulusa a 7.1 fejezetben bemutatott végeselemes visszaszámítás alapján E_{2d} ~ 230 MPa, így az alapréteg tetején a várható teherbírás $E_{2,b}$~ 125 MPa, amely kielégíti az e-UT 06.03.53 alapján megkövetelt minimális $E_{2,b}$ > 102-114 MPa-t és megfelel az általános útépítési gyakorlatnak. A négy rétegű pályaszerkezet főbb jellemzőit vázlatrajzként a 6.2 ábra szemlélteti.



6.2 ábra: A vizsgált 4 rétegű pályaszerkezet vázlatrajza és főbb tulajdonságai

Az aszfaltburkolatot egyrétegű homogén anyagnak tekintettem, amelyet a terhelési osztálytól függő vastagságával, rugalmassági modulusával és Poisson tényezőjével jellemezhetünk. Az aszfalt merevségét a 10.3 fejezet kivételével az egyenértékű hőmérsékletnek megfelelően állandónak választottam E_a=4.000 MPa, υ_a=0,35 (Útügyi Lapok, 2016).

Az FZKA és a javítóréteg Poisson tényezőjét szakirodalmi adatok (Útügyi Lapok, 2016) alapján vettem fel. Az altalaj esetén a Poisson tényező értéke sem az egyes lamellákban sem a terhelés során nem állandó, értékét a (3.11) egyenlet alapján számíthatjuk ki. Az alkalmazott Poisson tényezőket a 6.2. táblázat tartalmazza.

Kutatásomban az implicit számításoknál az altalajt nemlineárisan rugalmas, az átlagos normálfeszültség, a hézagtényező és a kis alakváltozásoktól függő merevséggel vettem figyelmbe. A G_{max} a (3.2) egyenlet szerint került meghatározásra a 6.2. táblázat adatainak a (3.4)-(3.6) egyenletekbe való behelyettesítéssel. A leromlási függvény a (3.12) egyenlet szerint határozom meg a 6.2. táblázat adatainak a (3.13) és (3.14) egyenletbe való behelyettesítésével. A Poisson tényezőt a (3.11) összefüggés szerint számítom, amelyhez a maximális összenyomódási modulust a (3.7) egyenlet alapján a (3.8)-(3.10) paraméterekkel és a 6.2. táblázat adataival határozom meg. Mivel a merevség (G, E, M, υ) az átlagos normálfeszültségtől és az alakváltozástól is függ, ezért ezt minden lamellára, minden cikluscsomagban és minden egyes ciklus növekményi teherfelvitelekor meg kell határozni, hiszen folyamatosan változik. Ezen kívül minden egyes terhelési lépcső felvitelekor iterálással kell megállapítani a tényleges alakváltozás növekményt és az ehhez tartozó tényleges merevséget. Amennyiben az érintő irányú merevség oly mértékben leromlik, hogy az aktuális tehernövekménykor kisebb lenne, mint a (3.15) alapján számítható újraterhelési modulus, úgy a további tehernövekményekből származó alakváltozást már ezzel a nagyobb újraterhelési modulussal határozom meg.

Az FZKA ill. a javítóréteg esetén a merevséget a (3.16) képlet szerint számítjuk ki. A zúzottkő alaprétegnél a „k” paramétereket a 3.1. táblázatban megadott sávok átlagaként (k_1=5.500 psi, k_2=0,6), míg a javítórétegnél kicsivel az átlag fölött (k_1=5.000 psi, k_2=0,55) vettem figyelembe. Utóbbi esetben a növelést az indokolja, hogy az alkalmazott anyag szemeloszlása és típusa (50%-os zúzottkő arány) mérnöki érzékkel inkább magasabb minőségűnek tekinthető, mint az átlagos javítóréteg anyaga. Mellesleg megjegyzem, hogy az így számítható reziliens modulusok

($M_{R,jav}$ = ~ 150 MPa, $M_{R,FZKA}$ = ~ 210 MPa) kiváló egyezést mutatnak a 7.1 fejezetben bemutatott tárcsás teherbírásra vonatkozó „back analysis” eredményekkel.

Az altalaj HCA-paramétereit a (5.18)-(5.24) összefüggések segítségével határoztam meg. Az alkalmazott HCA paramétereket a 6.3. táblázat közli.

6.3. táblázat: Az alkalmazott talajok HCA-paraméterei

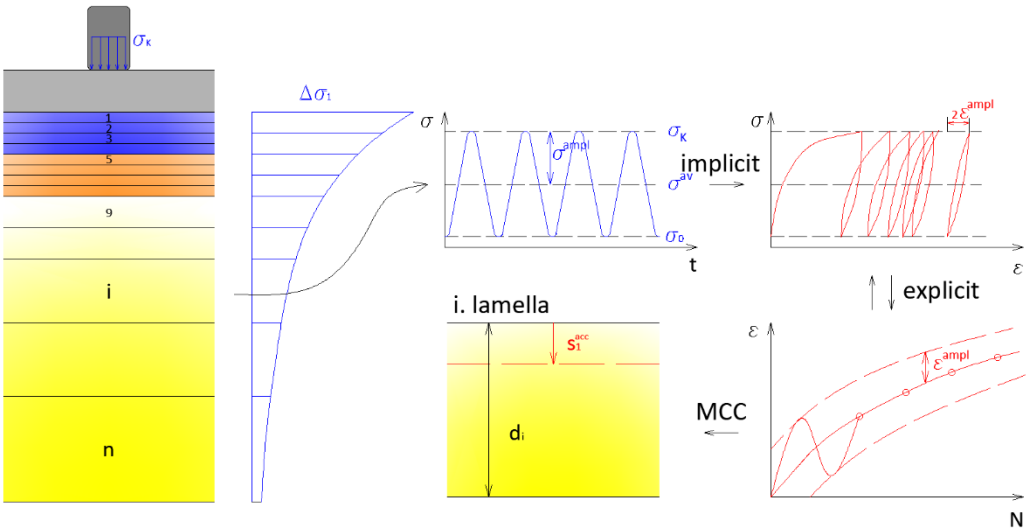
Talaj	C_{ampl}	C_e	C_p	C_Y	C_{N1}	C_{N2}	C_{N3}	φ_{cc}
talaj 1 (L26)	1,70	0,513	0,47	2,26	5,49 10^{-3}	1,30 10^{-2}	2,38 10^{-5}	32,76°
talaj 2 (L19)	1,70	0,466	0,21	2,98	2,11 10^{-3}	2,77 10^{-2}	1,22 10^{-5}	34,73°
talaj 3 (L12)	1,70	0,450	0,41	2,60	3,88 10^{-3}	1,54 10^{-2}	2,05 10^{-5}	33,20°
talaj 4 (L14)	1,70	0,374	0,41	2,60	8,44 10^{-3}	6,72 10^{-3}	3,21 10^{-5}	33,20°
talaj 5 (L16)	1,70	0,338	0,41	2,60	1,53 10^{-2}	5,67 10^{-3}	4,53 10^{-5}	33,20°
FZKA	1,10	0,070	-0,22	1,80	5,20 10^{-4}	0,03	1,30 10^{-5}	44°
Javítóréteg	1,10	0,204	-0,22	1,80	5,20 10^{-4}	0,03	1,30 10^{-5}	42°

A zúzottkő esetén (Wichtmann et al., 2010c) vizsgálatai szolgáltatták az eredményeket. Mivel a javítóréteg anyagára nem áll rendelkezésre irodalmi adat, ám tulajdonságaiban mégis leginkább az FZKA-ra hasonlít, ezért a HCA-paramétereket itt a FZKA-val egyenlőnek feltételeztem C_e paraméter kivételével. A C_e paramétert a javítóréteg tényleges e_{min} értéke és az FZKA-nál tapasztalt e_{min}-C_e különbözet alapján vettem fel.

6.2 Lamellás módszer bemutatása

A HCA-modellt eredetileg az ABACUS végeselemes programba implementálták. Az implicit számítások egyrészt idő és munkaigényesek, a HCA-modell implementáláshoz magas szintű programozási és mechanikai ismeretek szükségesek. A geotechnikai gyakorlatban leggyakrabban alkalmazott PLAXIS szoftverrel végzett (Lukkezen, 2016) vizsgálatokat, melyek során olyan problémák merültek fel, amely az eredmények megbízhatóságát megkérdőjelezik. A gyakorló mérnökök számára megkönnyítendő a HCA-modell alkalmazását egyszerűsített lamellás modelleket fejlesztettek az excel program segítségével ciklikusan terhelt síkalapokra és vízszintes ciklikus erővel terhelt cölöpalapokra (Häcker, 2013; Wöhrle, 2012; Zachert, 2015). Ezen lamellás modellek egyrészt nem igényelnek végeselemes számítást, így külön szakági szoftver nélkül gyorsan ki tudjuk számítani az eredményeket. A lamellás módszerek különösen hasznosak paramétervizsgálatokra, mivel a bemenő adatok változtatásával azonnal megkapjuk a süllyedéseket.

Saját kutatásomban ezen modellek analógiáján egy egyszerűsített számítási eljárást fejlesztettem az excel programban, amely a hajlékony pályaszerkezetek alatti egyes talajrétegekben határozza meg implicit számítással a rugalmas elven számolt pillanatnyi alakváltozásokat, valamint HCA-modellel, explicit számítással a halmozódó maradó alakváltozásokat és a süllyedéseket a ciklikusan fellépő forgalmi terhelésből. Az egyszerűsítet számítási eljárás a konvencionális süllyedésszámításhoz használt lamellás módszerek analógiáján a talajt diszkretizálja, lamellákra bontja. Ezek után meghatározzuk a tengely- ill. kerékteherből származó feszültségeloszlást és megállapítjuk az egyes lamellákra jutó többlet függőleges feszültséget, majd ebből a merevség segítségével kiszámítjuk a lamellák középvonalában (a lamella felső és alsó paramétereinek átlagaként) az alakváltozásokat. A teljes süllyedést az egyes lamellák süllyedésének összegeként kapjuk.



6.3 ábra: Lamellás számítási eljárás lépéseinek szemléltetése (Vámos and Szendefy, 2023a)

Számítási eljárásom az eredeti HCA eljáráshoz hasonlóan egy hagyományos számítást igénylő implicit és egy az (5.5) egyenletet követő explicit részből áll. Az implicit számítási résznél célunk a rugalmas alakváltozás amplitúdó ε_i^{ampl} minél pontosabb meghatározása rugalmasságtani alapon minden egyes lamellára. Ezt követően az ε_i^{ampl} mint bemenő paraméter segítségével meghatározzuk a halmozódó alakváltozásokat az egyes lamellákban ε_i^{acc}, majd a lamellák vastagságával és folyási törvény segítségével kiszámítjuk a süllyedéseket lamellánként $s_{1,i}^{acc} = m_1 * \varepsilon_i^{acc\ i} * d_i$. Az alakváltozás irányát az altalaj esetén a MCC folyási törvénye szerint, míg a javítóréteg és a zúzottkő alapréteg esetén a 4.9. fejezetben bemutatott anizotróp folyási törvénnyel határozom meg. A teljes süllyedés az egyes lamellák süllyedéseinek összegéből adódik $\Sigma\, s_{1,i}^{acc}$. A lamellás számítási eljárás főbb lépéseit a 6.3 ábra szemlélteti.

Az implicit számítás menetét az alábbi módon lehet összefoglalni. Az „i” jel az alsó indexben az i. lamellára utal, míg „j” a j. teherfelviteli lépcsőt jelöli:

a) meghatározzuk a nyugalmi feszültségállapotot a lamellák alján és tetején.
   i. $\sigma_{1,i} = \Sigma \gamma_i h_i$
   ii. $\sigma_{3,i} = \sigma_{1,i} K_{xy,0,i}$, ahol $K_{xy,0,i}$ az előterheltséget figyelembe vevő nyugalmi földnyomási tényező
b) a feszültségszétterjedéssel meghatározzuk a kerékterhelésből keletkező többlet függőleges feszültséget $\Delta\sigma_{1,i}$ az egyes lamellákra az egyes rétegek geomteriai és merevségi viszonyainak függvényében
c) meghatározzuk a többlet függőleges feszültségből keletkező többlet vízszintes feszültséget $\Delta\sigma_{3,i,j} = \Delta\sigma_{1,i,j} K_{xy,i,j}$, ahol $K_{xy,i,j}$ az előterheltséget és növekményi teherfelvitelt figyelembe vevő földnyomási tényező
d) meghatározzuk a tehernövekvények és az átlagos normálfeszültség, tömörség, alakváltozás és feszültségállapot függő merevségből a függőleges alakváltozás növekményeket $\Delta\epsilon_{1,i,j} = \frac{\Delta\sigma_{i,j}}{E_{i,j}(p_{i,j}, e, \gamma_{i,j}^{ampl}, \vartheta_i)}$. Mivel az alakváltozás növekmény a merevségtől függ, a merevség pedig az alakváltozás növekménytől, ezért iterációval kell meghatározni a tényleges alakváltozás növekményt.

e) kiszámítjuk az egy lamellán belüli teljes függőleges alakváltozást, ill. alakváltozási amplitúdót a növekmények összegeként $2\varepsilon_{1,i}^{ampl} = \Delta\epsilon_{1,i} = \Sigma\epsilon_{1,i,j}$
f) kiszámítjuk az egy lamellán belüli teljes vízszintes alakváltozást, ill. alakváltozási amplitúdót a függőleges alakváltozás és a ϑ keresztirányú alakváltozásokat leíró arányszám függvényében $2\varepsilon_{3,i}^{ampl} = \Delta\varepsilon_{1,i}\vartheta = \Sigma\epsilon_{1,i,j}\vartheta$
g) Az (5.1) összefüggéssel kiszámítjuk a rugalmas alakváltozási amplitúdót ε_i^{ampl}

A fenti implicit számítás a javítóréteg és zúzottkő esetén annyiban egyszerűsödik, hogy itt a merevséget az M_R reziliens modulussal vesszük figyelembe, amely a hézagtényezőtől és az alakváltozásoktól független.

Az explicit számítás menetét az alábbi módon lehet összefoglalni, ahol az alsó „i" index az i. lamellára, a „k" index a „k." cikluscsomagra utal.

a) meghatározzuk az átlagos normálfeszültséget és feszültségállapotot az i. lamella közepén p_i^{av}, η_i^{av} majd kiszámítjuk a ciklusok számától független f_p és f_Y és $\dot{f}_N^B$ tagokat.
b) kiszámítjuk a ciklusok számával változó tagokat az (5.5) egyenletben, f_{ampl}-t (5.6)-ból, $\dot{f}_{N,k}^A$-t a $g^A{}_k$ változó aktuális értékéből (5.8) és f_e-t (5.12)-ből
c) meghatározzuk a halmozódó alakváltozásnövekményt $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{\boldsymbol{i}}^{\boldsymbol{acc}}$ az (5.5) összefüggés segítségével. Drénezett eset révén az (5.4) egyenlet $\dot{\varepsilon}_i^{acc} = \dot{\varepsilon}_i$-ra egyszerűsödik.
d) kiszámítjuk a ΔN cikus hatására bekövetkező alakváltozás növekményt $\Delta\varepsilon_i = \dot{\varepsilon}_i\Delta N$, majd $\varepsilon_i(N + \Delta N) = \varepsilon_i(N) + \Delta\varepsilon_i$
e) kiszámítjuk a $\dot{g}^A$ növekményt, vagyis a talaj emlékezetének javulását a $g^A{}_k$ aktuális értékével az (5.16) összefüggés szerint.
f) frissítjuk $g^A{}_k$ aktuális értékét a ΔN terhelési ciklus hatására $\Delta g_i{}^A = \dot{g}_i^A\Delta N, majd\ g_i^A(N + \Delta\mathrm{N}) = g_i^A(N) + \Delta g_i^A$
g) kiszámítjuk a függőleges alakváltozásokat a (4.2) - (4.5) összefüggések segítségével $\varepsilon_{1,i,k}^{acc} = \varepsilon_{i,k}^{acc} m_1$, majd a süllyedéseket lammellánként: $s_{1,k}^{acc} = \Sigma\varepsilon_{1,i,k}^{acc}\, h_i$
h) kiszámítjuk a térfogatos alakváltozás növekményét ΔN ciklus hatására, majd származtatjuk az új hézagtényezőt: $\varepsilon_{v,i,k}^{acc} = \varepsilon_{i,k}^{acc}(m_1 + 2m_3)$, $e_{i,N+\Delta N} = e_{i,N} - \varepsilon_{v,i,k}^{acc}\left(1 + e_{i,N}\right)$
i) a tömörebb állapotot jellemző új $e_{i,N+\Delta N}$ egy új nagyobb merevséget $E_{i,N+\Delta N}(p, e, \gamma_{i,j}^{ampl}, \vartheta_i)$ eredményez, így megismételjük az implicit számítás d)-g) pontjait
j) megismételjük az explicit számítás b)-j) tagjait amíg el nem érjük a kívánt ciklusszám célértékét

6.3 A többlet függőleges feszültség és feszültségeloszlás

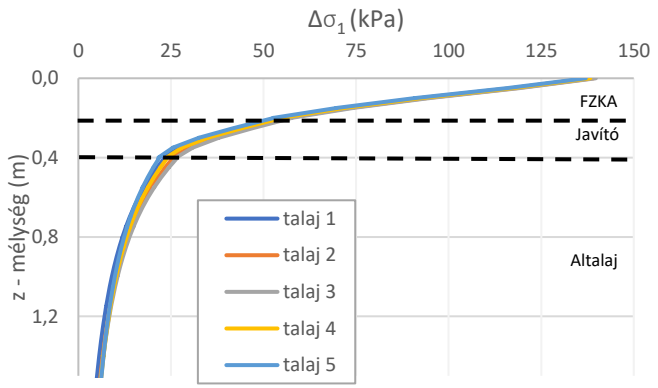
Az útépítési gyakorlatban a forgalmi terhet az egységtengellyel jellemezzük, amely 10 tonna tömegű. A tengelyterhet egyenletesen elosztjuk a két kör alakú, egyenként 30 cm átmérőjű abroncson, így adódik az aszfaltréteg tetején a többlet függőleges feszültség $\Delta\sigma_1 = 707\ kPa$. Számításaimban a 10.1 fejezet kivételével ezzel a kerékteherrel számoltam. Ez a feszültség az egyes rétegek vastagsága és egymáshoz viszonyított merevségeinek (*E*, *v*) arányában szétterjed. A feszültségszétterjedést és az egyes lamellákra jutó $\Delta\sigma_{1,i}$ többletfeszültséget a Boussineq által levezetett több rétegű rugalmas izotróp végtelen féltér elmélete alapján

határozzuk meg. Kutatásomban a BISAR 3.0 program segítségével határoztam meg a feszültségszétterjedést, amely a fenti elméleten alapszik. Mivel a program a mai operációs rendszereken egyre nehézkesebben fut, ezért a hosszú távon feltételezhetően alternatív módon, például egy hasonló, de modernebb programmal, vagy szakági geotechnikai szoftverrel kell kiszámítani a feszültségszétterjedést.

Mivel az altalaj esetén a kis alakváltozásokat is figyelembe vesszük, így a merevség jelentősen függ az altalajra jutó függőleges feszültségnövekménytől. Ugyanakkor igaz az is, hogy a feszültségeloszlást a rétegzett rugalmas féltérben az egyes rétegek merevségi viszonyai mint bemenő paraméter határozzák meg. A merevebb rétegekre arányosan nagyobb többlet feszültség jut, melynek hatására a növekvő alakváltozás miatt a réteg merevsége csökken. Ennek megfelelően a végleges feszültségeloszlást iteráció útján kell meghatározni. Az elvégzett vizsgálatok alapján tapasztalatból kijelenthetem, hogy az iteráció gyorsan konvergál, általánosságban 2, esetenként legfeljebb 3 iterációs lépés szükséges.

A zúzottkő alapréteg és a javítóréteg esetén a kis alakváltozások nincsenek figyelembe véve. A vizsgálatok tapasztalatai azt mutatták, hogy a többlet függőleges feszültség csak minimális mértékben változtatja meg a reziliens modulust a k-teta összefüggés révén, így e felső két réteg esetén nem szükséges a merevség iterációja.

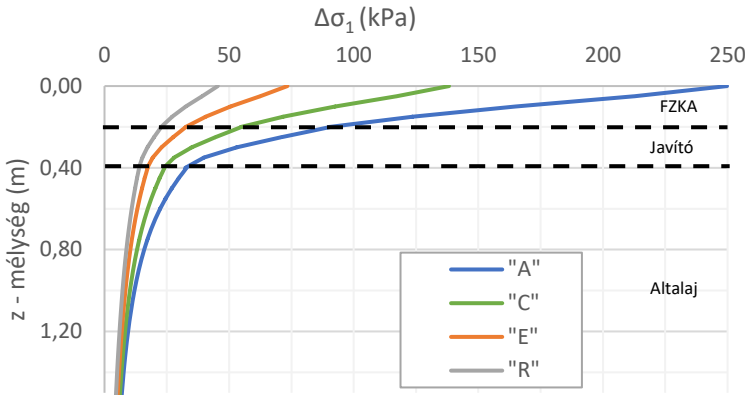
A vizsgálat tárgyát képező 5 különböző altalaj és a „C” terhelési osztály esetére a 6.4 ábra mutatja be a többlet függőleges feszültségek lefutását a „*z*” mélységgel legfelső releváns 1,5 m-es zónában. Ezek alapján megállapítható, hogy a vizsgált altalajtól függetlenül a többlet függőleges feszültségek lefutása egy terhelési osztályon belül nagyon hasonló, a görbék általánosságban szinte egybeesnek. Számottevő eltérést a javítórétegben és az altalaj tetején tapasztalhatunk. A legmagasabb feszültségek a legmerevebben viselkedő „*talaj 3*”, a legalacsonyabb feszültségek a leglágyabb „*talaj 5*” esetén mutatható ki. Az altalaj tetején az eltérés közel 22%-os, míg 1,0 m mélységben ez cca. 10 %-ra csökken. A javítórétegben a felső kb. 6 %-ról növekszik az eltérés 20%-ra. A zúzottkő alaprétegben az eltérések elenyészőek 2-4 %-os sávban mozognak.



6.4 ábra: A többlet függőleges feszültségek lefutása a vizsgált altalajok esetén „C” terhelési osztályra

A 6.5 ábra a többlet függőleges feszültségek lefutását mutatja be a mélységgel és az A-C-E-R terhelési osztályokra. A köztes B-D-K terhelési osztályoknál a görbék a szomszédos terhelési osztályok közé estek, így ezeket a jobb láthatóság kedvéért nem ábrázoltam. Az ábrán a „*talaj 4*” altalajra mutatom be az eredményeket, mivel e talajtípus jellemzi leginkább

középértékként a vizsgált homokspektrumot. Az ábrán látható, hogy az aszfaltréteg vastagságának mértékadó szerepe van a feszültségeloszlásban. Az „A” terhelési osztály esetén a zúzottkő alaprétegre átlagosan 5-szörös, a javítórétegre 4-szeres míg az altalaj tetején cca. 2,5-szeres többlet függőleges feszültség jut mint az „R” osztály esetén. A görbék jól konvergálnak egymáshoz, de még 1,5 méteres mélységben is közel 50 %-os a különbség.



6.5 ábra: A többlet függőleges feszültségek lefutása az A-C-E-R terhelési osztályok és „talaj 4” altalaj esetén

A felszíni hőmérséklet évszakos hatását az aszfaltréteg merevségére és így a többlet függőleges feszültségekre a 10.3 fejezet taglalja.

6.4 A keresztirányú alakváltozás

Az i. lamella függőleges alakváltozását a $\Delta\sigma_{1,i}$ többletfeszültség hatására a háromdimenziós Hook-törvényből számíthatjuk (6.1).

$$\Delta\sigma_{1,i} = \frac{E_i}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}\left[(1-\upsilon)\cdot\varepsilon_{1,i} + \upsilon\cdot\varepsilon_{2,i} + \upsilon\cdot\varepsilon_{3,i}\right] \tag{6.1}$$

Ezután írjuk fel az oldalirányú alakváltozásokat ε_2 és ε_3 a függőleges alakváltozás függvényében, feltételezve, hogy tengelyszimmetrikus eset lévén a két oldalirányú alakváltozás megegyezik (6.2). Ezt behelyettesítve a (6.1) egyenletbe és ε-ra rendezve kapjuk a (6.3) egyenletet.

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \vartheta\varepsilon_1 \tag{6.2}$$

$$\Delta\varepsilon_{1,i} = \frac{\Delta\sigma_{1,i}}{E_i}\frac{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}{1-\upsilon+2\upsilon\vartheta} \tag{6.3}$$

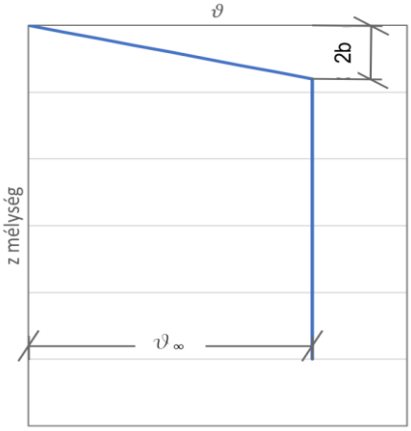
A hagyományos süllyedésszámításnál például az alaptest alatt, vagy egy elegendően nagy töltés szimmetriatengelyében kompressziós feszültségállapot uralkodik, vagyis $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$, így $\vartheta = 0$. $\vartheta = 0$-t a (6.3) egyenletbe behelyettesítve megkapjuk a összenyomódási modulust így az egyenlet a jól ismert kézi süllyedésszámítás összefüggésére redukálódik (6.4):

$$\Delta\varepsilon_{1,i} = \frac{\Delta\sigma_{1,i}}{E_i}\frac{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}{1-\upsilon} = \frac{\Delta\sigma_{1,i}}{E_{s,i}} \tag{6.4}$$

Amennyiben feltételezzük, hogy az oldalirányú alakváltozások gátolatlanul létre tudnak jönni, például egy triaxiális cellában, úgy adódik, hogy $\vartheta = -\upsilon$. Ebben az esetben a (6.3) egyenlet az egydimenziós Hook-törvénnyé egyszerűsödik. Az ödometrikus feszültségállapotban nagyobb merevséget és így kisebb süllyedéseket tapasztalhatunk a gátolt oldalirányú

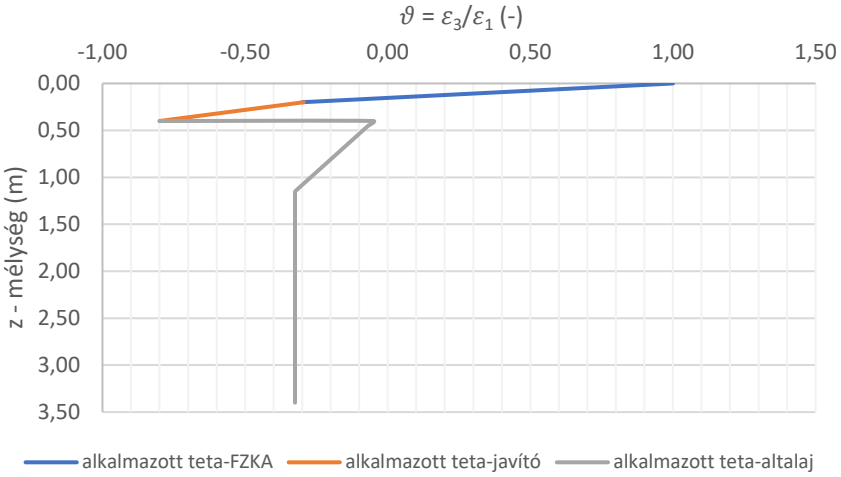
alakváltozások miatt. Szabad oldalkitérés esetén a rendszer lágyabban fog viselkedni, a süllyedések nagyobbak lesznek. Bonyolultabb és valós peremfeltételek esetén egyik véglet sem teljesül igazán, különösen igaz ez a vizsgált útépítési problémára. A ϑ tényező mélységtől való függését (Nübel et al., 1999) taglalja. Ennek során a hipoplasztikus anyagmodell segítségével számították vissza statikusan terhelt alaptestek esetén az alakváltozási komponensek mélységtől és alaptest geometriától függő arányát. A numerikus számítások eredménye alapján adódott, hogy a kompressziós feszültségállapot csak közvetlenül az alaptest alatt érvényes, majd egy „*z*" mélységig, amely közel az alaptest szélességének kétszerese (*2b*) fokozatosan növekszik, majd felvesz egy ϑ_∞ végértéket és konstans marad (6.5) egyenlet és 6.6 ábra.

$$\vartheta\ (z)\ = \begin{cases} \vartheta_\infty \dfrac{z}{2b}, & \dfrac{z}{2b} \leq 1 \\ \vartheta_\infty, & \dfrac{z}{2b} > 1 \end{cases} \tag{6.5}$$



6.6 ábra: A ϑ tényező függése a mélységtől és az alaptest geometriájától (Nübel et al., 1999) nyomán.

Ez az összefüggés nem adott kielégítő egyezést az összehasonlító végeselemes számításokkal a zúzottkő alaprétegre és a javítórétegre, ezért saját összefüggést alkottam $\vartheta(z)$-re a talajrétegektől függően. Az összehasonlító számítások eredményét részletesen a 7.2 fejezet taglalja. Ennek során megállapítottam, hogy a zúzottkő alapréteg és a javítóréteg esetén a $\vartheta(z)$ összefüggést egy lineáris függvény segítségével kellő pontossággal le lehet írni, amelyet egy $\vartheta_{max,FZKA} - \vartheta_{min,FZKA}$, illetve egy $\vartheta_{max,javító} - \vartheta_{min,javító}$ értékpárossal jellemezhetünk. Nübel és társaihoz hasonló lefutást csak az altalaj esetén tapasztaltam. Itt az állapítható meg, hogy a réteg tetején egy közel kompressziós feszültségállapotból teta értéke egy z mélységig lineárisan csökken, majd itt felvesz egy konstans végértéket. A határmélység értéke, amely után további csökkenés már nem tapasztalható 0,75 m-re adódik, amely az abroncs átmérőjének közel 2,5-szerese. A saját számítási eljárásban alkalmazott $\vartheta(z)$ összefüggést a 6.7 ábra szemlélteti és zárt alakban a (6.6) egyenlet adja meg. A megállapított ϑ_i paramétereket a 6.4. táblázat közli.



6.7 ábra: Alkalmazott ϑ a saját számítások eredménye alapján

$$\vartheta(z) = \begin{cases} \vartheta_{max,FZKA} + \left(z\dfrac{\vartheta_{max,FZKA} - \vartheta_{min,FZKA}}{d_{FZKA}}\right), & z \le d_{FZKA} \\ \vartheta_{max,jav} + \left((z - d_{FZKA})\dfrac{\vartheta_{max,jav} - \vartheta_{min,jav}}{d_{jav}}\right), & d_{FZKA} < z \le d_{jav} + d_{FZKA} \\ \vartheta_{max,homok} + \left((z - d_{FZKA} - d_{jav})\dfrac{\vartheta_{max,homok} - \vartheta_{min,homok}}{0{,}75}\right), & d_{FZKA} + d_{jav} < z \le 0{,}75 + d_{jav} + d_{FZKA} \\ \vartheta_{min,homok}, & z > 0{,}75 + d_{jav} + d_{FZKA} \end{cases} \tag{6.6}$$

6.4. táblázat: A ϑ paraméter szélsőértékei a saját számításokban

Talaj	ϑ_{max}	ϑ_{min}
FZKA	0,850	-0,450
Javító	-0,300	-0,800
Altalaj	-0,050	-0,325

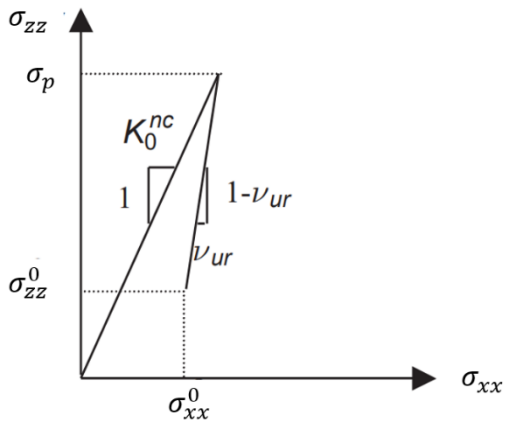
6.5 A földnyomási tényező meghatározása

A vízszintes földnyomás növekedése pozitívan hat a maradó alakváltozásokra. A nagyobb vízszintes feszültség egyrészt növeli a *p* átlagos normálfeszültséget és ezzel a talaj merevségét *E*=f(*p*), így a csökkenő ciklikus alakváltozási amplitúdón ε^{ampl} keresztül f_{ampl} értéke is csökken. Bár hatása kisebb, de a növekvő átlagos normálfeszültség f_p függvényen keresztül szintén csökkenti a halmozódás mértékét. Ennek megfelelően a vízszintes feszültségek minél pontosabb figyelembe vétele szükséges.

Normálisan konszolidált talajok esetén az oldalirányú feszültséget a függőleges feszültség és az alakváltozásra jellemző elmozdulás arányában a földnyomási tényezőkkel adjuk meg. Nyugalmi állapotban a nyugalmi K_0^{NC} földnyomási tényezőt alkalmazzuk, amelyet a Jáky képlettel határozunk meg. Amennyiben a talajszerkezetben változás történik, akkor két szélsőértéket, a fellazulást jellemző aktív és a tömörödést jellemző passzív földnyomást definiálhatunk, melyeket szintén a függőleges földnyomásból a K_a és K_p földnyomási tényezőkkel határozhatunk meg. Vasúti zúzottkőre készített vizsgálataiban (Gotschol, 2002) a növelt aktív fölnyomási tényezőt feltételezett, amely szerint a földnyomás a K_0 és K_a átlagaként számítható ki.

Abban az esetben, ha a talajt korábban már egy nagyobb elsődleges terhelés-tehermentesítés érte mint az aktuális terhelés, úgy a talajt túlkonszolidáltnak nevezzük. Túlkonszolidált talajok

esetén a nyugalmi földnyomás értéke nagyobb, mint normálisan konszolidált esetben. Példának vegyünk egy egydimenziós ödométeres vizsgálatot, ahol a mintát $\sigma_{zz} = p$ értékig megterheljük, majd tehermentesítjük $\sigma_z = \sigma_z^0$-ra, lásd 6.8 ábra. Tehermentesítéskor a talaj közel rugalmasan viselkedik, így a feszültségnövekményekre felírható a Hook-törvény alapján a (6.7) egyenlet. Visszaterhelés után a σ_z^0- σ_x^0 pontban a túlkonszolidált talaj földnyomási tényezőjét a (6.8) egyenlet alapján határozhatjuk meg. Ezek alapján látható, hogy kicsi újraterhelési Poisson tényező esetén a földnyomási tényező jelentősen meghaladja a normálisan konszolidált talajok K_0^{NC} földnyomási tényezőjét.



6.8 ábra: A túlkonszolidált talajok földnyomása nagy elsődleges terhelés és tehermentesítés után (Plaxis, 2011)

$$\frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{zz}} = \frac{K_0^{NC}\,\sigma_p - \sigma_{xx}^0}{\sigma_p - \sigma_{zz}^0} = \frac{K_0^{NC}\,OCR\,\sigma_{zz}^0 - \sigma_{xx}^0}{(OCR-1)\,\sigma_{zz}^0} = \frac{\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \tag{6.7}$$

$$\frac{\sigma_{xx}^0}{\sigma_{zz}^0} = K_0^{NC}\,OCR - \frac{\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}}\,(OCR-1) \tag{6.8}$$

Az útépítési pályaszerkezetek alatt található talajok túlkonszolidáltnak tekintendők. Ennek oka, hogy építés közben jelentős feszültségek érik a talajt az építési forgalom és a tömörítés hatásának köszönhetően. Mivel a gyakorlatban a talajokat max. 20-40 cm-es rétegenként építjük be, így minden réteg tetején elhaladnak a különböző munkagépek. Mivel az építési teher a réteg tetején hat, ezért a feszültségszétterjedés még viszonylag korlátolt. Az így fellépő feszültségek sokszorosan meghaladják az üzemi állapotban fellépő feszültségeket. Ennek megfelelően OCR >> 1 és így $K_{xy} \neq K_0^{NC}$. A saját számítási eljárásom következő lépése tehát meghatározni egy a $\vartheta(z)$ összefüggés analógiáján a K_{xy} (z)-ra érvényes függvényt. Mivel OCR értéke definíció szerint az aktuális terhelés nagyságától is függ, ezért K_{xy} értéke a $\vartheta(z)$ összefüggéssel ellentétben a terhelés lépcsőzetes felvitelekor is folyamatosan változik. Annak érdekében, hogy ez a hatás ne tegye a számításokat átláthatatlanul bonyolultá, a zúzottkő alapréteg és az altalaj esetén egyszerűsítésekkel éltem, és egy a teljes terhelési folyamatra jól simuló függvényt alkottam. A javítóréteg esetén erre nem volt lehetőség, mivel K_{xy} a terhelés során oly mértékben változik, hogy az már a számítások eredményét számottevően befolyásolta volna.

A zúzottkő alapréteg esetén a (6.9) összefüggés segítségével határozhatjuk meg a keresztirányú feszültségeket. Ennek megfelelően a zúzottkő alapréteg tetején a vízszintes feszülltség értéke $\sigma_3 = \sigma_1 K_{xy,max}^{FZKA}$, majd ez a réteg aljára lineárisan lecsökken $\sigma_3 = \sigma_1 K_{xy,min}^{FZKA}$-re. Bár a K_{xy} értéke a 10 tonnás egységtengely fokozatos növelésével folyamatosan változik, a

teljes terhelés kb. 30 %-nak felvitelekor már közel azonos értékeket kapunk, így alkalmazható egy a teljes terhelési folyamatra jellemző függvény. A vizsgálat tárgyát képező összes terhelési osztályra (A-R) és teljes terhelési folyamatra legjobban illeszkedő K_{xy} paramétereket a 6.5. táblázat tartalmazza.

$$K_{xy}^{FZKA}(z) = K_{xy,max}^{FZKA} - (z\frac{K_{xy,max}^{FZKA} - K_{xy,min}^{FZKA}}{d_{FZKA}}) \tag{6.9}$$

6.5. táblázat: A zúzottkő alaprétegre vonatkozó földnyomási tényezők a réteg tetején $K_{xy,max}^{FZKA}$ és alján $K_{xy,min}^{FZKA}$.

Földnyomási tényező	A-R terhelési osztálytól függetlenül
$K_{xy,max}^{FZKA}$	0,85
$K_{xy,min}^{FZKA}$	0,10

Az építés alatti előterheltség hatása a javítóréteg esetén különösen érvényesül, a vízszintes feszültségek jelentősen függnek az aszfaltréteg vastagságától, amelyet esetünkben a terhelési osztályok testesítenek meg, valamint a terhelés felvitele során is számottevően megváltoznak. A folyamatot a 7.3 fejezet elemzi részletesen. Másrészt megfigyelhető volt, hogy a K_{xy}^{jav} lefutása a mélységtől közel független, így elegendő a terhelési osztályonként és terhelési lépcsőnként egy konstans értékkel jellemezni. Az egyes $\Delta\sigma_{1,i,j}$ függőleges feszültségnövekmények felvitelekor a 6.6. táblázatban szereplő terhelési lépcsők közé eső értékeket lineáris interpolációval határoztam meg.

6.6. táblázat: A javítórétegre vonatkozó mélységtől független K_{xy}^{jav} földnyomási tényezők a terhelési osztály és teherfelvitel függvényében.

Terhelési osztály	Terhelési lépcső					
	0 t	2 t	4 t	6 t	8 t	10 t
	K_{xy}^{jav}					
A	6,55	2,33	1,06	0,52	0,26	0,23
B	6,14	2,66	1,19	0,63	0,32	0,19
C	6,02	2,51	1,34	0,79	0,47	0,28
D	5,90	2,95	1,74	1,11	0,74	0,50
E	5,93	3,26	2,13	1,51	1,11	0,84
K	5,11	3,43	2,41	1,79	1,38	1,08
R	5,65	3,55	2,62	2,03	1,63	1,33

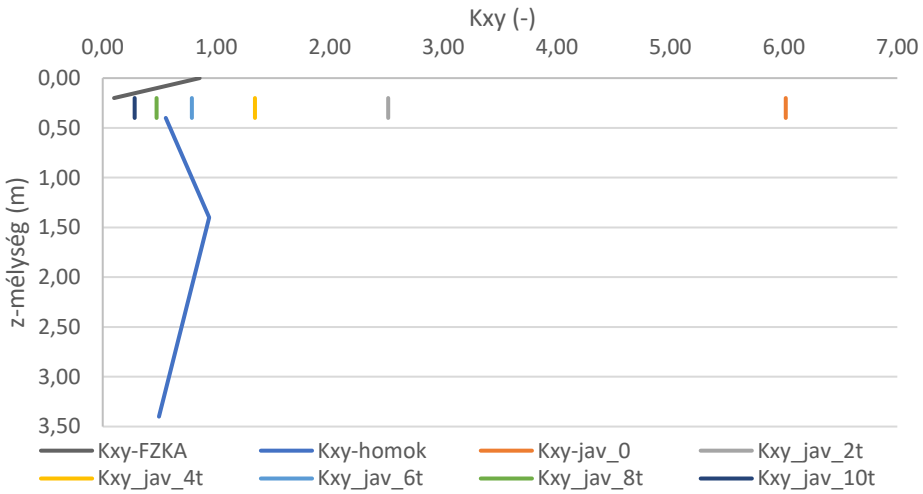
A homok altalajon végzett vizsgálatok szerint a földnyomási tényező értéke előterhelt esetben kissé függ a terhelési osztálytól, különösen a felsőbb rétegekben, és közepesen változik a tengelyteher fokozatos felvitelével. Ennek ellenére a zúzottkő alapréteghez hasonlóan a modell egyszerűsítése kedvéért megállapítható egy a mélységtől függő, viszont az összes terhelési osztályra és terhelési lépcsőre egyaránt közelítően érvényes összefüggés. A vizsgálati eredmények azt mutatták, hogy a földnyomási tényező egy kezdeti $K_{xy,fent}^{homok}$ értékről lineárisan növekszik a $K_{xy,max}^{homok}$ értékig. A földnyomási tényező maximumát a terhelési osztályoktól függetlenül cca. 1 m mélységben a réteg teteje alatt veszi föl. Ezt követően a vizsgálati mélység aljáig lineárisan csökken és egy $K_{xy,lent}^{homok}$ végértéket vesz föl. A számítási eljárásban alkalmazott függvényt a (6.10) egyenlet mutatja, a K_{xy} paramétereket a 6.7. táblázat közli.

$$K_{xy}^{homok}(z) = \begin{cases} K_{xy,fent}^{homok} - \left[(z - d_{FZKA} - d_{jav})\frac{K_{xy,fent}^{homok} - K_{xy,max}^{homok}}{1,0}\right], & d_{FZKA} + d_{jav} \le z \le d_{FZKA} + d_{jav} + 1,0 \\ K_{xy,max}^{homok} - \left[(z - d_{FZKA} - d_{jav} - 1)\frac{K_{xy,max}^{homok} - K_{xy,lent}^{homok}}{d_{homok} - 1}\right], & d_{FZKA} + d_{jav} + 1 < z \end{cases} \tag{6.10}$$

6.7. táblázat: A homok altalajra alkalmazott földnyomási tényezők

Földnyomási tényező	A-R terhelési osztálytól függetlenül
$K_{xy,fent}^{homok}$	0,55
$K_{xy,max}^{homok}$	0,94
$K_{xy,lent}^{homok}$	0,62

A számítási eljárásban alkalmazott földnyomási tényezők mélységgel való lefutását a szemléltetés kedvéért a „C” terhelési osztályra a 6.9 ábra mutatja.



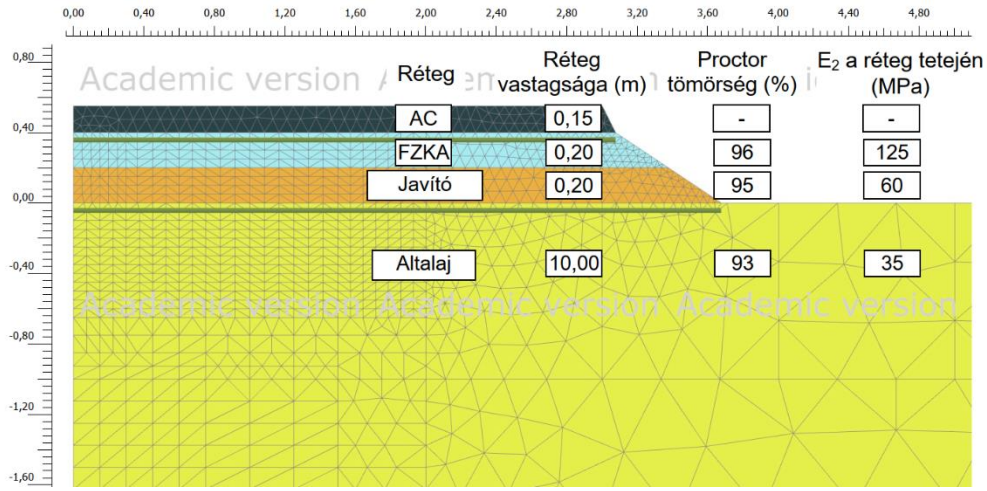
6.9 ábra: A K_{xy} földnyomási tényező lefutása a „C” terhelési osztály példáján bemutatva

7 VIZSGÁLATOK A SZÁMÍTÁSI ELJÁRÁS KALIBRÁLÁSÁHOZ

Ebben a passzusban a 6. fejezetben bemutatott saját számítási eljáráshoz szükséges bemenő adatokat és paramétereket határozom meg és támasztom alá helyességüket. Az első lépésben összehasonlító vizsgálatokat végeztem a Plaxis végeselemes szoftver segítségével annak érdekében, hogy a keresztirányú alakváltozások és vízszintes feszültségek eloszlására vonatkozólag bemenő adatokat kapjak, illetve a saját számítási eljárásból származó rugalmas alakváltozási amplitúdó eredmények megfelelőségét ellenőrizzem. Ezt követően a HS-Small anyagmodell $\gamma_{0,7}$ paraméterének hatásvizsgálata következik, majd a lamellás módszer felépítésére vonatkozó vizsgálatok. Végül a számítási eljárással meghatározott maradó süllyedések validálása kerül bemutatásra más módszerekkel összehasonlítva.

7.1 Saját számítási eljárás paramétereinek kalibrálása és összehasonlítása végeselemes vizsgálatokkal

Első lépésben felépítettem a 6.1. táblázat szerinti összes típus-pályaszerkezetet a Plaxis végeselemes szoftverben. Az aszfaltburkolat kivételével, melyet lineárisan rugalmasnak feltételeztem, a HS-Small anyagmodellt alkalmaztam. A legnagyobb problémát a megbízható bemenő adatok hiánya okozta. Mivel a vizsgált anyagokhoz csak részben álltak rendelkezésre a HS-Small paraméterei, ezért ezeket részben szakirodalmi adatokkal, részben a konkrét anyagra elvégzett laboratóriumi vizsgálatok eredményével, részben pedig „back analysis” segítségével határoztam meg.



7.1 ábra: Az összehasonlító végeselemes útszerkezet geomteriája (kiragadott példaként a „C” terhelési osztályra) (Vámos and Szendefy, 2023b)

A végleges végeselemes modell geomteriáját a 7.1 ábra szemlélteti a „C” tehelési osztály kiragadott esetére. A végeselemes számításokban a 6.1. táblázat szerinti összes típus-pályaszerkezet az eltérő aszfaltvastagságokkal modellezésre került. Az építési forgalom és munkagépek terhét, és így a mértékadó előterheltséget gyakorlati tapasztalatok alapján 150 kPa-nak feltételeztem. Az építésből fakadó előterhelést mint vonalmenti terhet vettem figyelembe a végeselemes számításban. Első lépésben a homok altalaj ismert, vagy gyakorlati tapasztalat alapján ismert paramétereit vettem föl. A nyírószilárdsági paramétereket Wichtmann statikus vizsgálatai alapján választottam, a dilatációs szöget a gyakorlatban általánosan elterjedt összefüggéssel $\psi = \varphi - 30°$ közelítettem. Az „*m*” kitevőt a szemcsés anyagokra jellemző 0,5-nek választottam. A kis alakváltozásokra jellemző paramétereket ($G_0^{ref}, \gamma_{0,7}$) a vizsgált altalajra a 3. fejezetben bemutatott szakirodalmi összefüggések alapján határoztam meg. Ezek után többi merevségi paramétert (E_{50}, E_{oed}, E_{ur})-t addig változtattam, amíg a feltételezett E_2=35 MPa-os tárcsás teherbírásmérés, cca. T_t=2,5 mellett eredményül nem adódott. Mivel az altalaj alatt más réteg már nem található, így ez az érték az altalaj sajátmodulusának (E_{2d}) is tekinthető.

Második lépésben a javítóréteg bemenő paramétereit kalibráltam a (Káli, 2020) szakdolgozatában részletesen bemutatott próbaszakasz helyszíni teherbírásméréseinek back analysisével és az anyagra vonatkozó laborvizsgálati eredmények alapján. A nyírószilárdsági paramétereket az UU triaxiális vizsgálatok laborjegyzőkönyvéből vettem, az elsődleges modulusokat a jegyzőkönyvek σ-ε diagrammjairól illesztéssel határoztam meg. Az m kitevőt, a dilatációs szöget és a $\gamma_{0,7}$-t a homokra bemutatott módszerekkel vettem föl. Ezután E_{ur} és G_0 értékét végeselemes visszaszámítással úgy változtattam, hogy visszakapjam a próbaszakasz helyszíni teherbírásméréseinek eredményeit. Ezek alapján a javítóréteg sajátmodulusa E_{2d} = ~ 150 MPa. A zúzottkő alapréteg nyírószilárdsági és elsődleges merevségi paramétereit a (Rondón et al., 2007) folyóiratcikkben bemutatott laborvizsgálatok alapján állapítottam meg. Az m kitevőt, a dilatációs szöget és a $\gamma_{0,7}$-t a homokra bemutatott módszerekkel vettem föl. Ezek után E_{ur} és G_0 értékét úgy változtattam, hogy a 7.1 ábra bemutatott modellnél az alapréteg tetején E_2 ~ 125 MPa-os teherbírási értéket kapjak. A HS-Small anyagmodellben alkalmazott paramétereket a 7.1. táblázat közli.

7.1. táblázat: A talajok alkalmazott HS-Small paraméterei

Talaj	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m (-)	φ (°)	c (kPa)	ψ (°)	$\gamma_{0,7}$ (-)	G_0^{ref} (MPa)	υ_{ur} (-)	p^{ref} (kPa)
homok	43	43	87,5	0,5	34	5	4	$1,5\ 10^{-4}$	95	0,3	100
Javító	37,5	37,5	250	0,5	42	9	12	$1,5\ 10^{-4}$	385	0,3	100
FZKA	65	60	325	0,5	45	16	15	$1,5\ 10^{-4}$	450	0,3	100

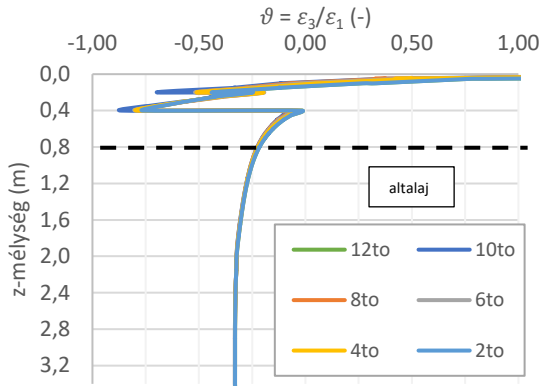
A vizsgálatok során a teljes építési folyamatot és a munkagépek tömörítő hatását az egyes fázisokban figyelembe vettem. A végeselemes modellben az egyes építési fázisok a következőek, ahol a minősítést mint számítási oldalágakat vettem figyelembe, így a további eredményekre nincsenek befolyással.

a) a földmű tetejének tömörítése az építési forgalomból és tömörítő munkagépből, ezek helyettesítő terhének felvitele, majd a földmű tárcsás terheléses minősítése
b) a javítóréteg beépítése, a helyettesítő teher felvitele a javítóréteg tetején, majd a javítóréteg minősítése
c) a zúzottkő alapréteg beépítése, a helyettesítő teher felvitele az alapréteg tetején, majd minősítése
d) az aszfalt beépítése, a helyettesítő teher felvitele az aszfalt tetején
e) az egységtengelyből származó kerékteher (707 kPa) felvitele az első ciklusból, mint elsődleges terhelés, majd tehermentesítés
f) az egységtengely második ciklusából származó teher lépcsőzetes felvitele, mint újraterhelés. A teherlépcsők 2 tonnás tehernövekményként (2 t -> 4 t -> 6 t -> 8 t -> 10 t), mint egyedi építési fázis lettek figyelembe véve.

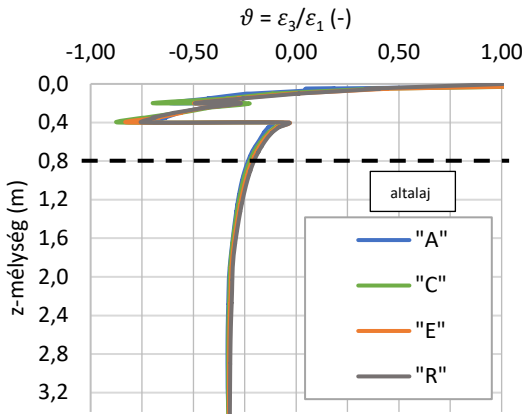
A továbbiakban részletezett keresztirányú alakváltozások és vízszintes feszültségek minden esetben az újraterhelésből származó eredményeket mutatják be.

7.2 Keresztirányú alakváltozás

A Plaxis programban számításokat futtattam az A-R forgalmi terhelési osztályokban 2 tonnás lépcsőzetes terhelés mellett, majd az így kialakuló függőleges ε_y és vízszintes ε_x alakváltozásokat kinyertem és ϑ arányukat a mélységgel diagrammon ábrázoltam. A „C" terhelési osztály esetén a teljes lefutást a 7.2 ábra mutatja. Elsőként megállapítható, hogy a $\vartheta(z)$ függvények közel függetlenek a terhelés szintjétől, a görbék szinte teljesen egybeesnek, amely a többi, itt nem ábrázolt terhelési osztály esetére is igaz. Jelentősebb eltérés csak a zúzottkő réteg felső 5 cm-ben, illetve az altalaj felső 10-20 cm-ben tapasztalható, amely a végleges eredmények szempontjából elhanyagolható. A $\vartheta(z)$ összefüggést az A-C-E-R terhelési osztályokra a 7.3 ábra ábrázolja. Ezek alapján látható, hogy a keresztirányú alakváltozási arányok lefutása a mélységgel közel független a terhelési osztályoktól. Így tehát elegendő egyetlen $\vartheta - z$ függvény használata a teljes terhelési folyamatra és az összes terhelési osztályra.

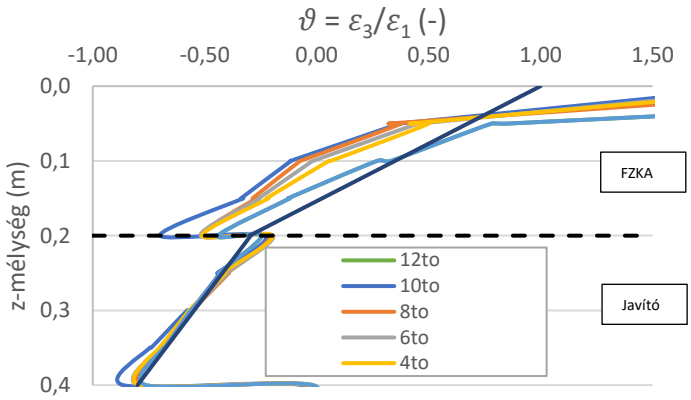


7.2 ábra: A „C” terhelési osztály során számított ϑ értékek



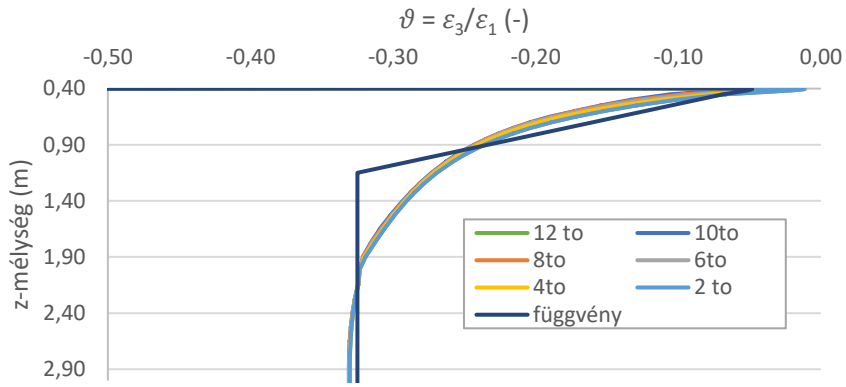
7.3 ábra: ϑ értékek az egyes terhelési osztályokban

A (6.6) képletet és 6.4. táblázatban szereplő paramétereket a legkisebb négyzetek elve szerinti illesztéssel határoztam meg, majd a paramétereket kis mértékben kerekítettem a gyakorlati használhatóság végett. A 7.4 ábra a mért és az illesztett ϑ függvényt ábrázolja a zúzottkő- és javítórétegben.



7.4 ábra: A számított és az illesztett ϑ függvény a zúzottkő- és javítórétegben a „C” terhelési osztályra

Figyeljük meg, hogy a ϑ lefutása közel lineáris és az FZKA tetején az érték akár pozitív is lehet, míg a réteg alján kisebb, mint a Poisson tényező értéke. A pozitív ϑ egyrészt meglepő, fizikai jelentése pedig az, hogy a talaj függőleges és vízszintes irányban is összenyomódik, ami a talajokra nem jellemző viselkedés. A nulla pont közel a réteg középvonalában található. A szokatlan jelenség magyarázata az lehet, hogy a zúzottkő alapréteg a kerékteher hatására lemez-szerűen viselkedik és a nagyjából a középvonalban található semleges tengely körül hajlítva van. E hajlítás hatására a réteg felső részében keresztirányban is összenyomódások keletkeznek, míg a réteg aljában a „húzás”, ill. jelen esetben csökkenő nyomás lép föl, amely a szokványos esetben működő keresztirányú megnyúlásokat tovább növeli. Az altalaj esetében a szakirodalom síkalapok esetére is megállapított lefutását (Nübel et al., 1999) tapasztaltam(7.5 ábra).



7.5 ábra: A számított és az illesztett ϑ függvény az altalajban a „C” terhelési osztályra

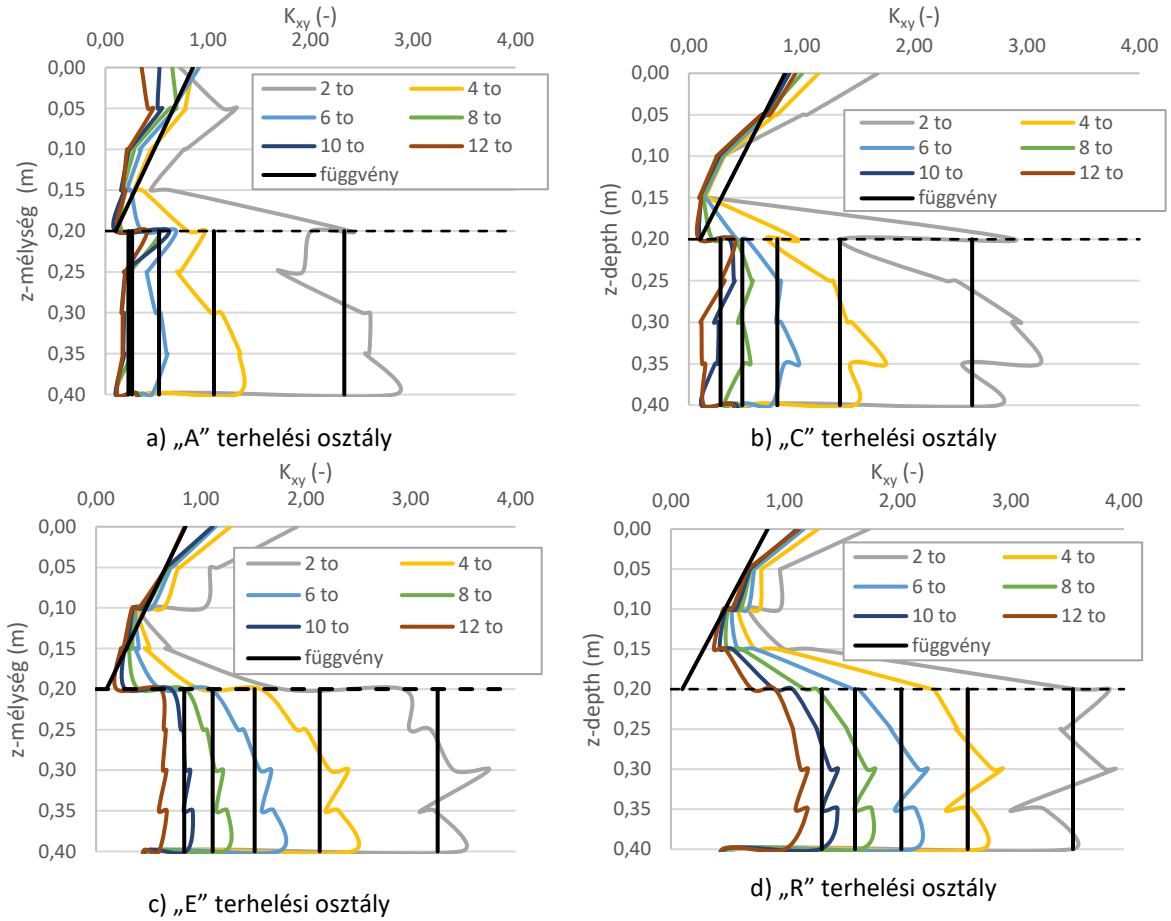
Ennek megfelelően a réteg tetején egy közel kompressziós feszültségállapotból, ahol a keresztirányú alakváltozások közel nullák fokozatonsan csökken a függvény egy $\vartheta_{max} \sim -\upsilon$ értékig, vagyis a gátolatlan alakváltozás állapotáig.

7.3 Földnyomási tényező

A fent bemutatott végeselemes modellben számított földnyomási tényezőket az összes terhelési osztályban és a 2 tonnás terhelési lépcsőkben a mélység függvényében értékeltem. A zúzottkő alap- és javítórétegre a jellemző lefutásokat az A-C-E-R terhelési osztályokra a 7.6 ábra mutatja. Az ábra alapján megállapítható, hogy K_{xy} értéke a teher növekedésével fokozatosan csökken. Ez a jelenség logikus, hiszen a (6.8) egyenlet szerint a földnyomási tényező OCR-rel arányos. Ennek megfelelően, ha nő a terhelés, OCR értéke csökken, ennek megfelelően a földnyomási tényezőnek is csökkenni kell. Másrészt megállapítható, hogy a zúzottkőben K_{xy} a mélységgel közel lineárisan csökken. Ugyanakkor ez a zúzottkő-javítóréteg határán különösen a magasabb terhelési osztályokban és alacsonyabb terhelés esetén nem teljes mértékben állja meg a helyét. Mégis az egyszerűség kedvéért közelítésként elfogadhatjuk, hogy a zúzottkőben a terhelési osztályoktól és a terhelés szintjétől függetlenül egy egyenessel leírhatjuk a $K_{xy}(z)$ függvényt. Ennek megfelelően a legkisebb négyzetek elve szerinti illesztéssel a (6.9) egyenletet a 6.5. táblázatban szereplő paramétereket kapjuk eredményül. Az így kapott földnyomási tényező az alacsonyabb terhelési osztályokban túlbecsüli, míg magasabb terhelési osztályokban alábecsüli a végeselemes számítás alapján várható „tényleges” földnyomást, míg a közepes „C”-„D” osztályokban meglehetősen pontos eredményt kapunk. Ez azt jelenti, hogy az alacsonyabb terhelési osztályokban magasabb vízszintes feszültséggel, míg magasabb osztályokban alacsonyabb vízszintes feszültséggel számolunk.

A javítórétegben a $K_{xy}(z)$ függvényt szintén a 7.6 ábra mutatja. Itt azt láthatjuk, hogy a K_{xy} értékek különösen alacsony terhelés esetén számottevően nagyobbak 1-nél. Ennek oka, hogy bár a javítóréteget az építés alatt közel ugyan akkora előterhelés érte, mint a FZKA-t, az aszfaltburkolat és a zúzottkő alapréteg feszültségelosztó hatása miatt viszont az aktuálisan működő feszültség sokkal kisebb, mint a zúzottkőben, így $OCR^{jav} > OCR^{FZKA}$, így $K_{xy}^{jav} > K_{xy}^{FZKA}$. Másrészt megállapítható, hogy a terhelés növekedésével K_{xy} értéke fokozatosan csökken, ami a (6.8) egyenlet szerint szintén logikus, hiszen csökkenő OCR mellett a K_{xy} értéke is csökkenni fog. Harmadrészt látható, hogy a terhelési osztály növekedésével K_{xy} érték is növekszik. Ennek

oka, hogy a teherbíróbb terhelési osztályok növekvő aszfaltburkolatvastagságot jelentenek, így az aktuális terhelésből alacsonyabb feszültség jut a javítórétegre, amely az OCR-t és így a földnyomási tényezőt növeli. A javítórétegben a földnyomási tényező alacsonyabb terhelési szint esetén a mélységgel kis mértékben növekszik, míg nagyobb terhelés és alacsony terhelési osztályban konstans vagy csökken. A fenti okokból egy egységes, a teljes terhelési folyamatra és minden terhelési osztályra érvényes és elegendően pontos összefüggés nem lehetséges. A javítórétegben ezért a földnyomási tényezőt a 6.6. táblázat szerinti paraméterekkel a mélységtől független konstans függvényekkel írtam le.



a) „A” terhelési osztály

b) „C” terhelési osztály

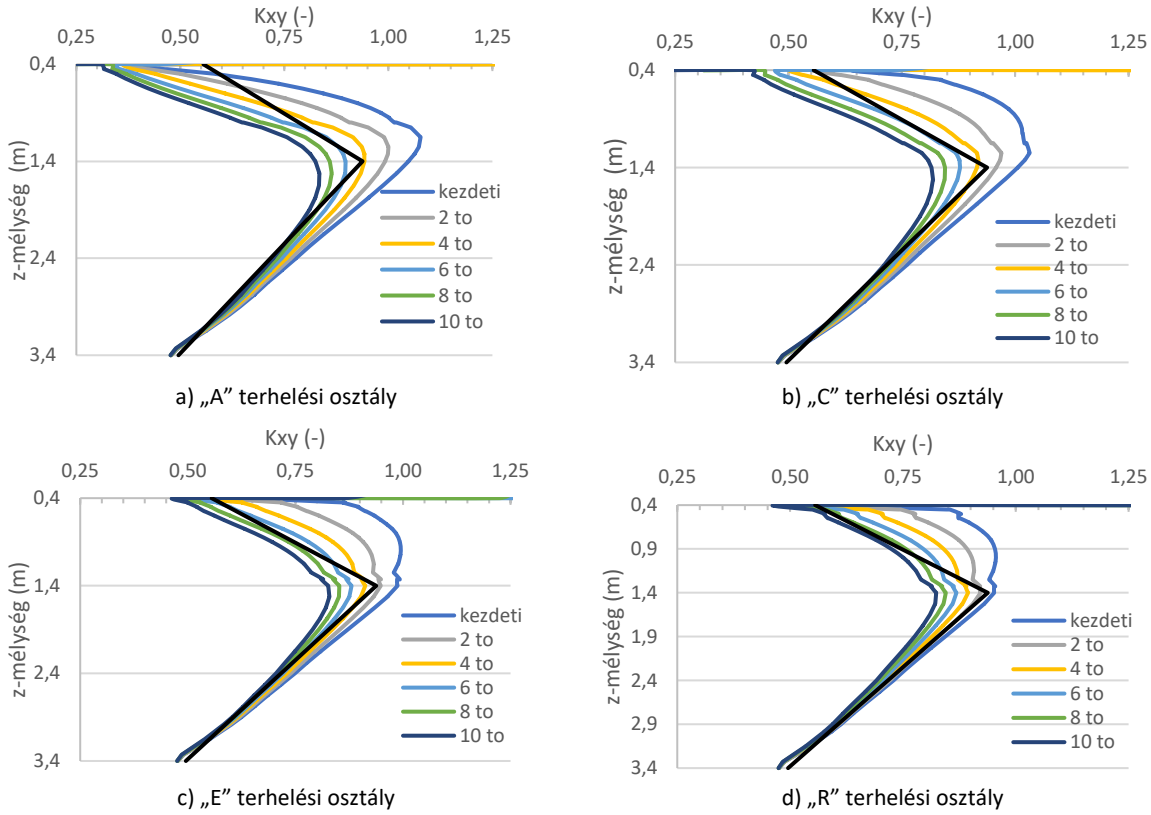
c) „E” terhelési osztály

d) „R” terhelési osztály

7.6 ábra: A földnyomási tényezők értékei az FZKA és javítórétegben a végeselemes számítások és a saját számítási eljárás alapján

Az altalajban uralkodó földnyomási tényezők végeselemes számítás és a saját számítási eljárás alapján kapható értékeit az A-C-E-R terhelési osztályokra a 7.7 ábra mutatja. A felső durvaszemcsés rétegekhez hasonlóan az altalaj esetén is megfigyelhető, hogy a terhelés növekedésével a K_{xy} földnyomási tényező értéke minden terhelési osztályban csökken. Másrészt megfigyelhető, hogy a K_{xy} alacsonyabb terhelési szint mellett kissé függ a terhelési osztálytól, különösen a felsőbb rétegekben, nagyobb mélységben a különbség elenyésző. A K_{xy} (z) függvény lefutása terhelési osztálytól függetlenül azonos. A kezdeti közel $K_{xy}= K_0^{NC}$ értékről fokozatosan növekszik a réteg teteje alatt cca. 1-1,5 m mélységig, majd innen a réteg aljáig fokozatosan lecsökken. Ezen kívül megfigyelhető, hogy a terhelési osztály és így az aszfaltvastagság növekedésével a csúcsértéket egyre magasabban, a réteg tetejéhez közelebb veszi fel. Mivel a lefutás közel azonos minden terhelési osztályban és a terheléssel is

egyenletesen növekszik, ezért közelítésként használhatunk egyetlen összefüggést a vízszintes feszültségek leírására, melyet a legkisebb négyzetek elve szerinti illesztéssel a (6.10) egyenlettel és a 6.7. táblázat szerinti paraméterekkel tettem meg. A számítási eljárásomban alkalmazott közelítés miatt az alacsonyabb terhelési osztályokban (A-B) a végeselemes vizsgálat alapján várható földnyomási tényezőt a felsőbb rétegekben túlbecsüljük, míg a közepes terhelési osztályokban (C-D) meglehetősen pontos becslést kapunk. A magasabb terhelési osztályokban (K-R) a felsőbb részeket inkább alábecsüli a számítási eljárás, míg a réteg közepén és alján inkább túlbecsüli a vízszintes feszültségeket.



a) „A” terhelési osztály

b) „C” terhelési osztály

c) „E” terhelési osztály

d) „R” terhelési osztály

7.7 ábra: A földnyomási tényezők értéke az altalajban a végeselemes modellből és a saját számítási eljárásban (fekete vonallal a saját függvény illesztés látszik)

7.4 A HS-Small anyagmodell paramétereinek hatásvizsgálata

Amint az a 6.1 ábra és a 6.2. táblázat alapján látható, az altalaj esetén egy relatív széles szemeloszlási spektrumot vizsgáltam. Ennek ellenére a földnyomásra és az alakváltozásra vonatkozó összefüggések végeselemes kalibrációja során a vizsgált 5 altalajt csupán egyetlen HS-Small paraméterkombinációval vettem figyelembe. Ebben a fejezetben összehasonlító számításokat mutatok be és bebizonyítom, hogy a 6 és 7 fejezetben a földnyomásra és alakváltozásra tett megállapítások nem csak a 7.1. táblázatban bemutatott paraméterekre, hanem egy szélesebb sávra is érvényesek.

A kialakuló süllyedéseket a G_0, E_{oed}, E_{ur}, $\gamma_{0,7}$ és m paraméterek együttes kombinációja befolyásolja. Mint korábban említettem, ezeket a paramétereket szakirodalmi adatok alapján (Wichtmann and Triantafyllidis, 2013, 2009), illetve helyszíni tárcsás teherbírásmérések visszaszámításával vettem föl. A 7.1. táblázatban szereplő adatokat összehasonlítottam (Brinkgreve et al., 2010) homok talajokra vonatkozó ajánlásaival és megállapítottam, hogy

mind az elsődleges modulusokra, mind pedig a kis alakváltozási paraméterekre jó egyezést kapunk. Egyedül az újraterhelési modulus E_{ur} esetén lenne (Brinkgreve et al., 2010) alapján magasabb modulus várható, amellyel azonban nem kapnánk vissza a helyszíni teherbírásmérési eredményeket. Disszertációjában (Szilvágyi, 2018) elemzi a dunai homokok kis alakváltozási paramétereit és összehasonlítja más szakirodalmi (Oztoprak and Bolton, 2013; Vucetic and Dobry, 1991; Wichtmann and Triantafyllidis, 2013) ajánlásokkal. Az általa vizsgált talajok szemeloszlása összességében lefedi az általam vizsgált altalajok szemeloszlási spektrumát, így az eredmények jól összehasonlíthatóak. A G_0-ra vonatkozó spektrum a szakirodalom alapján 90-130 MPa közé tehető, a középérték cca. 105 MPa, így a 7.1. táblázatban megadott érték inkább a szakirodalom alsó határán helyezkedik el. A leromlási görbét jellemző $\gamma_{0,7}$ esetén a szakirodalmi szélsőértékek jobban szórnak és cca. $9 * 10^{-5} < \gamma_{0,7} < 5 * 10^{-4}$ közé tehető. Ugyanakkor amennyiben a Szilvágyi és az általa idézett szakirodalomi ajánlások átlagát vesszük, akkor a vizsgált talajokra $1 * 10^{-4} < \gamma_{0,7} < 2 * 10^{-4}$ érték vehető fel. A 7.1. táblázatban felvett $\gamma_{0,7}$ ennek a sávnak a középértékének tekinthető. Annak érdekében, hogy igazoljam a földnyomásra és alakváltozásra tett megállapítások helyességét, összehasonlító végeselemes számítást végeztem, melynek során $\gamma_{0,7}$ értékét $\gamma_{0,7}$= $1*10^{-4}$-nek, illetve $2*10^{-4}$ -nek vettem fel, míg a többi paraméter értékét változatlanul hagytam.

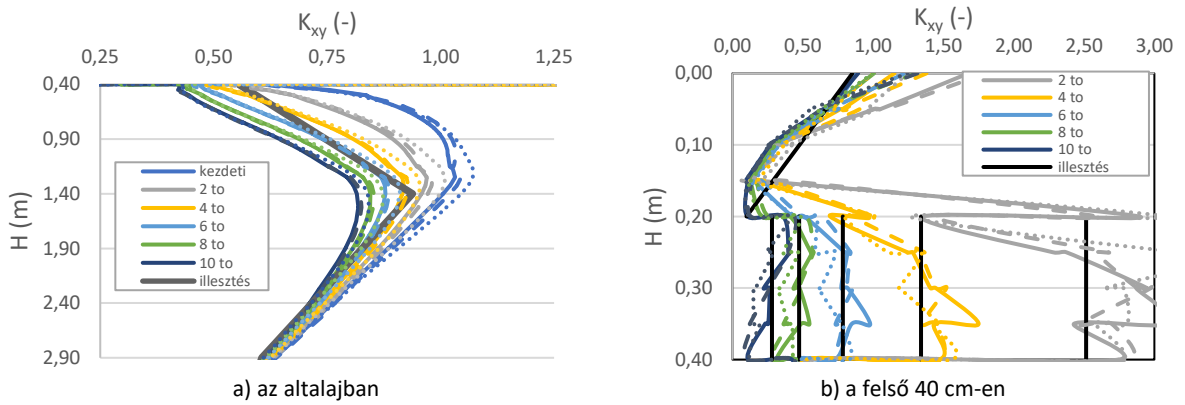
Az FZKA, illetve javítóréteg esetén nincs ilyen bőséges irodalmi ajánlás a merevségi paraméterekre vonatkozóan. Összességében viszont az FZKA és a javítóréteg nem érzékeny a $\gamma_{0,7}$-re, mivel sokkal kevésbé érvényesülnek a kis alakváltozások, hiszen itt relatíve nagyobb feszültségek jutnak a talajra. Ennek következtében sokkal fontosabb paraméter az E_{ur}. Ennek ellenére hatásvizsgálatot folyatattam és $\gamma_{0,7}$ értékét $5 * 10^{-5} < \gamma_{0,7} < 5 * 10^{-4}$ között változtatva elemeztem az feszültségi és alakváltozási viszonyokat.

7.2. táblázat: A pályaszerkezet főbb válaszreakciói a $\gamma_{0,7}$ paraméter változtatásával

		Altalaj			FZKA		Javító	
		$\gamma_{0,7}$ (-)						
		$1*10^{-4}$	$1,5*10^{-4}$	$2*10^{-4}$	$5*10^{-4}$	$5*10^{-5}$	$5*10^{-4}$	$5*10^{-5}$
E_2 a réteg tetején (MPa)	FZKA	125	126	127	135	108	127	118
	Javító	63	64	65	64	64	70	57
	altalaj	35	35	38	35	35	35	35
Behajlás (mm)	(aszfalt tetején)	0,426	0,410	0,404	0,405	0,419	0,408	0,429
ε_1 (-)	FZKA	$1,10*10^{-4}$	$1,30*10^{-4}$	$1,20*10^{-4}$	$9,00*10^{-5}$	$2,40*10^{-4}$	$7,50*10^{-5}$	$6,00*10^{-5}$
	Javító	$1,40*10^{-4}$	$1,40*10^{-4}$	$1,30*10^{-4}$	$1,40*10^{-4}$	$1,40*10^{-4}$	$1,20*10^{-4}$	$2,60*10^{-4}$
	altalaj	$3,80*10^{-4}$	$3,30*10^{-4}$	$3,00*10^{-4}$	$3,20*10^{-4}$	$3,30*10^{-4}$	$3,20*10^{-4}$	$3,40*10^{-4}$
σ_1 (kPa)	FZKA	118	120	124	130	120	130	142
	Javító	70	65	75	77	81	63	59
	altalaj	41	44	46	43	45	41	43

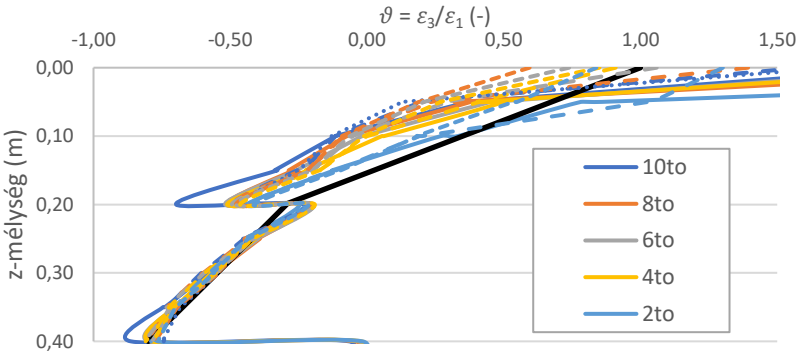
A 7.2 táblázat mutatja a vizsgált eseteket, illetve a rendszer ezek alapján várható fő válaszreakcióit, mint az E_2 a rétegek tetején, a rugalmas behajlás az egységtengely hatására az aszfaltréteg tetején, illetve a jellemző függőleges alakváltozás és feszültség az egyes rétegek tetején az egységtengely hatására. Az altalaj $\gamma_{0,7}$ paraméterének változtatásával csupán minimális különbségek adódnak a kapott eredményekben.

Hasonlóan minimális különbségek adódnak a feszültségállapotot leíró K_{xy} értékekre, melyet az altalajra a 7.8 ábra, a felső 40 cm-re a b) ábra mutat. Az ábrán szaggatott vonallal a $\gamma_{0,7}$= 1*10^{-4}, a pontozott vonallal a $\gamma_{0,7}$= 2*10^{-4} értékek láthatók. A hatásvizsgálat alapján látható, hogy a 6.5 fejezetben megadott ajánlások egy szélesebb $\gamma_{0,7}$ spektrum esetén is kellő pontosságúak.



7.8 ábra: A földnyomási tényezők értéke a $\gamma_{0,7}$ paraméter változtatásával. Szagatott vonallal $\gamma_{0,7}$= 1*10^{-4}, pontozott vonallal $\gamma_{0,7}$= 2*10^{-4}, folytonos vonallal $\gamma_{0,7}$= 1,5*10^{-4}

A Θ alakváltozási arány esetén szintén minimális különbségek adódtak a hatásvizsgálat során. Amint azt a 7.2 táblázat alapján várható, a $\gamma_{0,7}$ csak minimális mértékben változtatja meg a rendszer főbb jellemzőit, így itt is kiváló egyezés adódott a korábbi ajánlások által kapott illesztés (7.9 ábra).



7.9 ábra: A számított és az illesztett ϑ függvény $\gamma_{0,7}$ paraméter változtatásával. Folytonos vonallal $\gamma_{0,7}$= 1,5*10^{-4}, szaggatott vonallal a $\gamma_{0,7}$= 1*10^{-4}, a pontozott vonallal a $\gamma_{0,7}$= 2*10^{-4}

A 7.9 ábra a felső 40 cm-re vonatkozó adatokat mutatja. Az ábrán szaggatott vonallal a $\gamma_{0,7}$= 1*10^{-4}, a pontozott vonallal a $\gamma_{0,7}$= 2*10^{-4} értékek láthatók. Véleményem szerint a megadott ajánlások továbbra is kellő pontosságúak, így elfogadhatóak más $\gamma_{0,7}$ értékekre is. A homok altalajra vonatkozó $\gamma_{0,7}$ vizsgálatok esetén a görbék gyakorlatilag egybeestek, így nagyon jó egyezést kapunk az ajánlásaimmal, emiatt külön ábrázolásuk nem szükséges.

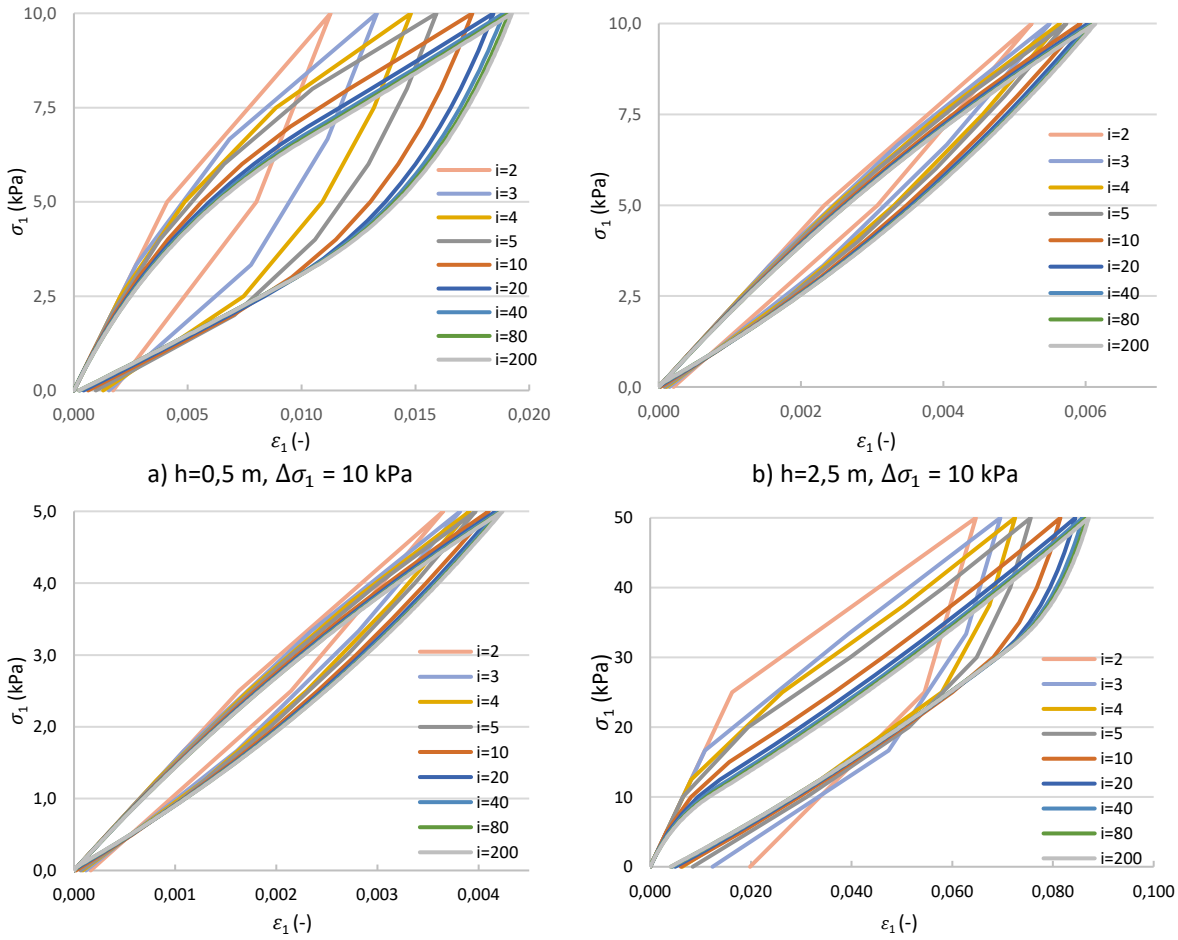
7.5 Teherfelvitel növekményei

Ebben az alfejezetben az explicit számítási módszerre vonatkozó saját eredményeimet mutatom be. Mivel az altalajra alkalmazott anyagmodell nemlineárisan rugalmas, ezért az eredmény függ a teherfelviteli lépcsők számától és megoldási módszerétől. A gyakorlatban leggyakrabban a módosított vagy teljes Newton-Raphson módszer alkalmazzák. Ettől eltérően

egy egyszerűbb, egyenletes teherfelviteli lépcsőket használtam, melynek során a teljes $\Delta\sigma_1$ terhet j részre osztottam és ezeket j darab egyenletes $\Delta\sigma_1/j$ részletben vittem fel. Kutatásomban felmerült a kérdés, hogy mennyi a „j" terhelési lépcsők szükséges és elégséges száma, amely a nemlineáris számítás során már elegendően pontos eredményre vezet, de nem okoz feleslegesen sok időráfordítást. Ennek során paramétervizsgálatot folytattam figyelembe véve, hogy a merevséget a *p* átlagos normálfeszültség és a γ alakváltozáson keresztül maga $\Delta\sigma_1$ is befolyásolja. Az átlagos normálfeszültség hatását 3 különböző mélységben (0,5 m – 1,0 m – 2,5 m), míg az alakváltozást 5 különböző teherrel ($\Delta\sigma_1 = 5 - 10 - 15 - 25 - 50\ kPa$) vizsgáltam. Ennek során a talaj tömörségét (*e*=0,65) és szemeloszlási tulajdonságait (C_U=3) állandónak választottam és a teherfelviteli lépcsők számát *j*= 2-3-4-5-10-20-40-80-200-1.000 között változtattam, majd meghatároztam a $\Delta\sigma_1$ teher hatására bekövetkező $\Delta\varepsilon_1$ alakváltozást.

Az így kapható σ-ε hiszterézis hurkokat szemlélteti a 7.10 ábra. Az a) és b) ábra az átlagos normálfeszültség hatását (*h*=0,5 m ill. *h*=2,5 m) mutatja változatlan $\Delta\sigma_1$=10 kPa mellett, míg a c) és d) ábrák állandó átlagos normálfeszültség mellett (*h*=1,0 m) a teherszint hatását ($\Delta\sigma_1$=5 kPa, ill. 50 kPa) szemlélteti. A hiszterézis hurkok lefutása alapján látható, hogy a teherfelviteli lépcsők számának növelésével a számított alakváltozás is növekszik, hiszen így különösen a terhelés elején rohamosan leromló merevséget pontosabban vesszük figyelembe. A relatív hiba, vagyis az aktuális „j"-vel számított és a *j*=1.000-hez tartozó alakváltozás hányadosa idővel elenyésző, a számított alakváltozások közel egybeesnek, mérnöki szemmel gyakorlatilag már nincs különbség az eredmények között.

Az ábrákon megfigyelhető továbbá, hogy a visszaterheléskor a hiszterézis hurkok nem záródnak tökéletesen. Ennek oka nem a képlékeny alakváltozások implicit számítása, hiszen az alkalmazott anyagmodell rugalmas, hanem a lépcsőzetes teherfelvitelből következő számítási pontatlanságok. Az ábrákon látható, hogy ez a reziduális hiba, vagyis a teljes tehermentesítéskor számított „maradó" alakváltozás szintén a nullához konvergál a teherfelviteli lépcsők számának növelésével.



a) h=0,5 m, $\Delta\sigma_1$ = 10 kPa

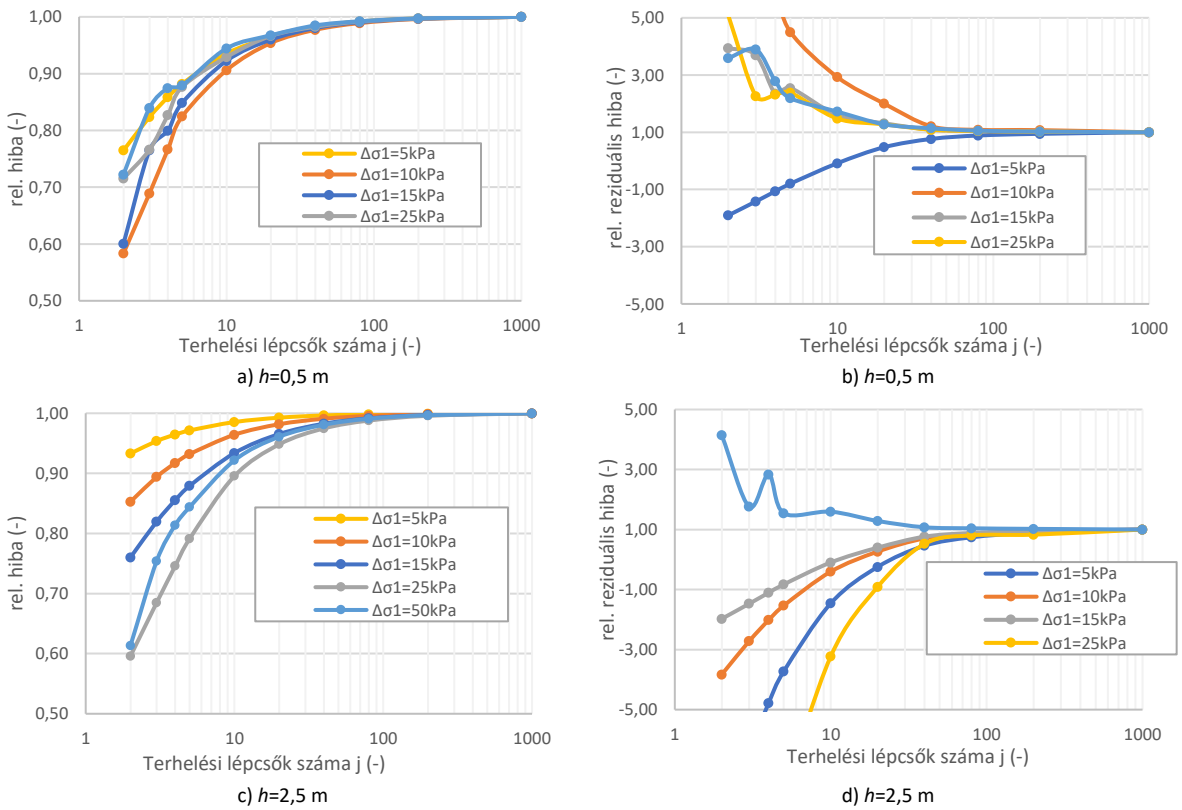
b) h=2,5 m, $\Delta\sigma_1$ = 10 kPa

c) h=1,0 m, $\Delta\sigma_1$ = 5 kPa

d) h=1,0 m, $\Delta\sigma_1$ = 50 kPa

7.10 ábra: A nemlineáris modell alapján kapható hiszerézis hurkok a teherfelviteli lépcsők számának függvényében

A 3 különböző mélységben, 5 növekvő feszültségamplitúdóval és 10 eltérő terhelési lépcsőre meghatároztam a számítható relatív hibát, illetve a relatív reziduális hibát. Ez utóbbi a reziduális hiba normálva a *j*=1.000-hez tartozó reziduális hibával. Az így kapott eredményeket a *h*= 0,5m és *h*=2,5m esetére a terhelési lépcsők számának függvényében a 7.11 ábra szemlélteti. Látható, hogy a relatív hiba gyorsan konvergál az 1,0-hez, *j*=40 esetén az elérés már elenyésző. A teljes vizsgált spektrumban a relatív hiba értéke *j*=40 esetén 0,97-1,00 között helyezkedik el. A relatív rezudiális hiba esetén az eltérések már nagyobbak, *j*=40 esetén 0,46-1,29. Ugyanakkor meg kell jegyezni, hogy a reziduális hiba értéke a saját számításaimban nem játszik szerepet, mivel az alakváltozási amplitúdót csak az újraterhelési folyamatból számítom, a visszaterhelés nincs figyelembe véve. Ennek megfelelően a reziduális hiba csak tájékoztató jelleggű. A fenti okokból saját számításaimban *j*=40 teherfelviteli lépcsőt alkalmaztam, amely már mérnöki szemmel (> 95 %) elegendően pontos eredményre vezet.



a) h=0,5 m b) h=0,5 m

c) h=2,5 m d) h=2,5 m

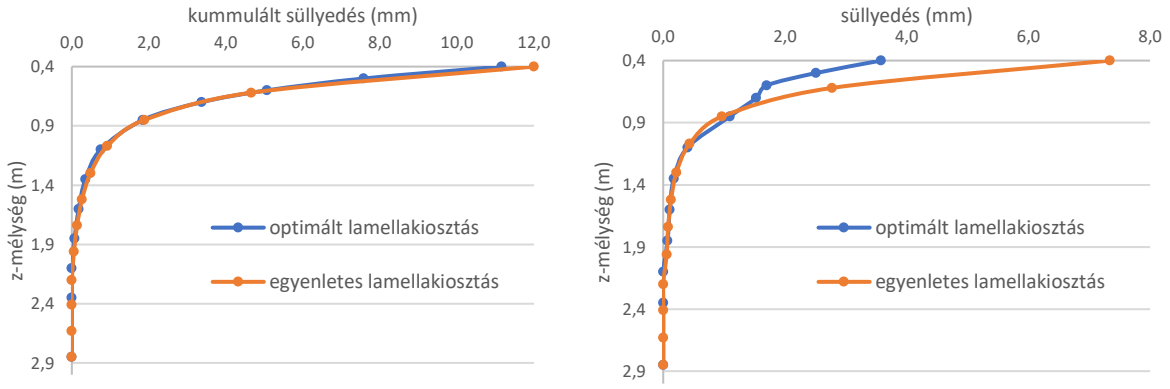
7.11 ábra: A relatív hiba és relatív reziduális hiba a terhelési lépcsők számának függvényében

7.6 Lamellák száma

Ebben az alfejezetben a lamellás módszerre vonatkozó saját eredményeimet mutatom be. Miután az implicit számítási rész felmerülő kérdéseit tisztáztam és a modellt kalibráltam, választ kellett adni arra a kérdésre, hogy a talajt hogyan diszkretizáljam, vagyis a lamellák száma és kiosztása hogyan befolyásolja a várható süllyedéseket. Célom volt meghatározni azt a minimálisan elégséges lamellaszámot, amellyel a várható süllyedések már nem változnak számottevő mértékben. Ennek során paramétervizsgálatot végeztem a „C” terhelési osztály és a „talaj 3” altalaj esetére és növekvő lamellaszám mellett értékeltem az egyes rétegekben kialakuló maradó süllyedéseket.

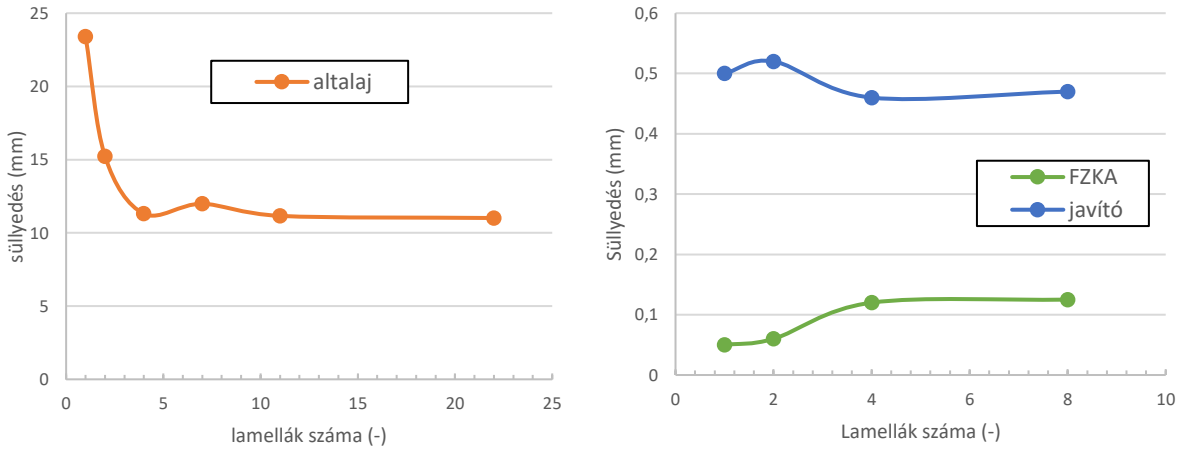
Az első lépésben az altalaj lamellakiosztását vizsgáltam. A lamellákat a mélységgel kiosztatjuk egyenletesen, vagyis minden lamella ugyan olyan vastag d_i=0,22 m lesz. Mivel a réteg tetején a bemenő paraméterek és így az alakváltozási amplitúdó még gyorsan változik, ezért ez a várható süllyedések túlbecsléséhez vezet. A lamellák kiosztását ezért úgy optimáltam, hogy bár a lamellák száma változatlan maradt, de a réteg tetején a kiosztás sűrűbb, míg a réteg alján ritkább, így sorrendben 0,1 m – 0,1 m – 0,1 m – 0,15 m – 0,25 m – 0,25 m– 0,25 m – 0,25 m– 0,25 m – 0,25 m – 0,5 m. A kétfajta lamellakiosztással számítható kumulált és lamellánkénti maradó süllyedéseket a mélység függvényében a 7.12 ábra mutatja be. Látható, hogy a kumulált süllyedések közel 8%-kal nagyobbak az egyenletes kiosztású lamella esetén, és ez a felső cca. 0,5 m vastag rétegben alakul ki. Megfigyelhető továbbá hogy az egyenletes kiosztású lamelláknál a mélyebb rétegekben alacsonyabbak a kumulált süllyedések. Ennek az az oka, hogy az ε^{ampl} értéke nagyon közel áll a 10^{-5}-höz, amely alakváltozási amplitúdó alatt már nem alakul ki halmozódó alakváltozás. Mivel az egyenletes kiosztás mellett a mélyebb rétegeket

nagyobb pontossággal írjuk le, így először cca. 1,95 m mélységtől kezdenek süllyedések kialakulni szemben az optimált számítási eljárás 2,1 m mélységével. Ennek ellenére kijelenthető, hogy az optimált számítási eljrásá pontosabban írja le a mértékadó helyeken a várható süllyedéseket.



7.12 ábra: Az egyenletes és optimált lamellakiosztással számítható kumulatív és lamellánkénti süllyedések a mélység függvényében az altalajban

A következő lépésben az optimált lamellakiosztás szerint vizsgálatot végeztem a lamellák szükséges és elégséges számához. A kialakuló süllyedéseket a 7.13 ábra mutatja a lamellák számának függvényében (1-2-4-7-11-22). Mivel a lamellákat a releváns helyeken sűrítettem be, ezért már viszonylag kevés lamellaszámmal (*i*=4 db-tól) is pontos eredményeket kaptam, az összefüggés gyorsan konvergált. Az eredmények alapján a későbbi vizsgálatokban *i*=11 db lamellát alkalmaztam az altalajra, mivel e fölött érdemi növekedést a pontosságban már nem tapasztaltam.A zúzottkő alap- és javítórétegben a többlet függőleges feszültség, ϑ és K_{xy} földnyomási tényező nagyon gyorsan változik a mélységgel, ezért sűrűbb kiosztásra van szükség mint az altalaj esetén. A kialakuló süllyedéseket a lamellák számának (1-2-4-8) függvényében a 7.13 ábra mutatja.



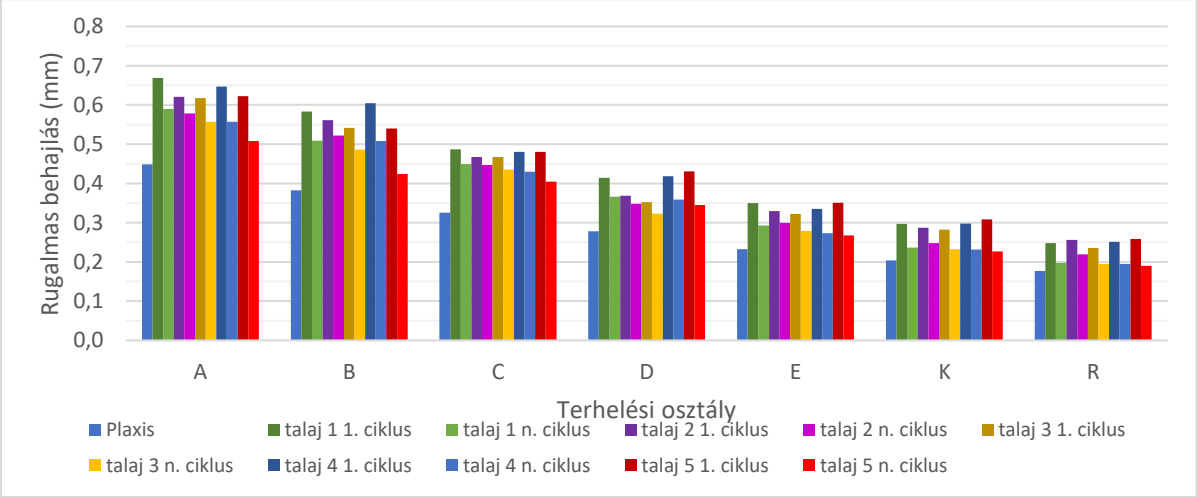
7.13 ábra: A kialakuló süllyedések a lamellák számának függvényében a) az altalajban b) FZKA és javítórétegben

Az ábrán látható, hogy érdemi változás *i*=4-től kezdve nem tapasztalható, ezért a saját számítási eljárásomban ezt a lamellaszámot választottam. Mivel az 5cm-es lamellavastagság meglehetősen kicsi és a bemenő paraméterek a mélységgel folyamatosan változnak, ezért itt az egyenletes lamellakiosztás mellett döntöttem.

7.7 Saját számítási eljárás eredményeinek összehasonlítása a végeselemes számításokkal

Elsőként összehasonlítottam a saját implicit számítási eljárás alapján számítható, az egyes terhelési osztályokban és különböző altalajokra vonatkozó függőleges és vízszintes alakváltozásokat, valamintfeszültségeket a BISAR 3.0 szoftver eredményeivel. A függőleges feszültségekben és függőleges alakváltozásokban nem tapasztaltam érdemi eltérést, hiszen végeredményben mindként eljárás rugalmas alapon nyugszik. A keresztirányú alakváltozások és feszültségek ezzel ellentétben számottevően eltérnek a két számítási eljárás esetén, és a hagyományos pályaszerkezetméretezési szoftverben kisebbre adódnak, amelynek oka, hogy nem veszi figyelembe a sajátos előterheltségi viszonyokat.

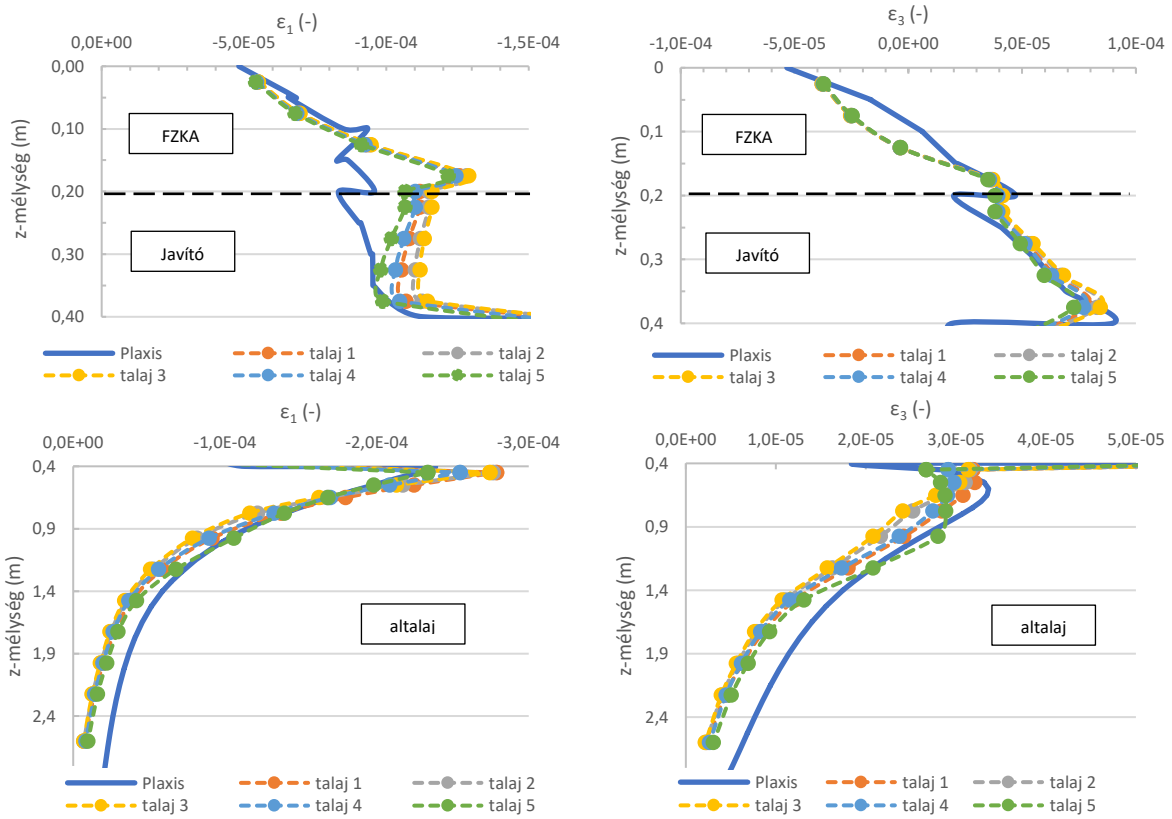
Ezt követően a saját számítási eljárásból száramzó az alapréteg tetején értelmezett rugalmas behajlásokat összehasonlítottam aa Plaxis alapján számított behajlásokkal és azokat a 7.14 ábra szemléltettem. A behajlásoknál csak a talajokból keletkező rugalmas alakváltozást vettem figyelembe, az aszfalt függőleges összenyomódását nem. Mivel a saját számítási eljárásom figyelembe veszi az ismétlődő terhelésből származó tömörödést és így az idővel változó merevebb viselkedést, ezért nem csak az első ciklusból számítható behajlást, hanem az élettartam végén lévő n. ciklus behajlását is ábrázoltam. Az ábra alapján látható, hogy a rugalmas behajlások növekvő terhelési osztálynál csökkennek, hiszen a növekvő aszfaltvastagság jobban elosztja a feszültséget, és így a talajra kisebb többlet feszültség jut. Másrészt megfigyelhető, hogy a saját számítási eljárás alapján számított behajlások 30-40%-kal túlbecslik az összehasonlító végeselemes eredményeket. Ezt részben kompenzálja a tömörödés következtében az n. ciklus során tapasztalható 10-30%-kal merevebb viselkedés. Az egyes altalaj típusok között egyértelmű tendencia nem figyelhető meg. Míg például az „A” teherosztálynál a „talaj 1” altalajon a legnagyobb a rugalmas behajlás, addig ez a többi teherosztály esetén nem igaz, ugyanakkor a „talaj 3” rendre a legalacsonyabb behajlások között szerepel.



7.14 ábra: A rugalmas behajlások értékei a terhelési osztályok és az altalaj típusának függvényében

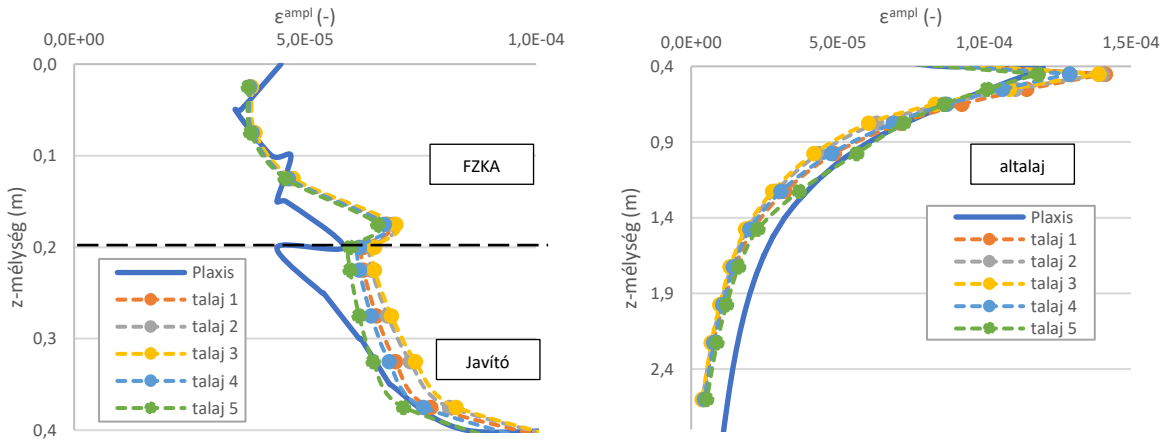
A 6. és 7. fejezetben bemutatott saját számítási eljárás ε_1 és ε_3 alakváltozási eredményeit összehasonlítottam a Plaxis alapján kapott eredményekkel, melyet a 7.15 ábra mutat az „E” terhelési osztály esetére. A 7.15 ábra a függőleges és keresztirányú alakváltozások láthatóak az FZKA és javítóréteg esetén. Az ε_1 értékek a zúzottkő-javítóréteg réteghatárát kivéve

megfelelően közelítik az összehasonlító számítás alakváltozásait. A függvények lefutása alapvetően kielégítő, bár a javítórétegben a saját számítási eljárás alapján a mélységgel fokozatosan csökkenő függőleges alakváltozásokat számítottam, míg a Plaxis esetén enyhén növekvő tendencia figyelhető meg. Az ε_3 alakváltozások szinte tökéletesen lekövetik a Plaxis eredményeit.



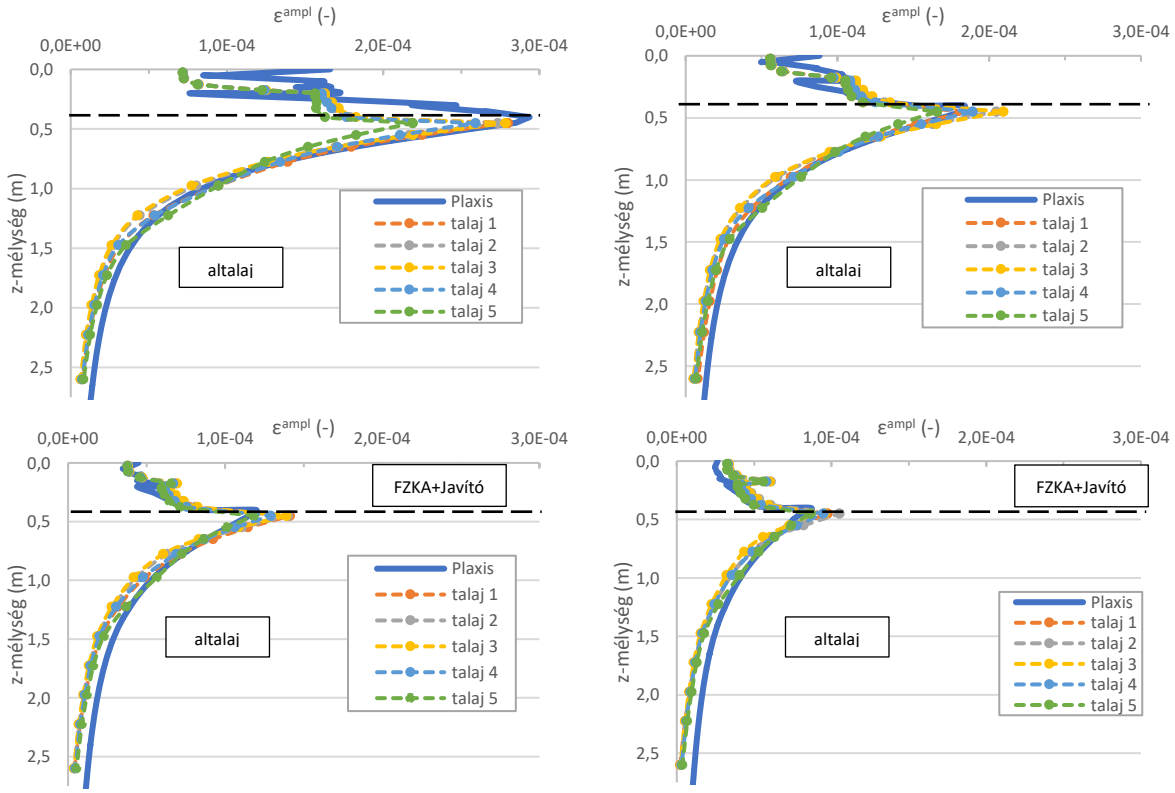
7.15 ábra: Plaxis alapján és a saját számítási eljárás alapján számítható rugalmas alakváltozások a) ε_1-z FZKA és javító b) ε_3-z FZKA és javító c) ε_1-z altalaj d) ε_3-z altalaj

A 7.15 ábra az altalajra vonatkozó eredményeket mutatja, ahol a számított alakváltozások és azok lefutása a Plaxissal jó egyezést mutatott. A felsőbb rétegekben a függőleges alakváltozásokat kissé túlbecsüli a modellem, míg mélyebb rétegekben a vártnál kisebb eredményeket számítottam vele. A keresztirányú alakváltozásokat az altalaj legtetejét kivéve mindig alulbecsüljük. Megfigyelhető továbbá, hogy az altalaj típusa nem csak az altalajra, hanem a javítórétegre is kihatással van. Ennek oka, hogy az egyes altalajok merevségei magát a feszültségeloszlást, és így a zúzottkőre és a javítórétegre jutó többlet függőleges feszültségeket is befolyásolják. Ez a hatás a javítórétegnél még jelentős, a zúzottkő alaprétegben viszont már elenyésző. Bár az egyes alakváltozási komponensek is fontosak, minket mégis leginkább az ε^{ampl}, mint a HCA modell legfontosabb bemenő paramétere érdekel. Az „E” terhelési osztályra kapott összefüggéseket mutatja a 7.16 ábra. Az ábrán látható, hogy az alakváltozási amplitúdóra kapott eredmények már jobb egyezést mutatnak a Plaxissal, mivel az egyes komponensekből eredő hibák kedvezően kiegyenlítik egymást. Az egyes altalaj típusok közül a „talaj 5” mutatja a legjobb és a „talaj 3” a legroszabb korrelációt az összehasonlító modellel.



7.16 ábra: Az ε^{ampl}-z összefüggés az „E” terhelési osztályban a) az FZKA és javítórétegben b) az altalajban

Vizsgáljuk most meg a terhelési osztályok hatását az ε^{ampl} -ra és számításának megbízhatóságát az egyes terhelési osztályokban. Ezt szemlélteti a 7.17 ábra.



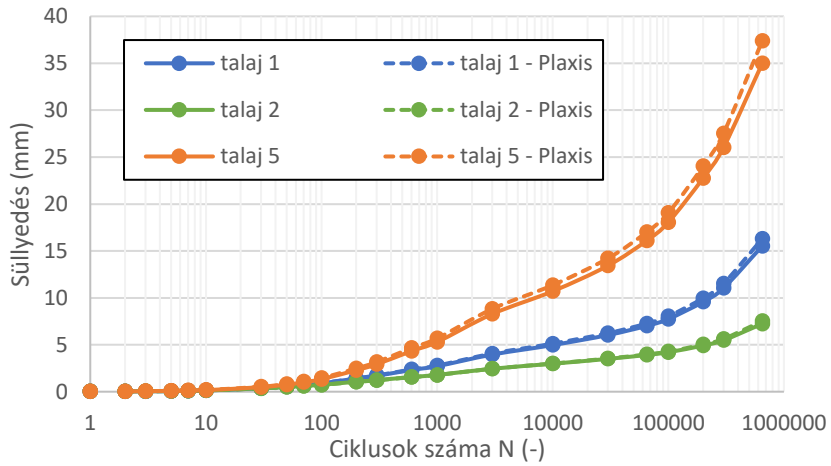
7.17 ábra: Az ε^{ampl}-z összefüggés a) „A” osztály b) „C” osztály c) „E” osztály d) „R” osztály

Amint az várható volt, a terhelési osztállyal növekvő aszfaltburkolatvastagság jobban elosztja a kerékterhet, így a talajra már számottevően kevesebb többlet függőleges feszültség kerül. Ennek megfelelően az alakváltozási amplitúdók is fokozatosan csökkennek a teherbíróbb terhelési osztályokban, az „A” és „R” osztály között közel háromszoros különbséget tapasztaltam az alakváltozási amplitúdóban. Az ε^{ampl}-z összefüggés, a görbék lefutásának jellege terhelési osztályoktól függetlenül azonos. Az egyes altalajtípusok is jól korrelálnak a végeselemes számítással, a legnagyobb eltéréseket az altalajtípusok között az „A” terhelési osztálynál tapasztaltam. Ennek oka, hogy ebben az esetben a legnagyobbak a többlet függőleges feszültségek, így a nemlineáris merevség miatt az alakváltozások jobban

szétnyílnak, illetve a vékony aszfaltburkolatvastagság miatt az altalajtípusok merevségből származó feszültségszétosztó szerepe is nagyobb súllyal érvényesül. Az ábra alapján látható, hogy terhelési osztálytól és az altalaj típusától függetlenül jól közelíti a saját számítási eljárás a végeselemes számítás alapján kapható alakváltozásokat.

Ezek után megvizsgáltam a HCA modell alapján várható süllyedéseket a „C" terhelési osztályra abban az esetben ha a bemenő paramétereket, mint p^{av}, η^{av}, ε^{ampl} a saját számítási eljárás alapján határozom meg, illetve ha az adatok a Plaxisból származnak. Mivel a választott végeselemes anyagmodell (HS-Small) nem veszi figyelembe a növekvő tömörséggel való merevségnövekedést, és így magasabb ciklusszám esetén ε^{ampl}-ot és így ε^{acc}-ot is túlbecsülné, ezért az első ciklusra érvényes ε^{ampl}-ot a (7.1) képlet szerint csökkentettem. Itt azt feltételeztem, hogy az alakváltozások a G_{max}-ra vonatkozó (3.1) összefüggés hézagtényezőt tartalmazó tagjával továbbra is arányosak, és azokat az i. cikluscsomag kezdetén lévő hézagtényező és az első ciklus hézagtényezőjének arányában számíthatóak. A kapott süllyedéseket a ciklusok számával a 7.18 ábra szemlélteti.

$$\varepsilon_i^{ampl} = \varepsilon_{Plaxis}^{ampl} \Big/ \frac{\dfrac{(a_G - e_{N=i.})^2}{1 + e_{N=i.}}}{\dfrac{(a_G - e_{N=1.})^2}{1 + e_{N=1.}}} \tag{7.1}$$



7.18 ábra: A számított süllyedések a „C" terhelési osztály esetén a saját számítási eljárásból és a Plaxisból származó bemenő paraméterekkel

Látható, hogy az eredmények szinte megegyeznek, az útpálya tervezett élettartamának végén a süllyedések 3-7%-ban térnek el a két módszer esetén. A többi terhelési osztályban hasonló nagyságrendű eltéréseket mértem. Ennek megfelelően kijelenthetem, hogy a fent bemutatott saját számítási eljárás jól írja le a kerékterhelésre bekövetkező rövid távú viselkedést a talajban, így alkalmas arra, hogy megfelelő bemenő adatokat biztosítson a HCA modell számára.

7.8 Az eredmények összehasonlítása meglévő számítási módszerekkel

A német pályaszerkezet méretezési eljárás (RDO -Asphalt 09, 2009) szerint a pályaszerkezetben a nyomvályúból nem alakul ki mértékadó igénybevétel, amennyiben a (7.2) egyenlet alapján a földmű tetején a megengedett feszültséget (σ_z^{eng}) a forgalomból származó

tényleges feszültség ($\sigma_z^{tényleges}$) nem lépi túl. A képlet alapján annál nagyobb feszültség engedhető meg, minél nagyobb a földmű statikus tárcsás teherbírása (E_{v2}), minél kisebb a ténylegesen áthaladó egységtengelyek száma ($N_{tényleges}$), illetve a forgalmi terhelési osztály szerint elvárt biztonsági tényező (γ).

$$\sigma_z^{eng} = \frac{0{,}00875 \cdot E_{v2}}{(1 + 0{,}7 \cdot logN_{tényleges}) \cdot \gamma} \tag{7.2}$$

A belga CRR intézet (Verstraeten et al., 1982) szerint a földmű megfelel, amennyiben a földmű tetején a tényleges alakváltozás ($\varepsilon_z^{tényleges}$) nem múlja felül a (7.3) egyenlet szerinti megengedett (ε_z^{eng}) alakváltozást, ahol TF a tervezési forgalom.

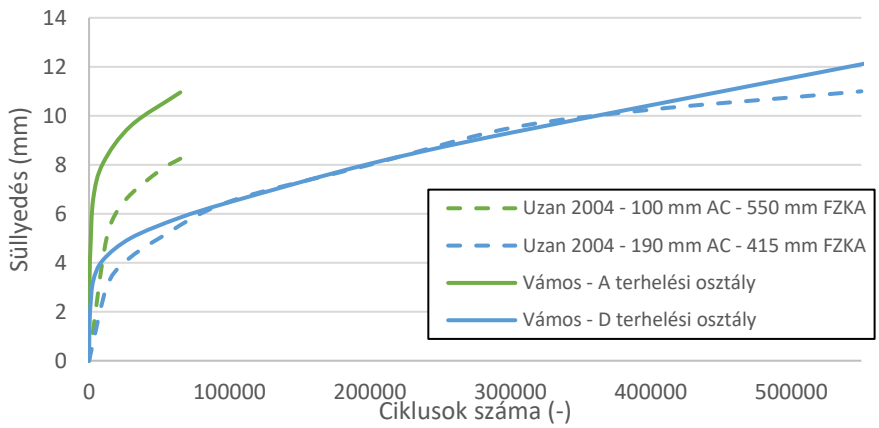
$$\varepsilon_z^{eng} = \frac{6000}{TF^{0{,}23}} \tag{7.3}$$

Ezek után az összes forgalmi terhelési osztályra összehasonlítottam a földmű tetején működő tényleges feszültséget és alakváltozást a (7.2) és (7.3) egyenlet szerinti megengedett feszültséggel és alakváltozással, valamint meghatároztam a kihasználtságot. Az eredményeket a 7.3. táblázat mutatja. Amint az a 7.3. táblázat kihasználtság értékei mutatják, a hazai útügyi műszaki előírás típus-pályaszerkezeteinek földműve, különösen a magasabb terhelési osztályokban, nem felelnek meg a nemzetközi összehasonlításban. Ennek alapján várható, hogy különösen a magasabb terhelési osztályok esetén túlzott mértékű pályaszerkezeti süllyedések alakulnak ki.

7.3. táblázat: Az RDO és CRR földműre vonatkozó előírásai alapján számítható kihasználtságok a forgalmi terhelési osztályokban

	Forgalmi terhelési osztály						
	A	B	C	D	E	K	R
$N_{tényleges}$ / TF (Mio)	0,065	0,200	0,650	2,00	6,50	20,00	30,00
Kihasználtság RDO alapján	0,92	0,94	1,05	1,13	1,18	1,34	1,50
Kihasználtság CRR alapján	1,18	1,33	1,33	1,57	1,72	1,87	1,68

Végezetül összehasonlítottam a saját süllyedésszámítási eredményeimet a szakirodalomban fellelhető (Uzan, 2004) hasonló pályaszerkezetek eredményeivel. Kutatásában Uzan két pályaszerkezetet vizsgált: egy 100 mm vastag aszfalt alatti 550 mm törtszemcsés alapréteg, amely alatt iszapos homok található. A második pályaszerkezet esetén 190 mm aszfaltréteg alatt 415 mm törtszemcsés alapréteg és iszapos homok található. Az előbbi pályaszerkezet az aszfalt vastagságot tekintve megegyezik az általam vizsgált „A” terhelési osztállyal, bár az alapréteg Uzan esetén lényegesen, 150 mm-rel vastagabb. A második pályaszerkezet Uzan esetén 10 mm-vel vastagabb az alapréteg tekintetében gyakorlatilag azonosak. A kapott süllyedési görbéket a saját számítási eljárás és a szakirodalomban fellelhető eredmények alapján a 7.19 ábra szemlélteti.



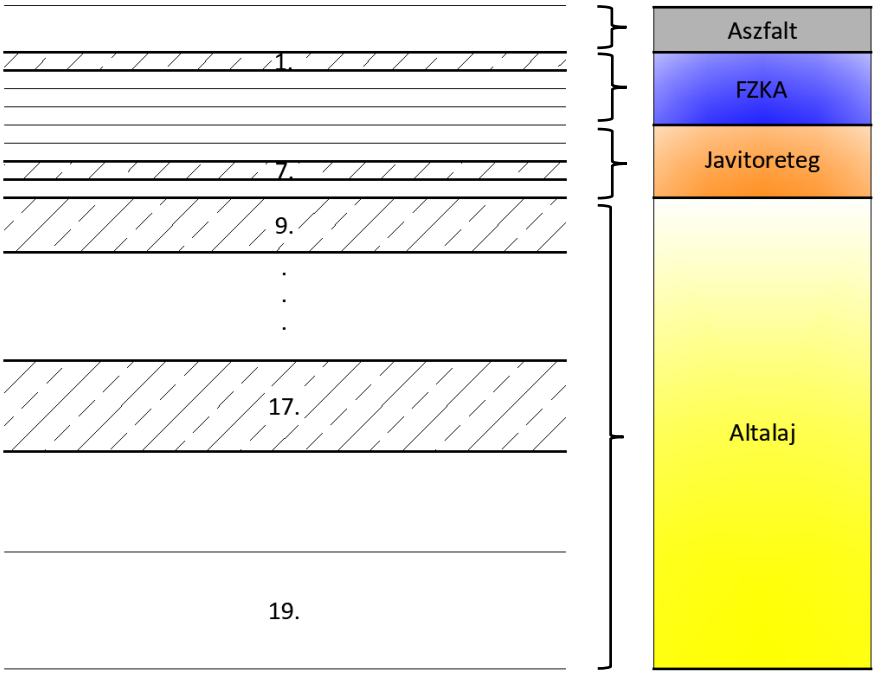
7.19. ábra: A saját süllyedésszámítás eredményeinek összehasonlítása a szakirodalomban fellelhető eredményekkel

A 7.19 ábra alapján megállapítható, hogy a saját süllyedésszámítás eredményei az eltérő peremfeltételek ellenére jó egyezést mutatnak más módszerekel, a nagyságrendek közel megegyeznek, a görbék lefutásának jellege igen hasonló. Az „A" terhelési osztály esetén a kissé nagyobb süllyedések is indokoltak, hiszen (Uzan, 2004) esetén az alapréteg közel 38 %-kal vastagabb, mint az általam vizsgált alap és javítóréteg együttesen, így a jobb teherelosztás miatt az altalajt, amely a süllyedésre a legérzékenyebb, sokkal magasabb feszültségek érik. A „D" terhelési osztályon megfigyelhető továbbá, hogy magas ciklusszám esetén (cca. 200.000) a saját számítási eljárásban a görbe kevésbé cseng le, mint az összehasonlító számításban, így a magasabb terhelési osztályokban más módszerekkel összehasonlítva nagyobb süllyedések várhatóak.

8 MARADÓ SÜLLYEDÉSEK AZ EGYES TERHELÉSI OSZTÁLYOKBAN

Ebben a fejezetben a 6. és 7. fejezetben bemutatott módszerrel meghatározható maradó alakváltozásokat mutatom be a 6.1. táblázat szerinti típus pályaszerkezetekre és 6.1 ábra szerinti altalajokra. A meghatározott pályaszerkezeti süllyedések az egyik abroncs tengelyében értendők és a viszonyítási sík a zúzottkő alapréteg felszínén helyezkedik el. A terhelés a teljes terhelési ciklus alatt változatlan és az egységtengellyel megegyező. A ciklusok számát a 6.1. táblázatban megadott egységtengelyáthaladási sávok középértékének vettem fel. Mivel a HCA-paramétereket technikai okokból „csak" 2 millió ciklusig kalibrálták, és nem tudjuk, hogy a leírt viselkedés az e fölötti tartományban továbbra is érvényes-e ezért az „E"-„K"-„R" terhelési osztályokban az e ciklusszám fölötti eredményeket óvatossággal kell kezelni. Az ábrákon a 2 millió ciklus fölötti eredményeket ezért szaggatott vonallal ábrázoltam.

Elsőként vizsgáljuk meg az ε^{acc}-N összefüggést a jellemző lamellákban a „talaj 5" altalaj esetén és „B"-„D"-„K" terhelési osztályokban. Ennek során kiválasztottam szerkezeti rétegenként (FZKA-Javító-altalaj) a mértékadó alakváltozású lamellát (FZKA-1. lamella, Javítóréteg-7. lamella és altalaj 9. lamella). Annak érdekében, hogy a javítóréteg és az altalaj viselkedése közötti különbséget bemutassam, kiválasztottam egy az altalajban mélyebben fekvő lamellát (17. lamella, z ~ 2 m), amelyben az alakváltozások végértéke közel megegyezik a javítóréteg alakváltozásával. A kiválasztott lamellák elhelyezkedését a 8.1. ábra, a számított halmozódó alakváltozásokat a ciklusok számával a 8.2 ábra szemlélteti.

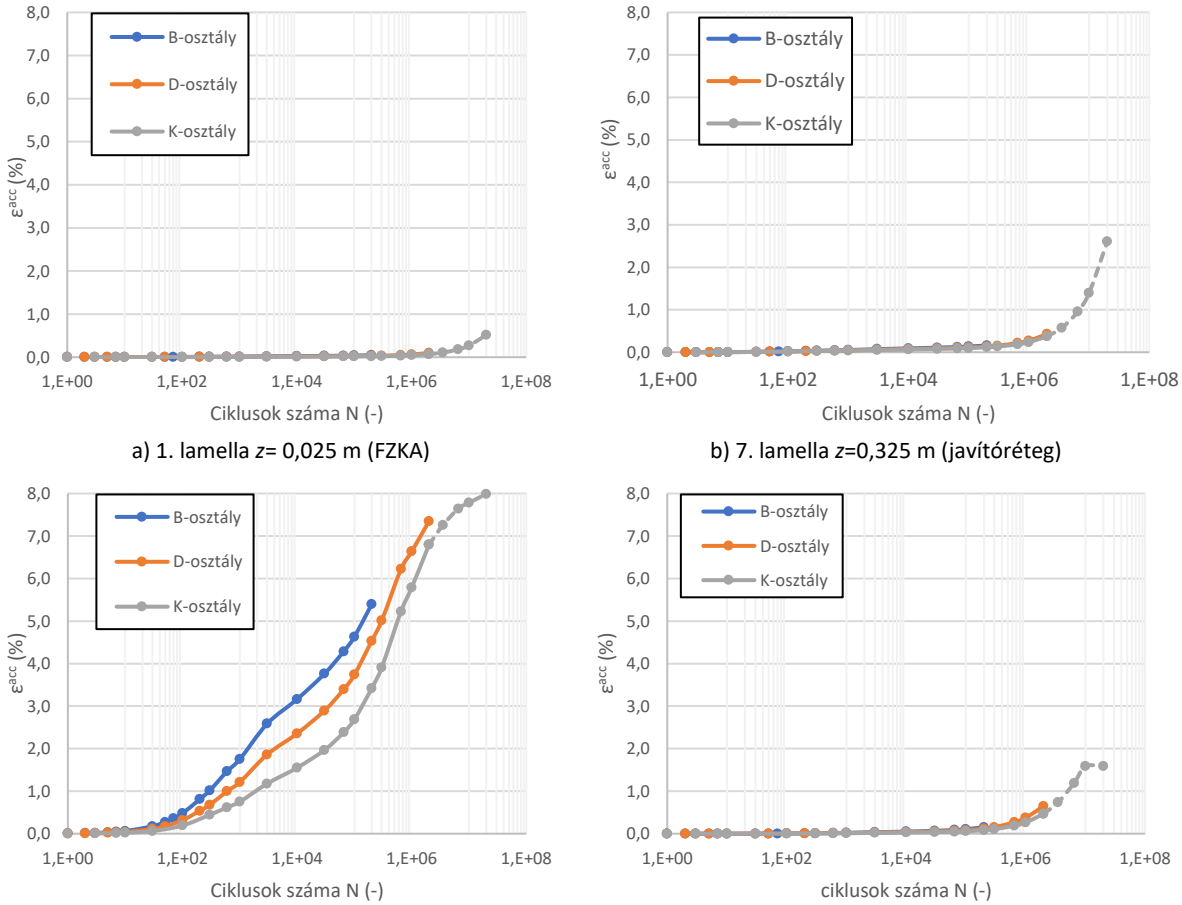


8.1. ábra: A 4 jellemző lamella elhelyezkedése a modellben: 1. lamella az FZKA tetején, 7. lamella a javítórétegben középen z=0,325 m mélységben, 9. lamella, az altalaj tetején és 17. lamella, az altalaj mélyebben fekvő részén z ~ 2 m mélységben

A 8.2 ábra a léptéket szándékosan azonosra választottam annak érdekében, hogy az eredmények egymáshoz viszonyuló nagyságrendje szemléletesebb legyen. Alapvetően megállapítható, hogy a zúzottkő alaprétegben kialakuló maradó alakváltozások elenyészőek, egy nagyságrenddel kisebbek mind a javítóréteghez mind az altalajhoz képest. A legnagyobb alakváltozások nem meglepő módon az altalaj legfelső 9. lamellájában alakulnak ki (8.2 ábra). Itt egy kizárólag az altalajra jellemző érdekes jelenséget figyelhetünk meg, miszerint cca. 650.000 ciklusszám fölött a halmozódás sebessége szemilogaritmikus ábrázolásban elkezd csökkenni. Ennek az az oka, hogy a rendkívül nagy maradó alakváltozás (5 % - 8 %) miatt a talaj jelentősen betömörödik és a talajszemcsék oly szorosan helyezkednek el egymáshoz képest, hogy a további tömörödés fizikailag erősen korlátos. Ez a HCA (5.5) szerinti egyenletében úgy jelenik meg, hogy a maradó alakváltozás térfogatos komponenséből (ε_v) következő új kisebb e hézagtényező már nagyon közel kerül C_e paraméterhez. Ennek megfelelően az f_e ~ 0 lesz, így $\dot{\varepsilon}^{acc}$ is jelentősen lecsökken, tehát a halmozódás sebessége csökken. Másrészt a hézagtényező csökkenésével a merevség növekszik, így csökken az implicit rész során számított alakváltozási amplitúdó ε^{ampl}, amely f_{ampl}-on át szintén csökkenti a halmozódás sebességét $\dot{\varepsilon}^{acc}$.

Az 7. és 17. lamellát összehasonlítva látható, hogy bár az alakváltozások a „B”-„D”-„K” terhelési osztályokban cca. 10^7 ciklusig nagyon hasonlóan futnak le, a „K” osztály esetén az utolsó cikluscsomagban mégis döntően eltér a viselkedés. A javítórétegben azt látjuk, hogy továbbra is a (4.1) alapján a nagyon nagy ciklusszámra jellemző lineáris tag dominál, amely a szemilogaritmikus ábrázolásban egy konkáv függvényt eredményez. Ennek megfelelően a nagyon magas ciklusszámra jellemző az N-től függő C_{N2}-tag hatása már elenyésző, és így az N-független C_{N3} paraméter a meghatározó. A 17. lamellában azonban az utolsó cikluscsomagban a tömörödés miatt ε^{ampl} már < 10^{-5}, így ennek következtében nem alakul ki további maradó

alakváltozás. Ennek megfelelően bár 10^7 ciklusig a viselkedés nagyon hasonló volt, az útpálya élettartamának végére mégis közel fele akkora maradó alakváltozások alakulnak ki.



a) 1. lamella *z*= 0,025 m (FZKA)

b) 7. lamella *z*=0,325 m (javítóréteg)

c) 9. lamella z=0,45 m (altalaj)

d) 17. lamella z= 1,975 m (altalaj)

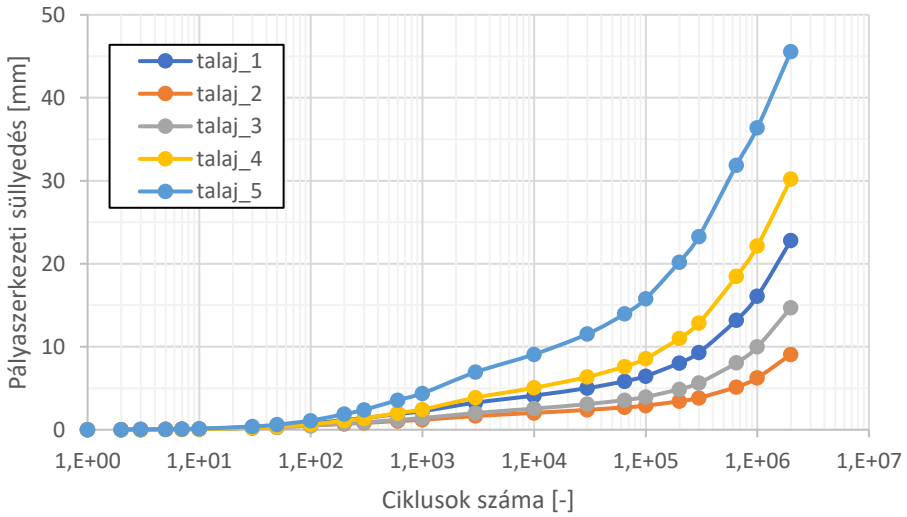
8.2 ábra: Az ε^{acc} a ciklusok száma függvényében 4 jellemző lamellára a) 1. lamella FZKA teteje b) 7. lamella, a javítórétegben c) 9. lamella,az altalaj teteje d) 17. lamella, az altalaj mélyebben fekvő részén (Vámos and Szendefy, 2024a)

A 8.2 ábra alapján látható, hogy az egyes lamellák ε^{acc}-N összefüggései igen komplex folyamatok és számos peremfeltételtől függ a görbék lefutása. A vizsgálat célja viszont a teljes rendszer viselkedésének leírása és így a várható maradó süllyedések meghatározása. A 8.3 ábran az egyes altalaj típusok esetén számított süllyedéseket mutatom be a „D" terhelési osztály esetére. Látható, hogy az altalaj szemeloszlása jelentős hatással van a süllyedési görbére, a legnagyobb és legkisebb számított süllyedések között közel ötszörös a különbség. Ennek oka a szemeloszlást leíró C_U és d_{50} paraméterek C_{Ni} HCA-paraméterekre gyakorolt hatásából következik.

Vizsgáljuk meg először az egyenlőtlenségi mutató hatását. A „talaj 1"-„talaj 4" – „talaj 5" esetén állandó d_{50} = 0,6 mm mellett növeljük C_U értékét 3,0-5,0 és 8,0 között. Látható, hogy a növekvő C_U számottevően növeli süllyedéseket. Ennek az az oka, hogy a nagyobb egyenlőtlenségi mutatójú, jobban graduált talajok egységnyi tömörítő energia hatására könnyebben tömöríthetőek, hiszen a szemcsék közötti hézagokba a változatosabb méretű szemcsék könnyebben be tudnak férkőzni. Ez a HCA C_{Ni}-paramétereiben úgy jelenik meg, hogy

például a „talaj 1” és „talaj 5” között a C_{N2} és C_{N3} paraméterben közel kétszeres, a C_{N1} paraméterben közel háromszoros a különbség. Ennek megfelelően nem csak terhelés kezdetére jellemző logaritmikus tagban, hanem a későbbi szakaszra jellemző lineáris tagban is magasabb halmozódást tapasztalunk a jobban graduált talajokban. Ez felveti a kérdést, hogy az (e-UT 06.02.11:2022) szerinti földműanyagként való minősítés megállja e a helyét az ismétlődő terhelésből fakadó utólagos tömörödés szempontjából. Az útügyi műszaki előírás szerint a vizsgált „talaj 5”-„talaj 4”-„talaj 1” rendre M-1 kiváló, M-2 jó és M-4 elfogadható földműanyagként minősíthetőek. Bár ez a minősítés a beépítésre vonatkozólag igaz, az utólagos tömörödés szempontjából pont ellentétes a minősítés.

A szemcseátmérő hatását a „talaj 2”-„talaj 3”-„talaj 1” szemeloszlású talajokon vizsgáltam, ahol állandó C_U=3,0 mellett d_{50} rendre 2,0 mm – 0,6 mm – 0,2 mm között változott. Itt azt láthatjuk, hogy a növekvő szemcseméretettel az alakváltozások csökkennek, a legnagyobb alakváltozásokat a legkisebb szemcseméretű „talaj 1” esetén, a legkisebb süllyedéseket a „talaj 2” esetén számítottam. A számított süllyedések között közel háromszoros különbséget tapasztaltam. A kapott eredmény nem meglepő, a geotechnikai gyakorlatnak megfelelő, miszerint a nagyobb szemcseméretű talajok teherbíróbbak, a terhelésnek jobban ellenállnak. Ezt a tapasztalatot megfelelően adják vissza a HCA-C_{Ni} paraméterei.



8.3 ábra: Az altalaj hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „D” terhelési osztály esetén (Vámos and Szendefy, 2024a)

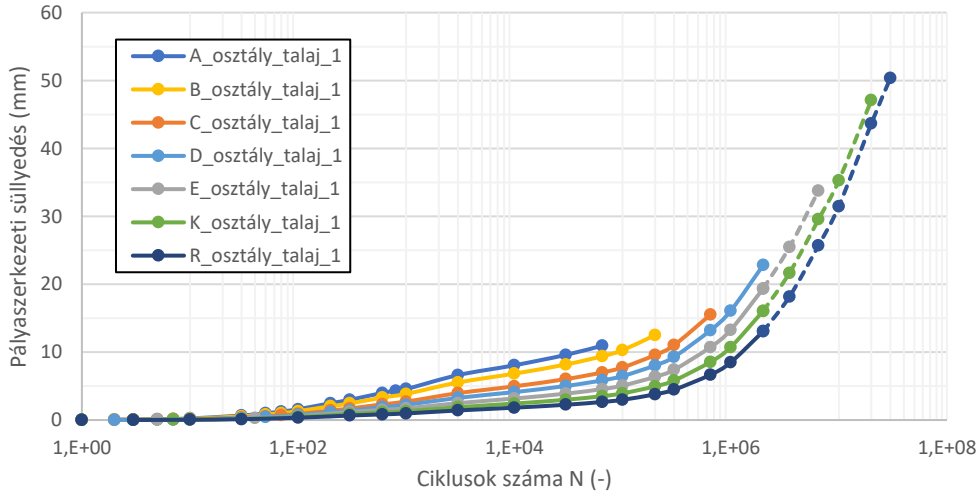
A többi terhelési osztály esetén is rendre a „D” terhelési osztálynál megfigyelt tendenciát tapasztaltam, miszerint a süllyedések a kisebbtől a nagyobb felé a „talaj 2” – „talaj 3” – „talaj 1”- „talaj 4” – „talaj 5” szemeloszlású talajok esetén alakulnak ki. A többi terhelési osztály esetére vonatkozó diagrammok a F) függelékben láthatóak. Az egyes terhelési osztályokban a számított süllyedés végértékek illetve ezek arányait a d_{50}-re és C_U-ra vonatkozó szélsőértékű talajokon („talaj 1”-„talaj 2” ill, „talaj1”-„talaj 5”) a 8.1. táblázat mutatja. A táblázat alapján belátható, hogy az altalajnak mértékadó szerepe van a végső süllyedésekre. Az egyenlőtlenségi mutató esetén a süllyedési spektrum 2,1-szeres és 5-szörös sávban, a mértékadó szemcseátmérő 1,7-szeres és 3,2-szeres sávban mozog. Az egyes altalaj típusok között az „olló” a „D” terhelési osztály esetén a legnagyobb és az „R”osztály esetén a

legkisebb. Ennek oka, hogy az alacsony terhelési osztályokban a relatív alacsony egységtengely áthaladás miatt nagy különbségek a C_{N3}-paraméterekből még nem tudnak kialakulni. Az altalajnak a legkisebb hatása a „K” és „R” terhelési osztályoknál van. Itt bár a nagyon magas ciklusszám miatt lenne lehetőség a C_{Ni} paraméterekből fakadó különbségek kiéleződésére, viszont az altalaj nagyobb vastagságban oly mértékű alakváltozást szenved, hogy a tömörödés már számottevően korlátozza a további halmozódást (lásd 8.2 ábra szerinti viselkedés). Ennek megfelelően az altalajnak a legnagyobb befolyása a „C” és „D” terhelési osztályok esetén van, ahol a ciklusszám már elegendően nagy az eltérő talajviselkedés kiéleződéséhez, viszont a tömörödésből fakadó mérséklődő halmozódás csak egy vékony rétegben (jellemzően az altalaj legtetején) jelentkezik.

8.1. táblázat: A mértékadó szemeloszlású talajok hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések végértékére és a süllyedési spektrumok

Terhelési osztály	Süllyedés végértéke (mm)			„talaj 5” / ”talaj 2”	„talaj 1” / ”talaj 2”
	„talaj 1”	„talaj 2”	„talaj 5”		
A	11,0	5,8	20,6	3,6	1,9
B	12,5	6,4	25,2	3,9	2,0
C	15,5	7,2	35,0	4,9	2,2
D	22,8	9,1	45,6	5,0	3,2
E	33,8	16,1	56,6	3,5	2,1
K	47,1	27,4	67,5	2,4	1,7
R	50,4	32,1	68,2	2,1	1,6

Vizsgáljuk most meg az egyes forgalmi terhelési osztályokban kialakuló maradó süllyedéseket a ciklusszám függvényében a „talaj 1” altalajra, mint a vizsgált altalajokat szinte középértékként leíró altalaj (lásd 8.4 ábra). A görbék lefutása alapján látható, hogy cca. 10^5 ciklusszámig a logaritmikus viselkedés jellemző, melynek során a szemilogaritmikus ábrázolás miatt közel egy egyenest kapunk. A növekvő ciklusszámmal és g^A-paraméterrel a logaritmikus viselkedés egyre inkább háttérbe szorul és a HCA-egyenlet C_{N2} tagja egyre jelentéktelenebb lesz. A ciklusszám további növekedésével 10^5 fölött a lineáris tag és a C_{N3} paraméter kezd dominálni, így a függvény „felfelé görbül”, a szemilogiartmikus ábrázolásban konkáv függvényt kapunk.

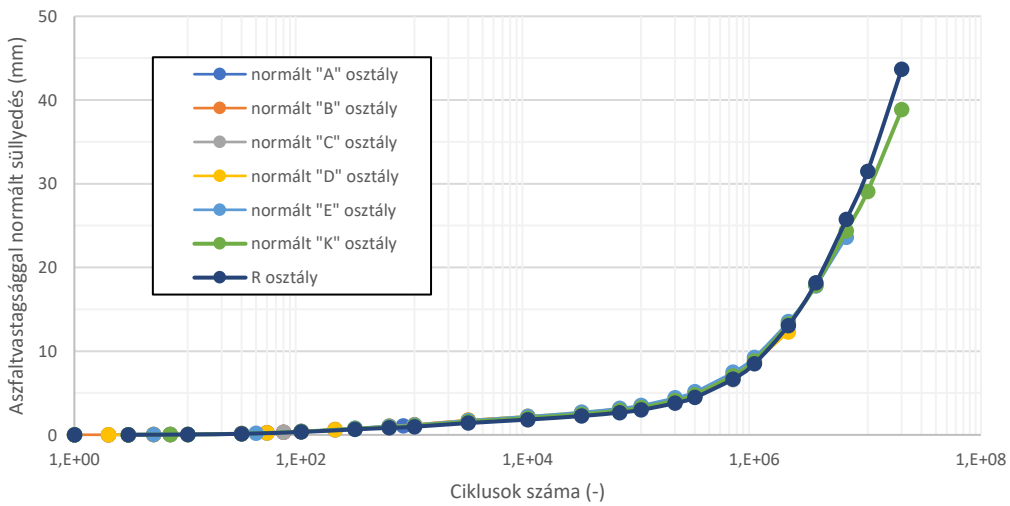


8.4 ábra: Az egyes terhelési osztályokban kialakuló az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedés-N összefüggés „talaj 1” altalaj esetén

A terhelési osztályok méretezési elvét úgy találták ki, hogy az eltérő ismétlésszámú tengelyáthaladásból származó igénybevételek a teljes élettartam alatt azonos fáradást okozzanak az aszfaltban. A 8.4 ábra alapján ez a süllyedésekre nem igaz, mivel az élettartam végén a növekvő terhelési osztállyal a számított süllyedések is növekednek. Ugyanakkor megfigyelhető, hogy azonos ciklusszám esetén a nagyobb terhelési osztályban kisebbek a süllyedések. Ez logikus, hiszen a nagyobb terhelési osztály vastagabb aszfaltburkolata jobban szétosztja a kerékterhet, így a talajra már kisebb feszültségek jutnak le, ezért ε^{ampl} is kisebb lesz. Ebből következik, hogy a halmozódó alakváltozások azonos ciklusszám esetén a teherbíróbb terhelési osztályokban kisebbek lesznek. Így adódik például, hogy az „A" terhelési osztályban az élettartam végén, tehát 65.000 tengelyáthaladás után a kialakuló süllyedés kb. a négyszerese az azonos ciklusszámnál számított süllyedéseknek az „R" osztályban. Ugyanakkor az „R" osztály élettartama végére mégis cca. 4,6-szor nagyobb süllyedéseket szenved, hiszen ez alatt cca. 460-szor több tengelyáthaladást kell elviselnie. A többi altalajtípusra vonatkozó diagrammok a F) függelékben láthatóak.

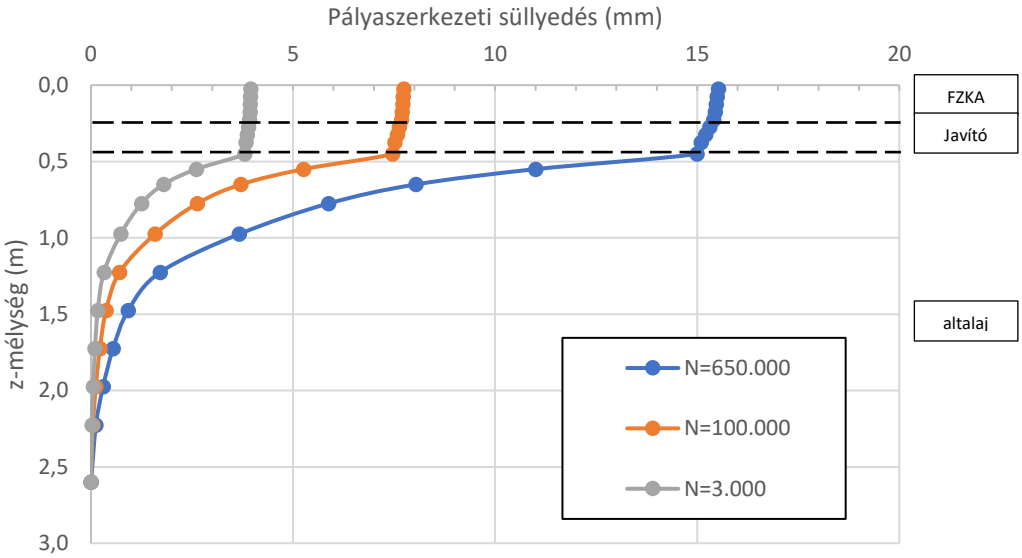
A 8.5 ábra a (8.1) összefüggés szerinti normált süllyedési értékeket ábrázoltam a „talaj 1" altalaj esetére. Ennek megfelelően ha az i. terhelési osztályban kapott süllyedések értékét az i. terhelési osztály aszfaltburkolatvastagság és a referencia „R" terhelési osztály aszfaltburkolatvastagság arányában csökkentjük, akkor a kapott normált süllyedések közel egy görbére esnek, a számított szórásnégyzet $s^2 = 0{,}83$. Ez az összefüggés a többi altalajtípusra is igaznak bizonyult. Ennek megfelelően kijelenthető, hogy változatlan peremfeltételek (például altalaj típusa) és azonos ciklusszám mellett az egyes terhelési osztályok az aszfaltburkolatok vastagságának arányában a (8.1) összefüggés szerint szenvednek arányosan nagyobb süllyedéseket. A többi altalajtípusra vonatkozó normált süllyedések a F) függelékben láthatóak.

$$s_{i,normált}(N) = s_i(N) / \left(\frac{d_{aszfalt,i}}{d_{aszfalt,R}}\right)^{1,3} \tag{8.1}$$



8.5 ábra: Az aszfaltburkolat vastagságával normált az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések a ciklusok számával (Vámos and Szendefy, 2024a)

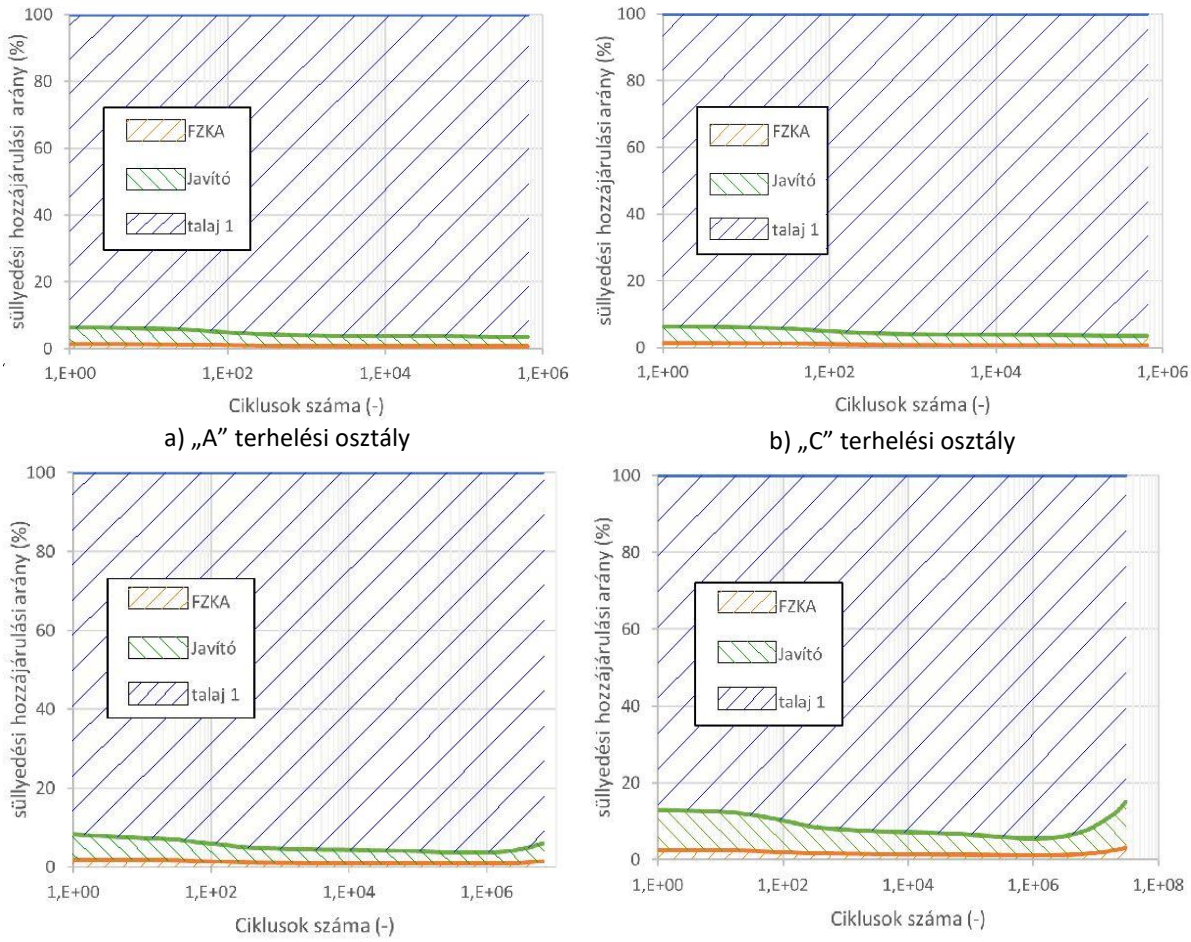
A következő fontos szempont meghatározni, hogy az egyes talajrétegek hogyan részesülnek a kialakuló süllyedésekből, illetve hogyan kumulálódik a süllyedés a mélység függvényében. Ezt szemlélteti a 8.6 ábra a „C” terhelési osztály és a „talaj 1” altalaj esetére. Ezek alapján megállapítható, hogy a kiragadott példában a süllyedések döntő többsége (cca. 90 %) az altalaj felső cca. 1 m vastag zónájában alakul ki. A zúzottkő alapréteg, a javítóréteg és az 1 m-nél mélyebben fekvő rétegek szerepe a süllyedésekben csekély.



8.6 ábra: Süllyedések eloszlása a mélység mentén „C” terhelési osztály „talaj 1” altalaj

Vizsgáljuk tovább ezt a folyamatot úgy, hogy a különböző terhelési osztályok és altalaj esetén elemezzük az egyes talajrétegek százalékos hozzájárulását a teljes süllyedésekhez a ciklusok számának függvényében. A „talaj 1” altalaj esetére ezt szemlélteti a 8.7 ábra. Itt megfigyelhetjük, hogy az „A”-tól ”E” terhelési osztályig a zúzottkő alapréteg és a javítóréteg együttesen is csupán cca. 5%-kal járul hozzá a teljes süllyedéshez, számottevő alakváltozások az altalajban alakulnak ki. Ez a megállapítás a teljes terhelési folyamatra igaz, a ciklusok számával a rétegek teljes süllyedéshez való hozzájárulási aránya elhanyagolhatóan (2-4%) változik az élettartam alatt. Általánosan megfigyelhető, hogy a magasabb terhelési osztályokban a terhelés kezdeti szakaszában a zúzottkő és a javítóréteg százalékos aránya magasabb. Ennek oka, hogy az altalajra lejutó kisebb feszültségek kisebb ε^{ampl}-t eredményeznek, amely a terhelés kezdetén az altalajban a C_{ampl}-val való közel négyzetes összefüggés miatt jelentősen kisebb alakváltozásokat eredményeznek az altalajban. Az „R” osztálynál a kezdeti cca. 13%-ról 10^6 ciklusig fokozatosan csökken a zúzottkő és a javítóréteg együttes hozzájárulása kb. 6%-ra, majd az élettartam végéig ismét megemelkedik 15%-ig.

Az arányok eltolódásának oka az, hogy a felső durvaszemcsés rétegekben a halmozódás nagyjából változatlan mértékben folytatódik nagyon magas ciklusszám esetén is, viszont az altalajban a nagy mértékű tömörödés miatt jelentős vastagságban, több lamellában is a további halmozódás már erősen korlátos. Mivel az altalajban a halmozódás mértéke csökken, de az FZKA és javítórétegben közel változatlan, ezért az arányok az utóbbiak felé fognak eltolódni. A mértékadó „talaj 2” és „talaj 5” altalaj esetére az egyes rétegek részarányait az F) függelék F-15 és F-16. ábra: ája mutatja.



a) „A” terhelési osztály

b) „C” terhelési osztály

c) „E” terhelési osztály

d) „R” terhelési osztály

8.7 ábra: Az egyes rétegekben kialakuló süllyedések aránya a teljes süllyedéshez képest a ciklusok számának függvényében (Vámos and Szendefy, 2024a)

Az egyes rétegek lefutási jellege terhelési osztályonként azonos a „talaj 1”-nél tett megállapításokkal, a különbség viszont az arányok abszolút értéke. Ennek oka, hogy a „talaj 5” altalaj a legérzékenyebb, a legkönnyebben tömöríthető vizsgált altalajtípus, ezért itt alakulnak ki az altalajban a legnagyobb alakváltozások, süllyedések. Mivel a zúzottkőnél és a javítórétegnél nem változtattunk a bemenő paramétereken, ezért a „talaj 5” esetén lesz az altalaj hozzájárulása a legmagasabb. A „talaj 2” altalajnál a hatás pont ellentétes, e vizsgált talajtípus a legellenállóbb a ciklikus terhelésből származó alakváltozásra, így a zúzottkőben és javítórétegben arányában sokkal magasabbak a süllyedések. Ennek megfelelően a szélsőérékek az „A” terhelési osztály „talaj 5” altalaj (98% altalaj eredetű süllyedés) és az „R” terhelési osztály „talaj 2” altalaj (75% altalaj eredetű süllyedés) esetén jelentkeznek.

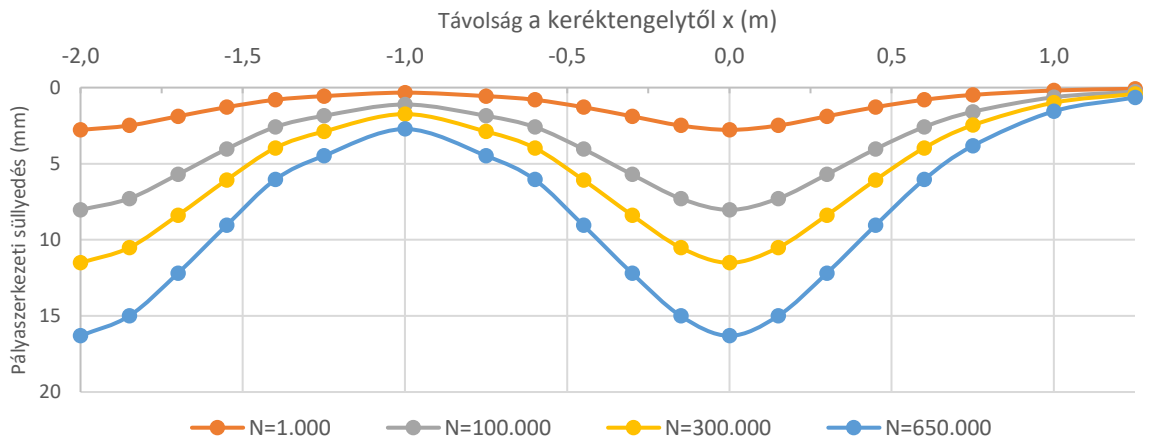
9 VIZSGÁLATOK A BEHAJLÁSI TEKNŐ MEGHATÁROZÁSÁHOZ

Bár a pontszerű pályaszerkezeti süllyedés közvetlenül az abroncs szimmetriatengelyében egy fontos mérőszám, a talajok utólagos süllyedéséből a pályaszerkezetben kialakuló relatív süllyedéskülönbségek és a földmű deformálódott alakját felvevő aszfaltburkolat görbületének, valamint az aszfaltban így keletkező többlet húzóigénybevételek és szélsőszál megnyúlás megállapításához nekünk mégis a süllyedések síkbeli (térbeli) kiterjedését, a

behajlási teknőt kell kiszámítanunk. Ennek érdekében az abroncs szimmetriatengelyétől eltérő keresztmetszetekben meghatároztam a HCA-modell segítségével a halmozódó alakváltozásokat és süllyedéseket. A HCA modellhez szükséges bemenő adatokat, mint az átlagos normálfeszültség p^{av}, az átlagos feszültségállapot η^{av} és a ciklikus alakváltozási amplitúdót ε^{ampl} ezen vizsgálatok során nem a 6. és 7. fejezetben bemutatott saját implicit számítási eljárás alapján határoztam meg, az eredményeket direkt a végeselemes számításokból nyertem ki. Ennek oka, hogy a 6.4. és 6.5. fejezetben bemutatott, a földnyomási- és alakváltozási viszonyokra vonatkozó összefüggéseket csak a keréktengelyben kalibráltam. Az összefüggések megfelelőségének ellenőrzése, illetve ezek kibővítése a keréktengelytől távolabbi keresztmetszetekre rendkívül időigényes lenne, illetve nem ez áll a kutatás fókuszában. Mivel a végeselemes anyagmodellben a tömörséggel való merevségnövekedés nincs figyelembe véve, ezért az alakváltozási amplitúdót az i. cikluscsomagban a (7.1) képlet szerint csökkentettem.

Számításaim során azt feltételeztem, hogy a kerekek tengelytávolsága fixen 2,0 m-t tesz ki és a kerekek pozíciója a keresztmetszetben változatlan. Ez a biztonság javára tett közelítés, hiszen a valóságban a járművek tengelytávolsága eltérő és az egyes áthaladások sem mindig a sáv szimmetriatengelyében mennek végbe. Amennyiben feltételezzük, hogy az egyes járművek bizonyos szórással haladnak a sáv középvonala körül, úgy adódik, hogy a számított maximális süllyedések kisebbek lesznek, míg a keréktengelytől *x* távolságra lévő pontokban nagyobbak. Ennek megfelelően a pályaszerkezet abszolút süllyedése és relatív süllyedéskülönbségei a valóságban az alább bemutatott számításokhoz képest kisebb lesznek.

A 9.1 ábra a „C” terhelési osztályra és „talaj 1” altalaj esetére mutatja a behajlási teknőket kiválasztott ciklusszámok esetére. Látható, hogy a süllyedések az útszerkezet teljes keresztmetszetében fokozatosan növekednek a ciklusok számával és a behajlási teknő, és ezáltal a kialakuló görbület is növekszik.

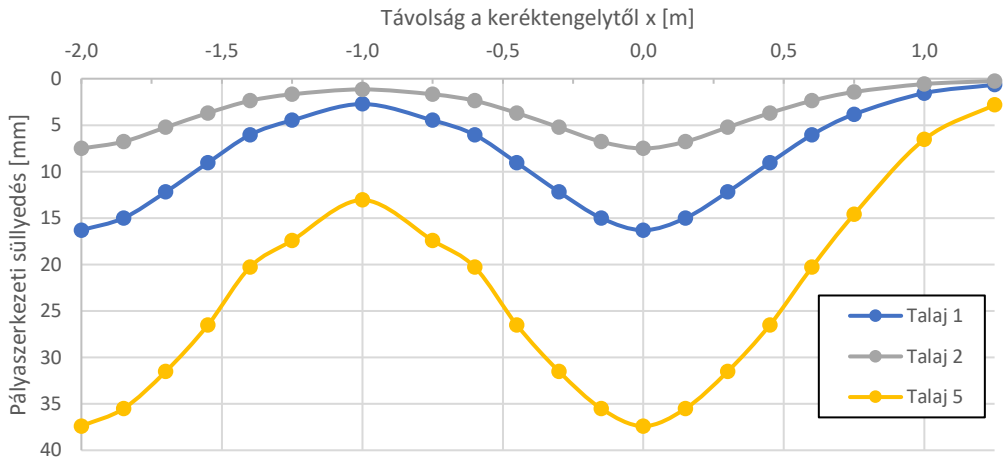


9.1 ábra: Az FZKA felszínén értelmezett behajlási teknők alakulása a ciklusok számával, „C” terhelési osztály, „talaj 1” altalaj esetére (Vámos and Szendefy, 2024b)

Az eredmények alapján az látható, hogy a süllyedések a feszültségszétterjedés miatt a kerék tengelyétől távolodva egyre jelentéktelenebbek és egy abroncs befolyása kb. a kerék tengelyétől 1,25 m-ig terjed ki. Az itt számított süllyedések a tengelyben meghatározott

süllyedésnek már csak kevesebb mint 5%-át teszik ki. Ebből következik, hogy a kerék tengelyétől 0,75-1,25 m-re lévő zónában figyelembe kell venni a két abroncs kölcsönhatását. Ennek során azzal az egyszerűsítéssel éltem, hogy a lineáris szuperpozíció elve érvényes és az egyes kerékteherből származó feszültségek és alakváltozások az implicit modellben összeadhatóak, majd a süllyedéseket a szuperponált bemenő adatok (p^{av}, η^{av} és ε^{ampl}) alapján számíthatjuk.

A „C" terhelési osztályra a mértékadó „talaj 1"-„talaj 2"-„talaj 5" altalaj esetére a kialakuló behajlási teknőt a 9.2 ábra mutatja. Az altalaj hatása a behajlási teknőre is jelentős, és a pontszerű süllyedésekre vonatkozó tendencia továbbra is megmarad, igaz ugyanakkor, hogy az egyes altalajtípusok közötti arányok valamivel kisebbek, mint az abszolút maximum értékek esetén. A legjelentősebb behajlást a legnagyobb egyenlőtlenségi mutatójú „talaj 5" altalajon, a legkisebbet a legnagyobb szemcseméretű, legkisebb egyenlőtlenségi mutatójú „talaj 2" altalajon számítottam. Az eredmények alapján definiálható a pályaszerkezet relatív süllyedéskülönbsége az x = 0 m és x = -1,0 m pontokban számított süllyedések különbségeként. Az így számított süllyedéskülönbségeket a tervezett élettartam végén a 9.1. táblázat mutatja.



9.2 ábra: Az FZKA felszínén számított behajlási teknő a „C" terhelési osztály és „talaj 1"-„talaj 2"-„talaj 5" altalaj esetére (Vámos and Szendefy, 2024b)

9.1. táblázat: Az FZKA felszínén számított pályaszerkezeti süllyedések és süllyedéskülönbségek „C" terhelési osztály esetén

Altalaj	D_0 (x = 0 m) (mm)	D (x = -1,0 m) (mm)	Süllyedéskülönbség (mm)	ε_{xx} (microstrain)	R_0 (m)	c (-)
talaj 1	16,30	3,11	13,19	10.798	6,95	0,397
talaj 2	7,51	1,15	6,36	6.587	11,39	0,526
talaj 5	37,40	13,06	24,34	15.672	4,79	0,251
rugalmas	0,34	0,09	0,25	142	526,59	0,255

A nyomvályú mélysége egy fontos forgalombiztonsági tényező, ugyanakkor az útépítési gyakorlatban az abroncs alatti behajlás és az ebből számítható görbület az egyik legfontosabb mérőszám. Ebből lehet ugyanis származtatni az aszfaltban kialakuló hajlító-húzófeszültségeket és megnyúlásokat, amelyek az aszfalt fáradásos tönkremeneteléhez vezetnek. Az aszfaltburkolat alsószélsőszálának megnyúlását úgynevezett microstrainben mérik, amely gyakorlatilag a mértékegység nélküli keresztirányú alakváltozás egymilliószorosa.

A behajlási teknő alakját (Primusz and Tóth, 2009) alapján a (9.1) egyenlettel tudjuk közelíteni, ahol *D (x)* a terhelés tengelyétől *x* távolságban mért behajlás, D_0 a maximális behajlás *x*=0 helyen, *c* a behajlási teknő alaktényezője és d a terhelt tárcsa átmérője. A (9.1) összefüggést úgy módosítottam, hogy *D(x)* a terhelés tengelyétől *x* távolságra számított süllyedés, D_0 a maximális számított süllyedés a keréktengelyben, *d* az abroncs átmérője. A behajlási teknő alaktényezőjét a legkisebb négyzetek elvével illesztéssel tudjuk meghatározni.

$$D(x) = \frac{D_0}{c \cdot \left(\frac{x}{d}\right)^2 + 1} \tag{9.1}$$

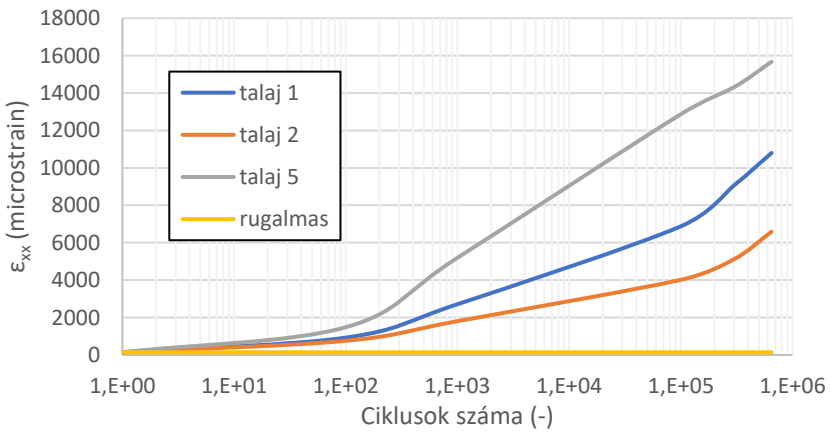
A (9.1) függvényből zárt alakban az *x*=0 helyen értelmezett minimális görbületi sugár (Primusz and Tóth, 2009) alapján:

$$R_0 = \frac{2 \cdot r^2}{c \cdot D_0} \tag{9.2}$$

Majd a görbületi sugárból a rugalmasságtan összefüggései alapján következik az alsószélsőszál megnyúlása, ahol h az aszfaltburkolat vastagsága.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{h}{2 \cdot R_0} \tag{9.3}$$

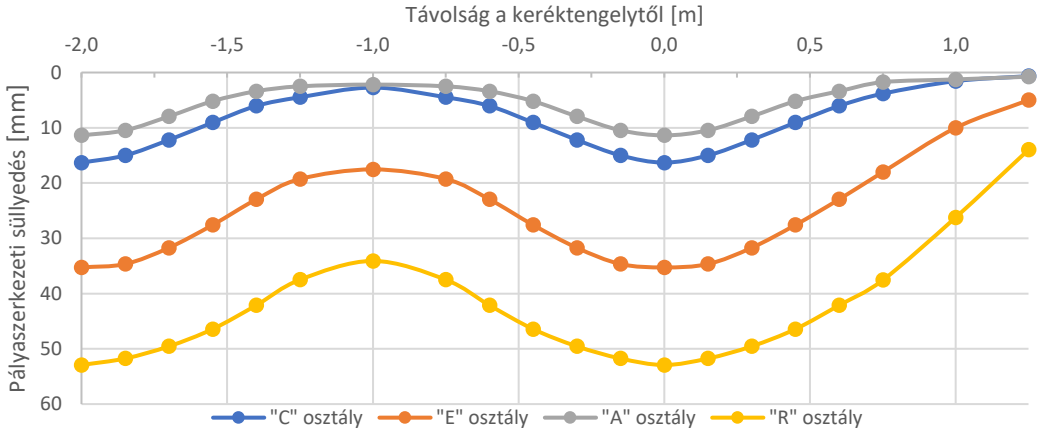
A 9.1 ábra és 9.1. táblázat adatait összevetve a 7.14 ábra rugalmas behajlási értékeivel látható, hogy a képlékeny alakváltozásokból kialakuló „behajlások” és görbületek már a terhelés kezdetén is sokszorosan felülmúlják a rövid távú viselkedés rugalmas alapon számított megnyúlásait. Amennyiben feltételezzük, hogy az aszfalt felveszi a talaj deformálódott, görbült alakját, az utólagos süllyedésekből számított igénybevételek sokszorosan felülmúlják (40-110-szeres különbség) a rugalmas alapon számított igénybevételeket, amely a szokványos méretezési eljárásokban jelenleg nincsen figyelembe véve. A 9.3 ábra a „C” terhelési osztály esetére mutatja meg a mértékadó altalajtípusokban a lehetséges maximális aszfaltszélsőszál megnyúlást a ciklusok számának függvényében. Összehasonlításként az ábrán szemléltetésre került a rugalmas alapon számított megnyúlás is.



9.3 ábra: Az aszfalt lehetséges maximális szélsőszálmegnyúlása a ciklusok számának függvényében, „C” terhelési osztály esetére (Vámos and Szendefy, 2024b)

Továbbá a 9.1. táblázatban megadtam a „talaj 1”-„talaj 2”-„talaj 5” altalajra az élettartam végén a (9.1)-(9.3) alapján számított lehetséges maximális aszfaltszélsőszál megnyúlást,

görbületi sugarat és a behajlási teknő alaki tényezőjét, továbbá a rugalmas alapon számítható pillanatnyi viselkedést leíró értékeket. A számított behajlási teknőket az „A”-„C”-„E”-„R” terhelési osztályokban a „talaj 1” altalaj esetére a 9.4 ábra, a pályaszerkezetben kialakuló abszolút süllyedéseket, illetve süllyedéskülönbségeket a 9.2. táblázat mutatja.



9.4 ábra: Az FZKA felszínén számított behajlási teknő az „A”-„C”-„E”-„R” terhelési osztályokban „talaj 1” altalaj esetén (Vámos and Szendefy, 2024b)

9.2. táblázat: Az FZKA felszínén számított pályaszerkezeti süllyedések és süllyedéskülönbségek az egyes terhelési osztályokban „talaj 1” altalaj esetére

Terhelési osztály	D_0 (x = 0 m) (mm)	D (x = -1,0 m) (mm)	Süllyedéskülönbség (mm)	ε_{xx} (microstrain)	R_0 (m)	c (-)
„A”	11,37	2,19	9,18	7.046	7,09	0,557
„C”	16,30	3,11	13,19	10.797	6,94	0,397
„E”	35,26	17,53	17,73	14.496	7,58	0,168
„R”	52,12	34,09	18,03	13.867	10,45	0,083

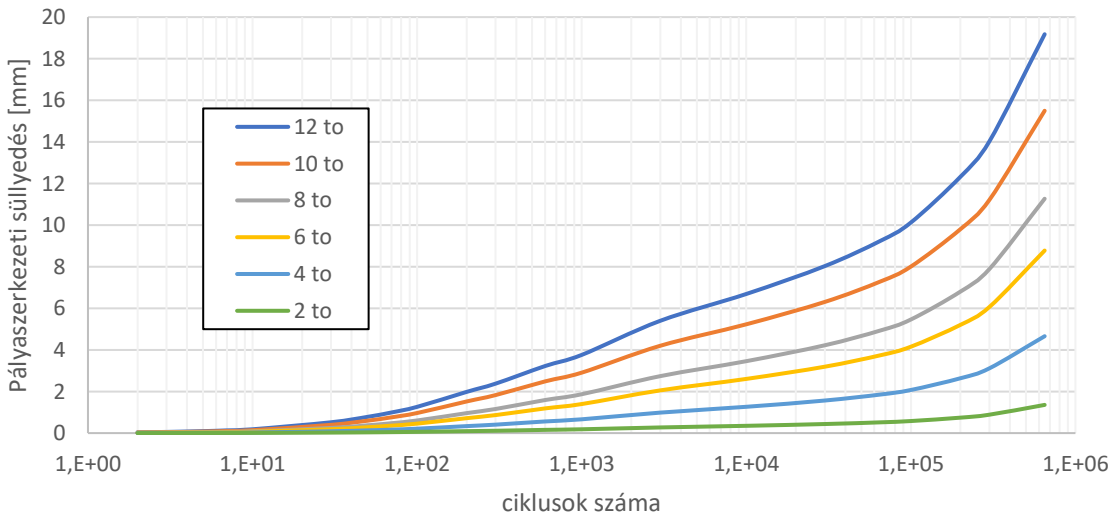
Látható, hogy a terhelési osztály növekedésével a pályaszerkezeti relatív süllyedéskülönbség is fokozatosan növekszik, bár az „E” és „R” osztály között jelentéktelen az eltérés. Másrészről az is látható, hogy az egyes terhelési osztályok között a maximális pontszerű süllyedéseknél tapasztalt jelentős különbségek a pályaszerkezeti süllyedéskülönbségekre vonatkozóan kissé kiegyenlítődnek, de továbbra is jelentősek. Míg például a kerék tengelyében az „A” és „R” osztályok közötti pontszerű süllyedésarány cca. négyszeres, addig a behajlási teknő mélységére vonatkozóan ez csupán kétszeres. Ennek az az oka, hogy a nagyobb terhelési osztályok vastagabb aszfaltburkolata előnyösebben osztja szét a feszültséget, így pontszerűen közvetlenül az abroncs alatt kisebb feszültség jut a talajra. Ugyanakkor mivel a feszültség nagyobb felületen oszlik meg, így a kerék tengelyétől távolodva arányosan nagyobbak lesznek a feszültségek, így a süllyedéskülönbségek arányosan kisebbek. A 9.2. táblázat alapján látható, hogy bár a pályaszerkezeti relatív süllyedéskülönbség növekszik a terhelési osztállyal, ez nem feltétlenül jelenti a lehetséges szélsőszálmegnyúlás további növekedését, hiszen a hatékonyabb feszültségszétterjedés miatt a görbületi sugár is nagyobb lesz, így a szélsőszál megnyúlása is kisebb. Megfigyeltem továbbá, hogy a behajlási teknő alaktényezője a terhelési osztály növekedésével fokozatosan csökken.

10 MARADÓ ALAKVÁLTOZÁST BEFOLYÁSOLÓ TOVÁBBI TÉNYEZŐK

10.1 Tengelyterhelés

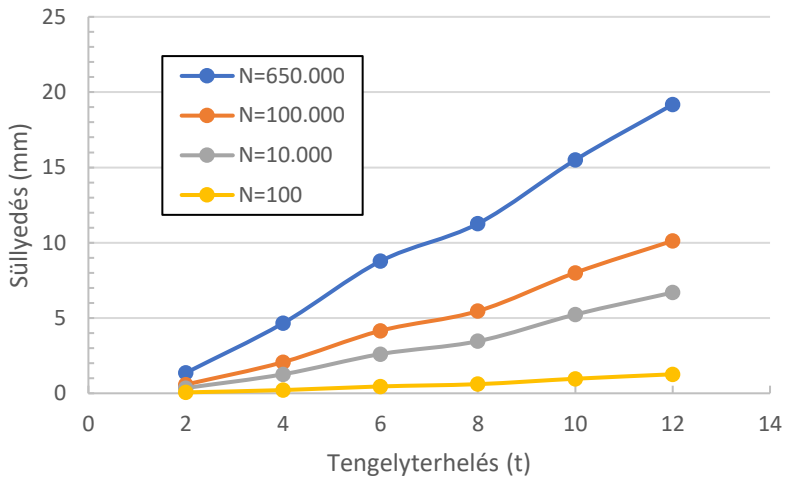
Amint azt a 6.1 fejezetben írtam a tervezési forgalom (*FT*) alatt a 10 tonna tömegű *F100* egységtengely áthaladások számát értjük. A valóságban ettől eltérő tengelyterhelésű járművek terhelik az útszerkezetet, amelyet a műszaki előírásokban megadott járműátszámítási szorzókkal kell átszámítani egységtengely áthaladásra. Közismert tény, hogy a nagyobb tömegű járművek, például túlterhelt tehergépjármű által okozott „károsodás", fáradás nem egyenesen arányos a jármű tömegével. A túlterhelt nehézgépjármű egyetlen áthaladása több száz személygépjármű fáradási igénybevételének felel meg. Ennek érdekében vizsgálatokat folytattam a „C" terhelési osztály és „talaj 1" altalaj esetére eltérő tengelyterheléssel, de változatlan tengelyáthaladás mellett. A tengely tömegét 2-4-6-8-10-12 tonna között változtattam. A számított süllyedéseket a ciklusok számával a 10.1 ábra mutatja. Az ábra alapján látható, hogy a terhelés növekedésével a süllyedések értelemszerűen növekednek, a különböző terhelésből származó süllyedések közötti olló arányosan szétnyílik. A kisebb terhelés miatt csökken az ε^{ampl} alakváltozási amplitúdó, továbbá az a határmélység, amely alatt $\varepsilon^{ampl} < 10^{-5}$, feljebb tolódik. Így például a 2 tonnás tengelyterhelés esetén csupán a legfelső 0,85 m vastag alap-, javító- és altalajréteg játszik szerepet, a mélyebb talajrétegekben a határalakváltozás miatt nem alakulnak ki maradó süllyedések. Ezzel szemben a 12 tonnás tengelyterhelés esetén a teljes vizsgált 2,85 m vastag talajzónában keletkeznek süllyedések.

Az eredmények alapján megállapítható, hogy az adott tengelyterhelésből számítható süllyedés és a 10 tonnás referencia tengely süllyedése közötti arány a ciklusok számával csökken. A 2 és 10 tonnás tengelyterhelés közötti különbség például a terhelés kezdetén 15-szörös, míg az élettartam végére ez „csupán" 11,5-szeresre csökken. Ennek oka, hogy a nagyobb terhelésű számításokban az nagymértékű alakváltozások a tömörödés miatt már gátolva vannak, így a kezdeti nagyobb különbségek később csökkennek, bár továbbra is jelentősek maradnak.



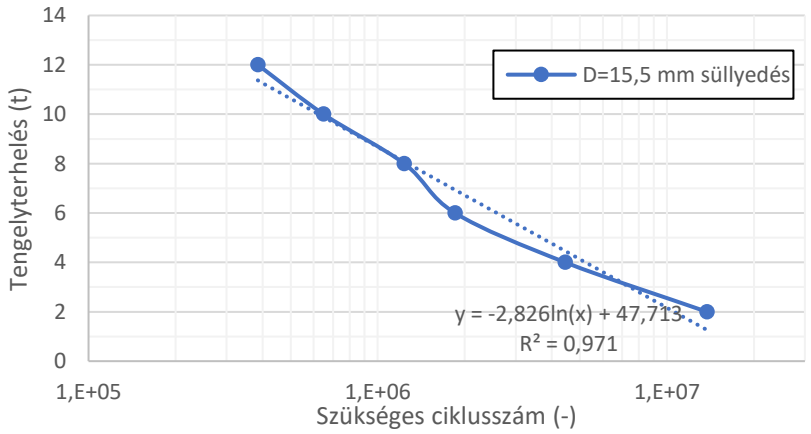
10.1 ábra: Az FZKA tetején az eltérő terhelésből számítható süllyedések „C" terhelési osztály és „talaj 1" altalaj esetén. (Vámos and Szendefy, 2024b)

A 10.2 ábra a számított süllyedések értékeit mutatja a tengelyterhelés függvényében kiválasztott ciklusok esetére. Az ábra alapján látható, hogy azonos ciklusszám esetén a különböző tengelyterhelésű számított süllyedések közel egy egyenesre esnek, tehát a süllyedés a tengelyterheléssel meglepő módon egyenesen arányos, bár a görbék meredeksége a ciklusszámmal növekszik.



10.2 ábra: Az FZKA tetején számított süllyedések a tengelyterhelés függvényében (Vámos and Szendefy, 2024b)

Ezek után megvizsgáltam, hogy hány darab $N_{szükséges}$ adott terhelésű tengelyáthaladás okoz ugyan akkora „károsodású" süllyedést, mint a 10 tonnás egységtengely, vagyis 15,5 mm-t. A kapott eredményeket a 10.3 ábra mutatja.



10.3 ábra: Az egységtengellyel azonos süllyedéshez szükséges ciklusok száma a tengelyterhelés függvényében (Vámos and Szendefy, 2024b)

Az egyenértékű süllyedéshez szükséges ciklusok száma szemilogaritmikus ábrázolásban közel egy egyenesre esik, ennek megfelelően akár a túlterhelt, akár a személygépjárművek károsító hatását is vizsgálni tudjuk extrapolációval. A 10.1. táblázatban látható továbbá az egyenértékű süllyedést okozó szükséges ciklusszám az egységtengely ciklusszámának arányában.

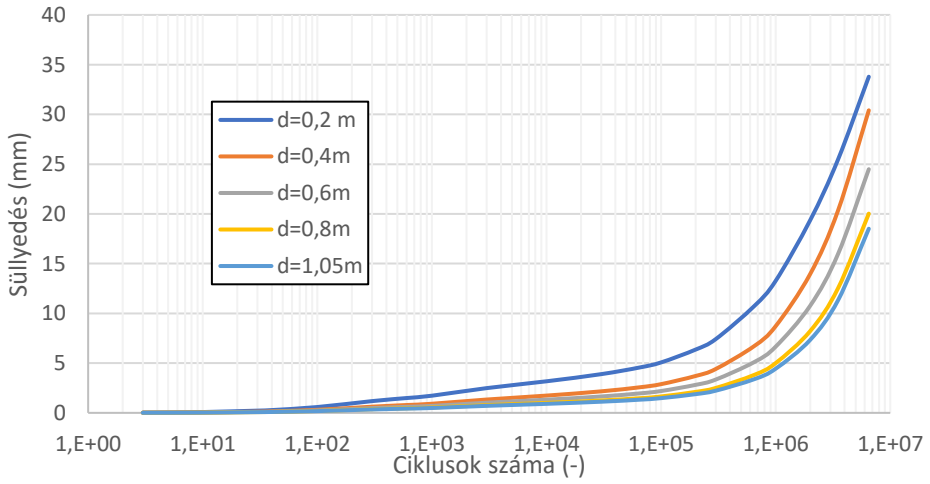
10.1. táblázat: Az egyenértékű károsodáshoz szükséges tengelyáthaladások száma, ill. ezek aránya az egységtengelyhez.

Tengelyterhelés (t)	2	4	6	8	10	12
$N_{szükséges}$	13 750 000	4 450 000	1 850 000	1 235 000	650 000	385 000
N_i/N_{10to}	21,15	6,85	2,85	1,90	1,00	0,59

A táblázat alapján látható, hogy a kisebb tengelyterhelés nem csupán abszolút értékben, hanem arányosan is kisebb süllyedést okoz. A 2 tonnás tengelyterhelés bár ötöde az egységtengelynek, mégis kb. 21-szer annyi áthaladásra van szükség, hogy ugyan akkora károsodást okozzon, mint a referencia tengely. Ezzel ellentétesen igaz, hogy a 12 tonnás terhelésű tengely súlyarányánál jóval nagyobb károsodást okoz, hiszen csupán 20% nehezebb mint az egységtengely, mégis már cca. 0,6-szor akkora ismétlésszám is ugyan akkora süllyedést okoz, mint 10 tonnás társa.

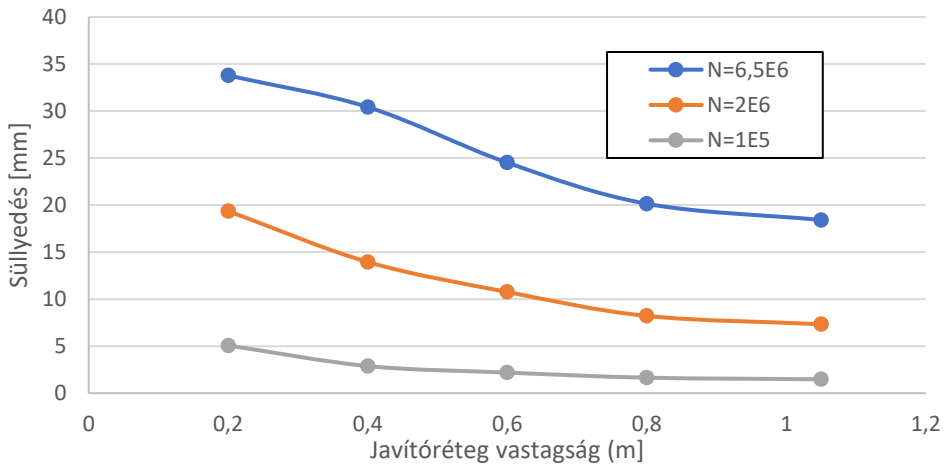
10.2 Javítóréteg növelése

A korábbi fejezetekben számított süllyedési értékek, görbületek és aszfaltmegnyúlások igen jelentősek és vélhetően az útpályaszerkezet már az előtt tönkremegy, hogy az élettartamra tervezett egységtengelyáthaladás bekövetkezhetne. A 8.7 ábra alapján láttuk, hogy a süllyedések döntő hányada az altalajban, annak is leginkább a felső zónájában alakul ki. Továbbá a hazai útépítési gyakorlatban a magasabb terhelési osztályokban (E-K-R) vastagabb fedő-, védő-, javítóréteget építenek be annak ellenére, hogy a teherbírási kritérium teljesülne vékonyabb rétegekkel is. Ennek megfelelően megvizsgáltam, hogy az altalaj legfelső zónájának javítórétegre való talajcseréjével hogy csökkenthetők a süllyedések. Ennek során az „E" terhelési osztályra és a „talaj 1" altalajra kiszámítottam a várható süllyedéseket úgy, hogy a javítóréteg vastagságát 0,2-0,4-0,6-0,8-1,05 m között változtattam. A javítóréteg legfelső 20 cm-e mindig mint töltés értendő, az ennél nagyobb vastagság pedig mint talajcsere. A számított süllyedés-N görbéket a 10.4 ábra mutatja. Az ábra alapján megállapítottam, hogy a javítóréteg vastagságának növelésével hatékonyan tudjuk csökkenteni a maradó süllyedéseket, a 85 cm többlet javítóréteggel a végső süllyedéseket közel a felére (55%-ra) tudjuk csökkenteni, de már 40 cm többlet javítóréteg is elegendő a süllyedések 30%-os redukálásához.



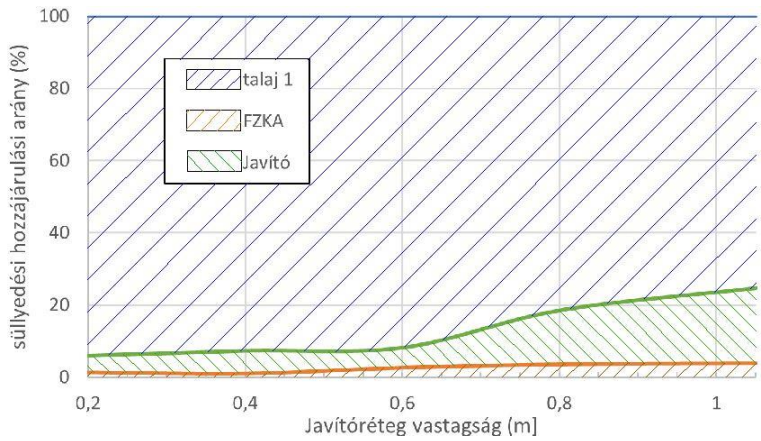
10.4 ábra: Az FZKA felszínén értelmezett süllyedés-ciklusszám görbék különböző javítóréteg vastagságokra, „E" terhelési osztály, „talaj 1" altalaj (Vámos and Szendefy, 2024b)

A 10.4 ábra alapján látható továbbá, hogy a *d*=0,8 m és a *d*=1,05 m-es görbék szinte egybeesnek, csupán a terhelés utolsó szakaszában válnak kis mértékben szét. Ez azt jelenti, hogy a javítóréteg vastagságának növelésével egy határ süllyedéshez tartunk, és a javítóréteg vastagságának további növelése már nem olyan hatékony. E hatást szemlélteti a 10.5 ábra, amely kiválasztott ismétlésszámok esetére mutatja be a számított süllyedéseket a javítóréteg vastagságának függvényében. Az ábrán látható, hogy az élettartam végén számított süllyedéseket a javítóréteg vastagságának növelésével kezdetben közel azonos hatékonysággal tudjuk csökkenteni, hiszen a számított függvény meredeksége kezdetben közel azonos, majd *d*=0,8 m után a görbe ellaposodik. Gazdaságossági megfontolások alapján megállapítható, hogy a süllyedések hatékony csökkentéséhez célszerű *d*=0,8 m-t választani, amely az FZKA d=0,2 m-es vastagságával együtt egy 1,0 m vastag durvaszemcsés szerkezeti réteget jelent az aszfaltréteg alatt, amelyet hazánkban csak autópályák és gyorsforgalmi utak esetén alkalmaznak.



10.5 ábra: Az FZKA tetején számított süllyedések adott ciklusszám esetén a javítóréteg vastagságának függvényében (Vámos and Szendefy, 2024b)

A 10.6 ábra a 8.7 ábra hasonlóan az egyes rétegekben számított süllyedések százalékos arányát szemléltetem a teljes süllyedéshez képest.



10.6 ábra: Az egyes rétegekben kialakuló süllyedések aránya a teljes süllyedéshez képest a javítóréteg vastagságának függvényében a „E” terhelési osztály esetére (Vámos and Szendefy, 2024b)

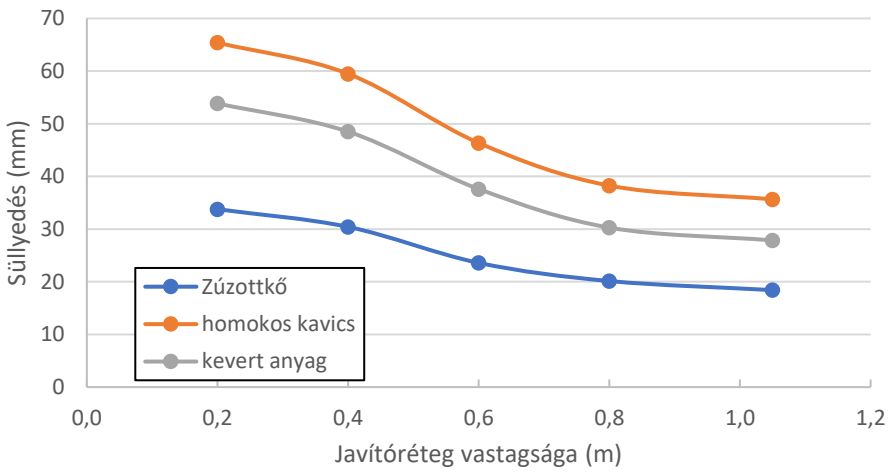
Ezek alapján megállapítottam, hogy az altalaj süllyedésekhez való hozzájárulási aránya továbbra is mértékadó, a *d*=0,2 m-nél számított cca. 94%-ról a javítóréteg növelésével *d*=1,05m-nél kb. 75%-ig csökkenthető. Ennek oka, hogy az „E" terhelési osztályban a mélyebb talajrétegekben is számottevő süllyedések alakulnak ki, amelyek többszörösen felülmúlják a javítóréteg süllyedéseit.

Amint azt a 6.1 fejezetben írtam, a javítóréteg HCA-paramétereire nincs külön szakirodalmi adat, így ezeket a C_e paramétert kivéve a zúzottkő anyagával megegyezőre vettem fel. Az útépítési gyakorlatban a javítóréteget gyakran nem zúzottkőből, hanem szokványos folyami homokos kavicsból építik. A HCA-paraméterek azonban erősen függenek a szemcsék alaki tulajdonságaitól (Wichtmann, 2016), és az egyes paraméterek döntően eltérnek annak függvényében, hogy törtszemcsés vagy természetesen lekopott, szubgranuláris anyagról van e szó. Ennek érdekében paramétervizsgálatot végeztem a zúzottkő anyagára vonatkozón, és kiszámítottam a különböző ágyazati vastagságok mellett a süllyedéseket törtszemcsés, természetes szubgranuláris szemcséjű és 50%-50%-os keverési arányú anyagra. A természetes szubgranuláris szemeloszlású anyag HCA-paramétereit az (5.18), (5.20)-(5.24) összefüggések és a szemeloszlási görbe alapján határoztam meg. A C_e paramétert változatlannak feltételeztem, mivel ez a lehető legtömörebb állapotot leíró hézagtényezőt jelöli, így feltételeztem, hogy ez változatlan marad. Fontos megjegyezni, hogy a Wichtmann-féle egyszerűsített paramétermeghatározás csak $C_U \leq 8$ esetére lett kalibrálva, és mivel a javítóréteg C_U=11,9-es egyenlőtlenségi mutatója ezen kívül esik, ezért a kapott eredményeket csak fokozott óvatossággal lehet értelmezni. Az 50%-50%-os keverési arányú anyag HCA-paramétereit a törtszemcsés és lekerekített szemcséjű anyag átlagaként számítottam. Az alkalmazott HCA-paramétereket a 10.2. táblázat közli. Ezen kívül feltételeztem, hogy a pillanatnyi viselkedést, merevségi tulajdonságokat és így az alakváltozási amplitúdót a javítóréteg anyaga nem befolyásolja. Ez csak közelítésként fogadható el, hiszen a gyakorlatból ismert tény, hogy a zúzottkőből készült ágyazatok teherbírása 15-40%-kal nagyobb, mint az azonos vastagságú homokos kavics ágyazatoké (Szendefy, 2019).

10.2. táblázat: Az eltérő anyagú javítórétegek alkalmazott HCA-paraméterei

Talaj	C_{ampl}	C_e	C_p	C_Y	C_{N1}	C_{N2}	C_{N3}	ϕ_{cc}
tört anyag	1,10	0,204	-0,22	1,80	$5{,}20\ 10^{-4}$	0,03	$1{,}30\ 10^{-5}$	42°
lekerekített anyag	1,70	0,204	0,21	2,98	$1{,}32\ 10^{-2}$	$1{,}01\ 10^{-2}$	$3{,}53\ 10^{-5}$	42°
50%-50% kevert anyag	1,40	0,204	0,00	2,39	$6{,}48\ 10^{-3}$	$2{,}00\ 10^{-2}$	$2{,}41\ 10^{-5}$	42°

A fent bemutatott anyagokra számított süllyedéseket a javítóréteg vastagságának függvényében a 10.7 ábra szemlélteti. A lekerekített és kevert szemcséjű anyag süllyedéseit is hatékonyan tudjuk csökkenteni a javítóréteg vastagságának növelésével, a lefutás azonos a zúzott anyagra tett megállapításokkal, a *d*=0,8 m fölötti vastagság növelés már nem tekinthető gazdaságosnak.



10.7 ábra: Az FZKA tetején számított süllyedések a javítóréteg anyagának és vastagságának függvényében (Vámos and Szendefy, 2024b)

Az eredmények alapján megállapítottam, hogy a javítóréteg anyaga döntő jelentőségű, a törtszemcsés és lekerekített szemcséjű anyagok süllyedése között kétszeres a különbség, de a kevert anyag is 60%-kal nagyobb süllyedéseket szenved, mint tisztán törtszemcséjű. Érdemes megfigyelni, hogy a lekerekített anyagú javítóréteg még d=1,05 m esetén is nagyobb süllyedéseket szenved, mint a d=0,2 m vastag törtszemcséjű javítóréteg. Bár az eredményeket a fent részletezett okokból kisebb fenntartással kell kezelni, egyértelműen látszik, hogy a szemcsealak, amelyet a gyakorlatban oly sokszor figyelmen kívül hagynak és kizárólag a szemeloszlási görbére koncentrálnak kritikus jelentőségel bír. Ennek megfelelően megállapítottam, hogy a pályaszerkezeti süllyedések és a relatív süllyedéskülönbségek hatékony csökkentéséhez a jó minőségű, tört anyagú zúzottkőből készült javítóréteg elengedhetetlen.

10.3 Hőmérséklet hatása

Az eddigi vizsgálatok során a feszülségszétterjedés számításában feltételeztem, hogy az aszfaltburkolat merevsége a laborban mért referencia merevségnek felel meg. Az aszfalt merevsége viszont hőmérséklet függő, a nyári meleg napokon lágyabban viselkedik, merevsége lecsökken, míg télen ridegebben, merevebben viselkedik. Mivel a feszültségszétterjedésre hatással van az aszfaltréteg merevsége, ezért a talajra lejutó feszültségek és alakváltozási amplitúdók az évszakok során is folyamatosan változnak. A szakirodalom alapján (Numrich, 2003) a nyári hőségben akár tízszer akkora feszültségek is lejuthatnak a zúzottkőre, mint a téli leghidegebb napokban.

A HCA-modellben a talaj emlékezete a g^A változóban el van mentve, ezért lehetőségünk van különböző feszültségamplitúdójú cikluscsomagok figyelembe vételére, és a talaj nem szűz terhelésként fogja értelmezni az egymást követő változó amplitúdójú terheléseket.

Kutatásomban vizsgálatokat folytattam az évszakos hőmérsékletingadozásból következő eltérő merevségű aszfaltburkolat süllyedésekre gyakorolt hatásáról. Ennek során a „C” terhelési osztályt és a „talaj 1” altalajt vizsgáltam. Első lépésben meghatároztam a négy évszak jellemző aszfaltmerevségét, majd ezekkel a bemenő adatokkal a talajokra lejutó többlet függőleges feszültségeket. Ezek után a korábban ismertetett saját implicit módszerrel

kiszámítottam az adott évszakra jellemző alakváltozási amplitúdót, majd az explicit modellben az egyes évszakok mint egymást követő cikluscsomagok sorozatával határoztam meg a süllyedéseket.

Első lépésben az országos átlagos havi levegő középhőmérsékletekből (OMSZ, 2022) kiszámítottam az évszakos átlagos középhőmérsékletet. Az aszfaltburkolat hőmérséklete azonban eltér a levegő hőmérsékletétől, így a (Liao et al., 2015) által megadott összefüggés alapján határoztam meg az aszfaltburkolat tetejének hőmérsékletét, ahol T_B az aszfaltburkolat hőmérséklete, míg T_l a levegő hőmérséklete.

$$T_B = 1{,}3591 \cdot T_l - 2{,}2902 \tag{10.1}$$

Mivel a talaj hőmérséklete a hőszigetelő hatása miatt közel az évi átlagos középhőmérséklethez tart, ezért a nyári meleg napokon az aszfaltot alulról hűti, míg télen melegíti. Ennek megfelelően meg kell határozni az aszfaltburkolat egészében uralkodó átlagos hőmérsékletet figyelembe véve a talaj hőmérsékletkiegyenlítő hatását. Az átlagos hőmérsékletet a szakirodalomban az aszfaltréteg középvonalában határozzuk meg a (10.2) összefüggés szerint (Kayser, 2007; RDO -Asphalt 09, 2009), ahol T_h a hőmérséklet az aszfalt középvonalában, a egy hőmérséklet függő állandó, míg h a mélység a burkolatfelszíntől számítva mm-ben:

$$T_h = a \cdot ln(0{,}01 \cdot h + 1) + T_B \tag{10.2}$$

Az adott hőmérsékletű aszfalt merevségét ezek után a (10.3) egyenlet segítségével határoztam meg.

$$E_T = \frac{E_{20°C}}{f_{ref}} = \frac{E_{20°C}}{\dfrac{10^{0{,}000164671} \cdot \left[T \cdot \frac{9}{5} + 32\right]^{1{,}92544}}{10^{0{,}000164671} \cdot \left[T_{ref} \cdot \frac{9}{5} + 32\right]^{1{,}92544}}} \tag{10.3}$$

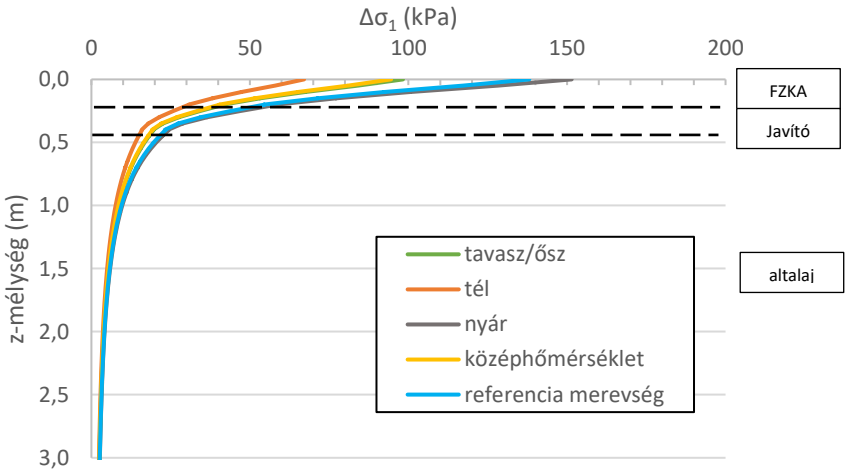
Az így meghatározható és a számításokban figyelembe vett aszfaltmerevségeket a 10.3. táblázat mutatja. Az eredmények alapján látható, hogy az aszfalt merevsége érzékenyen reagál az évszakos hőmérsékleti ingadozásokra. A téli és nyári merevség között 3,7-szeres a különbség, míg a tavaszi-őszi merevségek gyakorlatilag azonosak. Ugyanakkor a tavaszi, ill. őszi viselkedés is közel kétszer merevebb, mint a lágyabb nyári hónapokban. Az eredmények alapján látszik, hogy a szakirodalmi adatok szerint felvett referencia aszfaltmerevség (4.000 MPa) inkább a melegebb, nyári hónapokra jellemző viselkedést adja vissza.

10.3. táblázat: Az egyes évszakokra meghatározott aszfaltburkolatmerevséget

Évszak	T_l (°C)	T_B (°C)	T_h (°C)	E_T (MPa)
tél	0,0	-2,3	-1,9	12.732,7
tavasz	10,9	12,5	12,3	7.086,7
nyár	20,0	24,9	24,0	3.423,4
ősz	10,7	12,3	12,1	7.154,7

Ezek után meghatároztam a fenti táblázat alapján számítható feszültségszétterjedést és a talajra jutó többlet függőleges feszültségeket, amelyet a 10.8 ábra szemléltet. Mivel a tavaszi és őszi merevségek közel azonosak, és a számított feszültségek gyakorlatilag azonosak, ezért ezeket összevonva egy görbével ábrázoltam. Az ábrán emellett szemléltettem az évi

középhőmérsékletnek megfelelő merevség alapján számítható feszültségszétterjedést is, amely nem meglepő módon gyakorlatilag egybeesik a tavaszi, illetve az őszi évszakok feszültségszétterjedésével. Az ábrán továbbá szemléltetésre került a korábbi számításokban bemutatott, a szakirodalomban megadott laboratóriumi körülmények között 20°C-on mért referencia merevségből származó feszültségeloszlás, amely alig 10%-kal kedvezőbb, mint a nyári hónapokban számított többlet feszültségi görbe. Az egyes görbéket összehasonlítva láthatjuk, hogy az egyes évszakokban a talajra lejutó többlet függőleges feszültségek között jelentős különbségek vannak. Így például a zúzottkő tetején a téli-nyári évszakban 3,7-szeres a különbség, de még az évi középhőmérséklethez képest is 60%-kal több feszültség számítható nyáron. Bár az eltérő merevségek alapján számítható többlet feszültségek a mélységgel fokozatosan közelítenek egymáshoz, az altalaj tetején nyáron még mindig 54%-kal nagyobb a többletfeszültség, mint télen, de még 1 m mélységben is közel 20%-os a különbség. Végül megjegyzem, hogy a fenti aszfaltmerevségeket a havi, ill. napi átlagos középhőmérséklet alapján határoztam meg, így figyelembe van véve az esti, éjjeli hűvösebb hőmérséklet is. Mivel a terhelés döntő hányada azonban nappal halad át, így a terhelés szempontjából lényeges merevségek a valóságban kisebbek, így a talajra lejutó többlet feszültségek pedig nagyobbak lesznek.

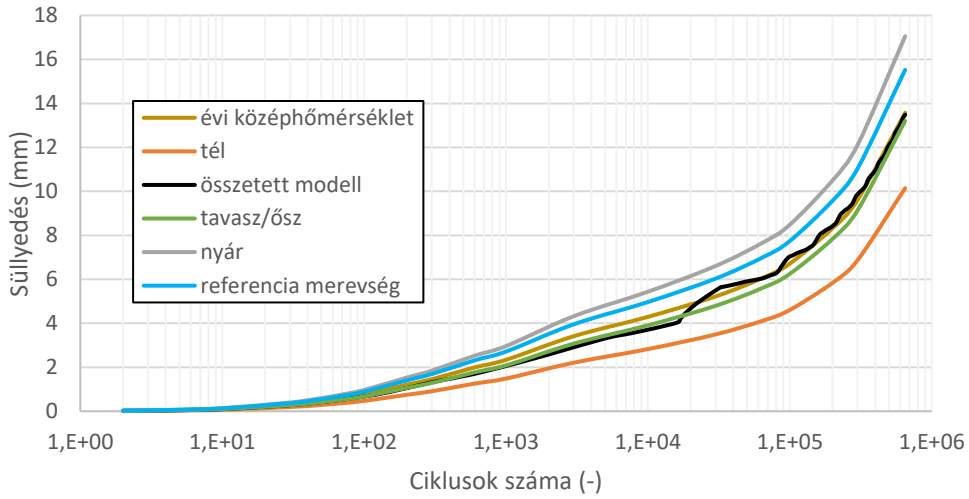


10.8 ábra: A többlet függőleges feszültségek lefutása az évszakonként változó aszfaltmerevség függvényében (Vámos and Szendefy, 2024c)

A többlet függőleges feszültségek ismeretében az egyes esetekre az implicit módszerrel meghatároztam a alakváltozási amplitúdót, majd az explicit modellel a várható süllyedéseket, melyet a 10.9 ábra szemléltet. A számításokban először a „tiszta” eseteket vizsgáltam, vagyis az egyes évszakokra jellemző alakváltozási amplitúdót fixnek választottam a teljes élettartam alatt. Ez azért hasznos, mert így láthatóvá válnak a várható süllyedések szélsőértékei, tendenciái, vagyis hogy a hőmérsékletfüggő aszfaltmerevség mekkora tartományban van hatással a várható süllyedésekre. Az ábrán ezen kívül szemléltettem azokat a süllyedéseket, amelyeket az évi középhőmérséklet alapján számított, a teljes élettartam alatt fixált alakváltozási amplitúdó alapján határozhatunk meg. Ezek mellett ábrázoltam a korábbi számításokban figyelembe vett referencia merevségű aszfaltból származtatott süllyedéseket is. Végül ábrázoltam az „összetett modell” alapján számított süllyedéseket, ahol a tél-tavasz-nyár-ősz évszakokban számított alakváltozási amplitúdókat, mint egymást követő

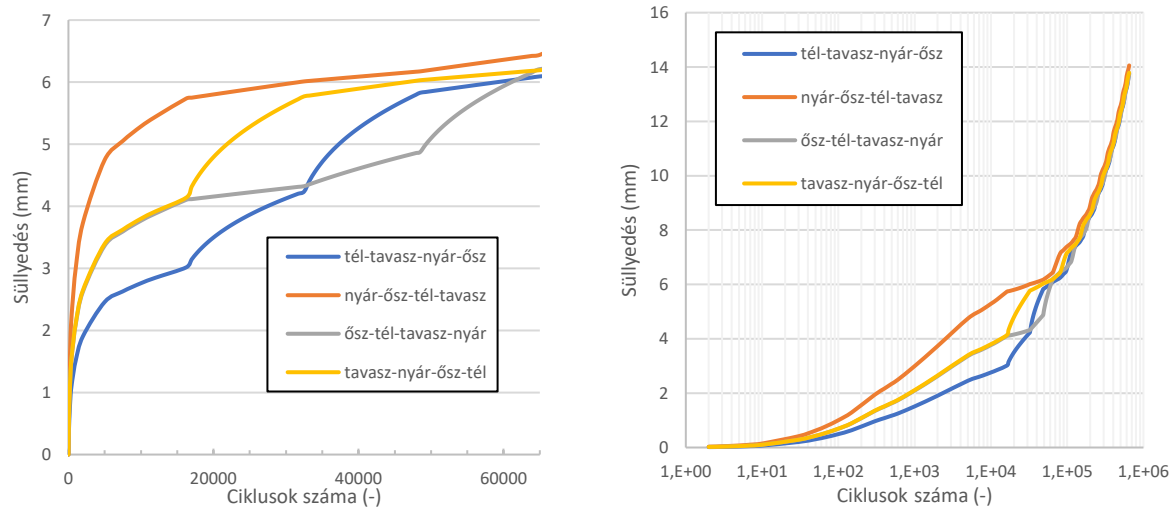
cikluscsomagokat vittem fel, figyelembe véve a korábbi cikluscsomagokat a talaj emlékezetén keresztül. Az ábra alapján megállapítható, hogy az aszfalt hőmérsékletének jelentős hatása van a süllyedésekre, a tél-nyár szélsőértékek között közel 70%-os különbség adódik a terhelés végére. Megállapítható továbbá, hogy az összetett modell és az évi középhőmérséklet között a terhelés közben némi eltérés tapasztalható, az összetett modell a középhőmérséklet görbéje körül oszcillál, így a terhelés végére gyakorlatilag azonos süllyedéseket kapunk, az eltérés < 1%-nál. Ez azért fontos megállapítás, mert a fix feszültségamplitúdójú terheléseket sokkal könnyebben és gyorsabban tudjuk implementálni az explicit modellben, így a további kutatások során nem szükséges a bonyolult, egymást követő cikluscsomagok számítása és felvitele, azokat egy helyettesítő feszültségamplitúdóval lehet modellezni.

Megállapítható továbbá, hogy tavaszi és őszi évszakban a többlet feszültséghez hasonlóan, gyakorlatilag azonos süllyedések számíthatóak, mint az évi középhőmérséklet vagy az összetett modell alapján, az eltérés <3%. A korábbi számításokban bemutatott, referencia merevség alapján számolt süllyedések cca. 15%-kal nagyobbak, mint az összetett modell alapján várható süllyedés. Ennek megfelelően a szakirodalmi adatok alapján felvett aszfaltmerevség kissé túlbecsüli a várható süllyedéseket. Megállapítottam, hogy amennyiben a süllyedések pontos meghatározása a cél, az aszfalt merevségét az évi középhőmérséklet alapján kell figyelembe venni.



10.9 ábra: Az FZKA tetején számított süllyedések az évszakos hőmérsékletnek megfelelő aszfaltmerevség függvényében (Vámos and Szendefy, 2024c)

Mivel a fenti vizsgálatok alapján egyértelművé vált, hogy az egyes évszakok során jelentős különbségek alakulnak ki a süllyedésekben, megvizsgáltam, hogy milyen hatása van a cikluscsomagok sorrendjének, vagyis, hogy mikor történik az útpálya forgalomba vétele. Ennek során a cikluscsomagok sorrendjét a lehetséges évszak-kombinációk alapján változtattam, majd a kapott eredményeket a 10.10 ábra szemléltettem. Az 10.10 ábra az első évben kialakuló süllyedéseket ábrázoltam kivételesen lineáris ábrázolásmódban, míg a b) ábrán a teljes élettartam alatti süllyedéseket ábrázoltam a megszokott szemi-logaritmikus ábrázolásmóddal.



10.10 ábra: A cikluscsomagok sorrendjének hatása a süllyedésekre a) az első évben lineáris ábrázolásban b) a teljes élettartam alatt szemilogaritmikus ábrázolásban (Vámos and Szendefy, 2024c)

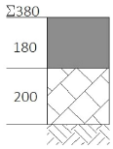
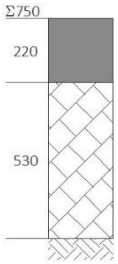
Az eredmények alapján látszik, hogy az évszakok sorrendjének csak a terhelés kezdetén van számottevő jelentősége. A ciklusok számának növelésével a kezdeti különbségek eltűnnek és a görbék összetartanak, az élettartam végére a különbség < 2%. A legjelentősebb különbségek az első negyedév végére alakulnak ki, így például a nyári kezdéssel közel kétszeres süllyedések adódnak, mint a téli kezdés esetén. Ugyanakkor a nyári kezdetű terhelésnél a további cikluscsomagok már arányosan sokkal kisebb süllyedéseket okoznak (összesen 10%-ot), hiszen a talaj emlékezetében a korábbi nagyobb terhelés hatás el van mentve, így lényegesen merevebben reagál a további alacsonyabb intenzitású terhelésekre. Ezzel szemben a téli kezdés mellett a további negyedévek is jelentősen hozzájárulnak a süllyedésekhez (50%). Így adódik, hogy az első év végére bár eltérő úton, nagyjából mégis azonos nagyságrendű süllyedések alakulnak ki, melyek a további évekkel tovább közelednek egymáshoz.

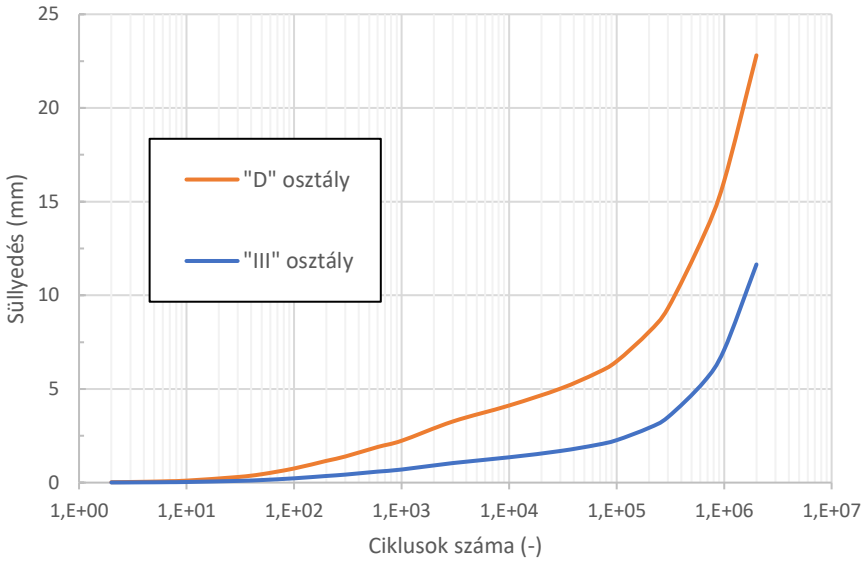
10.4 Összehasonlítás az RStO előírásaival.

Számos országban az útpályaszerkezetek méretezése továbbra is a helyi műszaki előírásoknak megfelelően empirikus alapon az egységtengelyek által definiált tervezési forgalom szerinti forgalmi tervezési osztályok alapján zajlik. Az egyes műszaki előírások a teherbírási követelmények és az előírt rétegvastagságok tekintetében eltérnek egymástól. Az altalaj teherbírása például az osztrák, a német és a francia műszaki előírásban rendre E_{2min} = 35, 45 ill. 50 MPa, a zúzottkő tetején 120-150 MPa-os előírás érvényes. E tekintetben jelentős különbséget nem lehet felfedezni az e-UT 06.03.13 és a nemzetközi műszaki előírások között. Amennyiben azonban az előírt rétegvastagságokat összehasonlítjuk a magyar műszaki előírással, látható, hogy a magyar utakra előírt vastagságok igen karcsúak. Különösen érvényes ez, ha a német (RStO, 2012) műszaki előírás nemzetközi viszonylatban is vastag pályaszerkezetével vetjük össze. Kutatásomban összehasonlítottam a magyar e-UT 06.03.13 szerinti „D” forgalmi tervezési osztály és a német RstO „III” osztályának süllyedéseit. Mindkét műszaki előírás a 10 tonnás egységtengely áthaladásokat veszi figyelembe a tervezési forgalom meghatározásakor, a „D” osztály esetén 1-3 millió áthaladást, míg a német „III” kategória esetén 0,8-3 millió áthaladást kell a pályaszerkezetnek az élettartam alatt elviselnie.

A földműtükrön a magyar esetben $E_{2,m}$ > 40 MPa biztosítandó, míg a németeknél $E_{2,min}$ > 45 MPa. Mivel a vizsgált altalajok teherbírása egyiket sem éri el, ezért mindkét esetben szükség van a már korábban is vizsgált 20 cm vastag javítórétegre. A lényeges különbség ez után látszik, hiszen a magyar műszaki előírás csupán 20 cm vastag zúzottkő alapréteget ír elő, míg a németeknél hasonló szemeloszlású anyag mellett legalább 53 cm vastag alaprétegre van szükség. A zúzottkő réteg tetején megkövetelt teherbírások azonos nagyságrendben mozognak, bár a német előírás kissé szigorúbb (120 MPa, ill., 102-114 MPa). További különbség, hogy a német előírás 4 cm-rel vastagabb aszfaltburkolatot ír elő a magyarral szemben, (18 cm vs. 22 cm). A pályaszerkezet így összességében a német esetben 37 cm-rel vastagabb azonos terhelési körülmények mellett. Az előírt pályaszerkezeteket a 10.4. táblázat hasonlítja össze. A számított süllyedés-ciklusszám görbéket a 10.11 ábra mutatja.

10.4. táblázat: A magyar e-UT06.03.13 „D” terhelési osztályának és a német RstO „III” terhelési osztályának előírt rétegredje

Forgalmi tervezési osztály	
e-UT06.03.13 „D” osztály	RstO „III” osztály
Tervezési forgalom, *TF*, millió egységtengely	
1-3	0,8-3
	



10.11 ábra: A magyar e-UT 06.03.13 „D” terhelési osztályának és a német RStO „III” kategóriájának az FZKA tetején értelmezett süllyedései a ciklusszám függvényében (Vámos and Szendefy, 2024d)

Amint az a rétegvastagságok alapján is várható volt, a süllyedések jelentősen kisebbek a német előírások alapján épített utak esetén. Megállapítottam, hogy a keréktengelyben számított süllyedések azonos tulajdonságú altalaj és azonos intenzitású és ismétlésszámú forgalmi terhelésből a magyar e-UT06.03.13 „D” forgalmi terhelési osztályának előírt rétegrendjével

1,96-szor nagyobbak, mint a német RStO „III” kategóriájának rétegredjénél. Továbbá a 9. fejezet megállapításait felhasználva várható, hogy a vastagabb zúzottkő alapréteg és leginkább a vastagabb aszfaltb(Vamos M. J. and Szendefy, 2024)urkolat következtében a pályaszerkezeti relatív süllyedéskülönbségek is kisebbek lesznek, hiszen a vastagabb burkolati rétegek jobban szétosztják a feszültségeket, így az abroncs nyomvonalán kívül eső részekre relatív nagyobb feszültség jut.

11 TÉZISEK

1. Téziscsoport

Kutatásomban egy egyszerűsített lamellás számítási eljárást fejlesztettem az excel programban, amely a hajlékony pályaszerkezetek alatti egyes talajrétegekben határozza meg implicit számítással a rugalmas elven számolt pillanatnyi alakváltozásokat ε^{ampl}, valamint HCA-modellel, explicit számítással a halmozódó maradó alakváltozásokat ε^{acc} és a süllyedéseket s^{acc} a ciklikusan fellépő forgalmi terhelésből. Annak érdekében, hogy saját számítási eljárásomba bemenő adatokat adjak a keresztirányú alakváltozások és vízszintes feszültségek eloszlására vonatkozólag, illetve a saját számítási eljárásomból származó alakváltozási amplitúdó eredmények megfelelősségét ellenőrizzem, összehasonlító vizsgálatokat végeztem a Plaxis végeselemes szoftver segítségével.

1.1. Tézis

Megállapítottam, hogy az építés alatt fellépő forgalmi és tömörítő terhek többszörösen túllépik az üzemi állapotban uralkodó terheket, így az útpályaszerkezetek alatti talajok túlkonszolidáltak, az OCR >> 1, ezért $K_{xy} \neq K_0^{NC}$. Végeselemes számítások alapján meghatároztam az „A”-„R” forgalmi terhelési osztályú hajlékony útpályaszerkezetek alatti zúzottkő alaprétegben, javítórétegben és altalajban uralkodó feszültségeket. **Ezek alapján meghatároztam a K_{xy} földnyomási tényez térbeli eloszlását a mélység és a terhelés nagyságának függvényében, figyelembe véve az építési állapot miatti túlkonszolidáltságot. Ajánlásokat tettem, hogy a földnyomási tényező a zúzottkő alaprétegben a (11.1) függvény és 11.1. táblázat szerinti paraméterekkel írható le:**

$$K_{xy}^{FZKA}(z) = K_{xy,max}^{FZKA} - (z\frac{K_{xy,max}^{FZKA} - K_{xy,min}^{FZKA}}{d_{FZKA}}) \tag{11.1}$$

11.1. táblázat: A zúzottkő alaprétegre vonatkozó földnyomási tényezők a réteg tetején $K_{xy,max}^{FZKA}$ és alján $K_{xy,min}^{FZKA}$.

Földnyomási tényező	A-R terhelési osztálytól függetlenül
$K_{xy,max}^{FZKA}$	0,85
$K_{xy,min}^{FZKA}$	0,10

Ajánlásokat tettem, hogy a földnyomási tényező a javítórétegben a 11.2. táblázat szerinti **konstansokkal írható le:**

11.2. táblázat: A javítórétegre vonatkozó mélységtől független K_{xy}^{jav} földnyomási tényezők a terhelési osztály és a teherfelvitel függvényében.

terhelési osztály	Terhelési lépcső					
	0 t	2 t	4 t	6 t	8 t	10 t
	K_{xy}^{jav}					
A	6,55	2,33	1,06	0,52	0,26	0,23
B	6,14	2,66	1,19	0,63	0,32	0,19
C	6,02	2,51	1,34	0,79	0,47	0,28
D	5,90	2,95	1,74	1,11	0,74	0,50
E	5,93	3,26	2,13	1,51	1,11	0,84
K	5,11	3,43	2,41	1,79	1,38	1,08
R	5,65	3,55	2,62	2,03	1,63	1,33

Ajánlásokat tettem, hogy a földnyomási tényező az altalajban a (11.2) függvény és 11.3. táblázat szerinti paraméterekkel írható le:

$$K_{xy}^{homok}(z) = \begin{cases} K_{xy,fent}^{homok} - \left[(z - d_{FZKA} - d_{jav})\dfrac{K_{xy,fent}^{homok} - K_{xy,max}^{homok}}{1{,}0}\right], & d_{FZKA} + d_{jav} \le z \le d_{FZKA} + d_{jav} + 1{,}0 \\ K_{xy,max}^{homok} - \left[(z - d_{FZKA} - d_{jav} - 1)\dfrac{K_{xy,max}^{homok} - K_{xy,lent}^{homok}}{d_{homok} - 1}\right], & d_{FZKA} + d_{jav} + 1 < z \end{cases} \quad (11.2)$$

11.3. táblázat: A homok altalajra alkalmazott földnyomási tényezők

Földnyomási tényező	A-R terhelési osztálytól függetlenül
$K_{xy,fent}^{homok}$	0,55
$K_{xy,max}^{homok}$	0,94
$K_{xy,lent}^{homok}$	0,62

1.2. Tézis

Végeselemes számítások alapján meghatároztam az „A“-„R“ forgalmi terhelési osztályú hajlékony pályaszerkezetek alatti zúzottkő alaprétegben, javítórétegben és altalajban uralkodó alakváltozási viszonyokat. **Ezek alapján meghatároztam a ϑ keresztirányú és függőleges alakváltozások arányát a mélység és a terhelés nagyságának függvényében. Végeselemes számításokkal igazoltam, hogy a szokványos alaptestekre jellemző lefutás csak az altalajra érvényes közelítőleg, a zúzottkő alaprétegben és a javítórétegben ettől jelentős eltérések vannak, amelyet a rétegek lemez szerű viselkedése magyaráz. Ajánlásokat tettem, hogy a ϑ tényező a (11.3) függvény és a 11.4. táblázat szerinti paraméterekkel írható le:**

$$\vartheta(z) = \begin{cases} \vartheta_{max,FZKA} + \left(z\dfrac{\vartheta_{max,FZKA} - \vartheta_{min,FZKA}}{d_{FZKA}}\right), & z \le d_{FZKA} \\ \vartheta_{max,jav} + \left((z - d_{FZKA})\dfrac{\vartheta_{max,jav} - \vartheta_{min,jav}}{d_{jav}}\right), & d_{FZKA} < z \le d_{jav} + d_{FZKA} \\ \vartheta_{max,homok} + \left((z - d_{FZKA} - d_{jav})\dfrac{\vartheta_{max,homok} - \vartheta_{min,homok}}{0{,}75}\right), & d_{FZKA} + d_{jav} < z \le 0{,}75 + d_{jav} + d_{FZKA} \\ \vartheta_{min,homok}, & z > 0{,}75 + d_{jav} + d_{FZKA} \end{cases} \quad (11.3)$$

11.4. táblázat: A ϑ paraméter szélsőértékei a saját számításokban

Talaj	ϑ_{max}	ϑ_{min}
FZKA	0,850	-0,450
Javító	-0,300	-0,800
Altalaj	-0,050	-0,325

1.3. Tézis

Vizsgálatokat folytattam a lamellák szükséges számáról és elrendezéséről. **A lamellák számát változtatva ajánlást tettem, hogy az FZKA-, javító és altalaj rétegek szükséges és elégséges lamellaszáma rendre 4-4-11. E fölötti sűrítés már nem vezet számottevő növekedéshez a pontosságban. Az altalaj esetén paramétervizsgálattal kimutattam, hogy változatlan lamellaszám mellett pontosabb eredményeket kapunk, ha a lamellákat az egyenletes kiosztás helyett a felső részeken besűrítjük, míg a mélyebben fekvő részeken vastagabbra választjuk.**

1.4. Tézis

A pillanatnyi viselkedést a talajokban nemlineárisan rugalmas anyagmodell segítségével kell figyelembe venni. Az altalaj esetén figyelembe kell venni a tömörség, az átlagos normálfeszültség és a kis alakváltozások merevségre gyakorolt hatását, a zúzottkő alap- és javítóréteg esetén elegendő pusztán a nyomást figyelembe vevő *k-Θ* nemlineárisan rugalmas modell. **A teherfelviteli növekmények számának változtatásával megállapítottam, hogy a teherfelviteli lépcsők szükséges és elégséges száma *i*=40. Összehasonlító számításokkal igazoltam, hogy az általam kifejlesztett egyszerűsített lamellás számítási módszer, amely pusztán szakirodalmi bemenő adatokon alapszik (d_{50}, C_U, k_1, k_2), végeselemes számítás nélkül is kellő pontosságú bemenő adatokat ad az alakváltozási amplitúdóra ε^{ampl}. A „C" terhelési osztályra végzett összehasonlító süllyedésszámítás szerint a maradó alakváltozások végértékében adódó különbség 3-7%-ot tesz ki annak függvényében, hogy a HCA-modell bemenő adatai a saját számítási eljárásból vagy a végeslemes számításból származnak.**

A téziscsoporthoz kapcsolódó publikációk: (Vámos and Szendefy, 2023a, 2023b)

2. Téziscsoport

A bemutatott saját lamellás számítási eljárás segítségével meghatároztam az e-UT 06.03.13 szerinti forgalmi terhelési osztályok keréktengelyben és az FZKA felszínén értelmezett, az élettartam alatt várható maradó pályaszerkezeti süllyedéseit az ismétlődő egységtengely áthaladásokból. Vizsgáltam 5 különböző altalajra a szemeloszlási paramétereknek (C_U és d_{50}) a süllyedésekre gyakorolt hatását. Értékeltem és ábrázoltam az egyes talajrétegek (FZKA, javítóréteg, altalaj) százalékos hozzájárulási arányát a teljes süllyedésekhez.

2.1. Tézis

Kiszámítottam és diagrammon ábrázoltam 5 vizsgált altalajra minden forgalmi terhelési osztályban az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedéseket a ciklusok számának függvényében és így megadtam a várható süllyedések teljes spektrumát és időbeli lefolyását. Kimutattam, hogy az altalajnak döntő hatása van a süllyedésekre, az egyes altalajok közötti süllyedési arányokat a 11.5. táblázatban értékeltem:

11.5. táblázat: A mértékadó szemeloszlású talajok hatása az FZKA felszínén értelmezett süllyedések végértékére és a süllyedési spektrumok

Terhelési osztály	Süllyedés végértéke (mm)			„talaj 5” / ”talaj 2”	„talaj 1” / ”talaj 2”
	„talaj 1”	„talaj 2”	„talaj 5”		
A	11,0	5,8	20,6	3,6	1,9
B	12,5	6,4	25,2	3,9	2,0
C	15,5	7,2	35,0	4,9	2,2
D	22,8	9,1	45,6	5,0	3,2
E	33,8	16,1	56,6	3,5	2,1
K	47,1	27,4	67,5	2,4	1,7
R	50,4	32,1	68,2	2,1	1,6

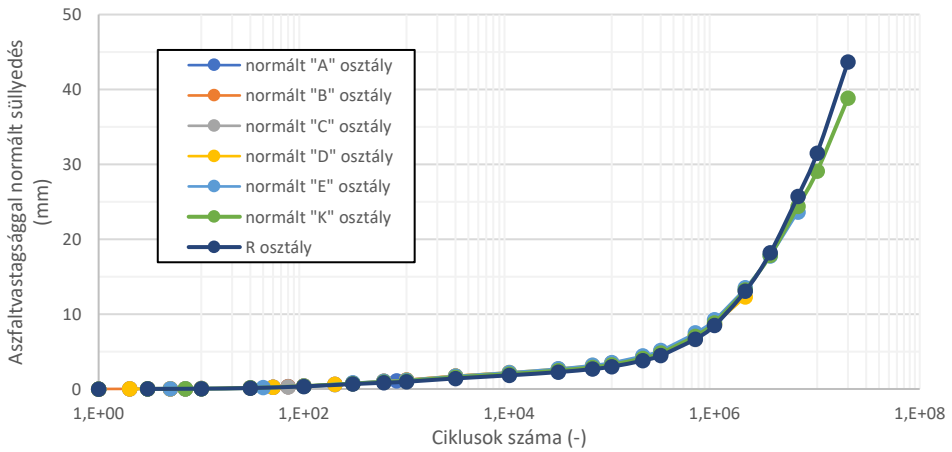
Számításokkal kimutattam, hogy változatlan d_{50} mellett a növekvő C_U-val számottevően nőnek a halmozódó süllyedések. Megállapítottam továbbá, hogy változatlan C_U-mellett a növekvő d_{50} kedvezően hat süllyedésekre.

2.2. Tézis

Kiszámítottam és diagrammon ábrázoltam az egyes forgalmi terhelési osztályoknak az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedéseit a ciklusok számának függvényében az egyes altalajtípusokra (8.4 ábra, illetve F-7. - F-10. ábra). **Megállapítottam, hogy az élettartam végén számított süllyedés a terhelési osztály növekedésével is nő. Kimutattam, hogy változatlan peremfeltételek (például altalaj típusa) és azonos ciklusszám mellett az egyes terhelési osztályok az aszfaltburkolatok vastagságának arányában a (11.4) összefüggés szerint szenvednek arányosan nagyobb süllyedéseket, hiszen a normált süllyedési görbék közel egybe esnek (11.1 ábra):**

$$s_{i,normált}(N) = s_i(N) / \left(\frac{d_{aszfalt,i}}{d_{aszfalt,R}}\right)^{1,3} \tag{11.4}$$

Ahol, $s_{i,normált}(N)$ az aszfaltvastagsággal normált süllyedés a ciklusok számának függvényében
$s_i(N)$ a pályaszerkezeti süllyedés a ciklusok számának függvényében
$d_{aszfalt,i}$ az aszfaltréteg vastagsága az adott terhelési osztályban
$d_{aszfalt,R}$ az aszfaltréteg vastagsága az R terhelési osztályban



11.1 ábra: Az aszfaltburkolat vastagságával normált az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések a ciklusok számával

2.3. Tézis

Kiszámítottam, diagrammon ábrázoltam és értékeltem az A-C-E-R forgalmi terhelési osztályokban és „talaj 1”-„talaj 2”-„talaj 5” altalajtípusok esetén az egyes rétegek százalékos hozzájárulási arányát a teljes süllyedésekhez. Kimutattam, hogy a süllyedések döntő hányada altalaj eredetű (75 % - 98%). Megállapítottam, hogy a terhelés végére az altalaj részaránya a teljes süllyedésekhez képest csökken, ill. a növekvő forgalmi terhelési osztállyal általánosságban csökken. Kimutattam, hogy a könnyebben tömöríthető jobban graduált talajok részesedése a süllyedésekhez magasabb, mint a meredek szemeloszlású talajoké.

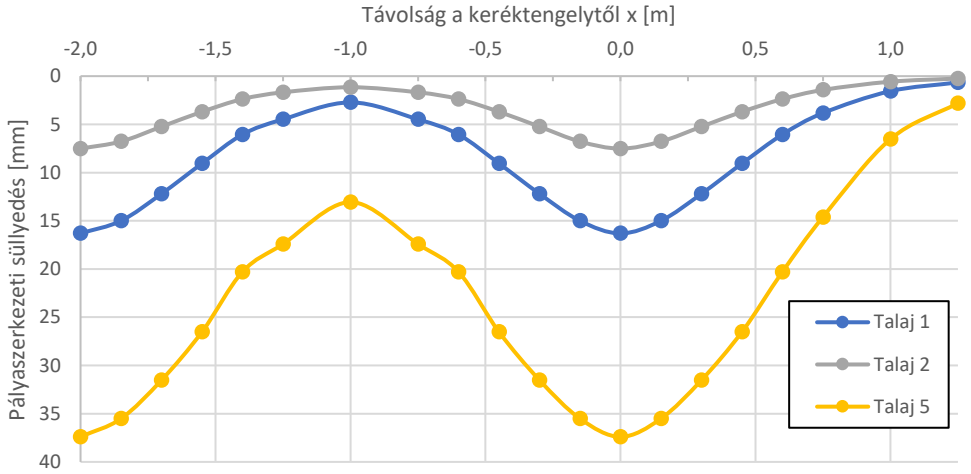
A téziscsoporthoz kapcsolódó publikációk: (Vámos and Szendefy, 2024a)

3. Téziscsoport

A pályaszerkezeti relatív süllyedéskülönbségek, illetve a deformálódott talajból az aszfaltban esetlegesen keletkezhető maximális többlet hajlító-húzóigénybevételek és megnyúlások meghatározása érdekében vizsgálatokat folytattam és kiszámítottam az FZKA felszínén értelmezett behajlási teknőt, illetve a süllyedések síkbeli kiterjedését. Ennek érdekében a kerék szimmetriatengelyétől eltérő keresztmetszetekben meghatároztam a HCA-modell segítségével a halmozódó alakváltozásokat és süllyedéseket úgy, hogy figyelembe vettem a szomszédos abroncsokkal való kölcsönhatást is.

3.1. Tézis

Meghatároztam a „C” terhelési osztályra és a mértékadó „talaj 1”-„talaj 2”-„talaj 5” altalajra az FZKA felszínén értelmezett behajlási teknőt és számítással meghatároztam a pályaszerkezet relatív süllyedéskülönbségeit. Számításokkal igazoltam, hogy az altalaj hatása a pályaszerkezeti relatív süllyedéskülönbségekre is jelentős, és a kerék tengelyében számított süllyedésekre vonatkozó tendencia továbbra is megmarad, ugyanakkor az egyes altalajtípusok közötti arányok kissé kiegyenlítődnek 11.2 ábra és 11.6. táblázat:



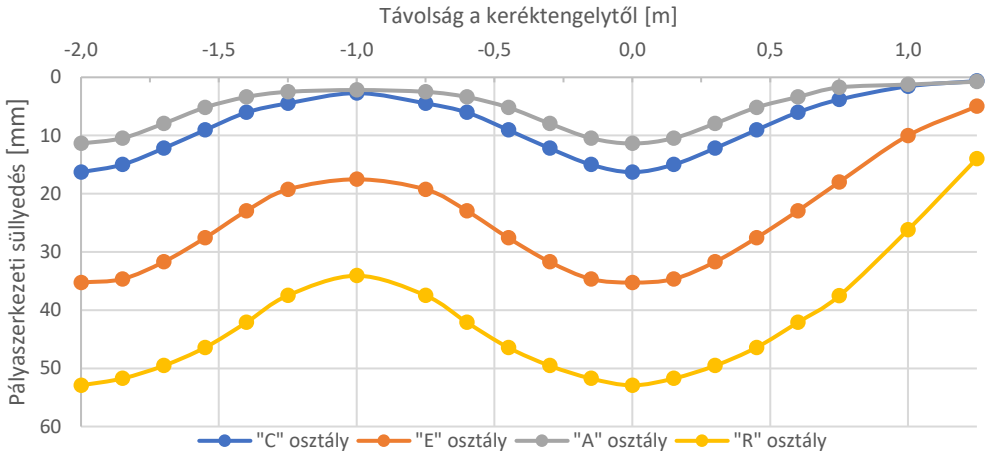
11.2 ábra: Az FZKA felszínén számított behajlási teknő a „C” terhelési osztály és „talaj 1”-„talaj 2”-„talaj 5” altalaj esetére

11.6. táblázat: Az FZKA felszínén számított pályaszerkezeti süllyedések és süllyedéskülönbségek „C” terhelési osztály esetén

Altalaj	D_0 (x = 0 m) (mm)	D (x = -1,0 m) (mm)	Süllyedéskülönbség (mm)
talaj 1	16,30	3,11	13,19
talaj 2	7,51	1,15	6,36
talaj 5	37,40	13,06	24,34

3.2. Tézis

Meghatároztam az A-C-E-R terhelési osztályokra és adott altalajra az FZKA felszínén értelmezett behajlási teknőt és kiszámítottam a pályaszerkezet relatív süllyedéskülönbségeit (11.3 ábra, 11.7. táblázat). Kimutattam, hogy a pályaszerkezeti süllyedéskülönbség az A-C-E terhelési osztályokban növekszik, majd az R osztálynál a számottevően növekvő abszolút süllyedés ellenére sincs érdemi növekedés a relatív süllyedéskülönbségekben. Megállapítottam, hogy ennek oka a vastagabb aszfaltburkolat jobb tehereloszto hatása miatt van.



11.3 ábra: Az FZKA felszínén számított behajlási teknő az „A”-„C”-„E”-„R” terhelési osztályokban „talaj 1” altalaj esetén

11.7. táblázat: Az FZKA felszínén számított pályaszerkezeti süllyedések és süllyedéskülönbségek az egyes terhelési osztályokban „talaj 1” altalaj esetére

Terhelési osztály	D_0 (x = 0 m) (mm)	D (x = -1,0 m) (mm)	Süllyedéskülönbség (mm)
„A”	11,37	2,19	9,18
„C”	16,30	3,11	13,19
„E”	35,26	17,53	17,73
„R”	52,12	34,09	18,03

3.3. Tézis

A behajlási teknőt leírhatjuk a (Primusz and Tóth, 2009) féle behajlásmérésre vonatkozó függvénnyel és **kimutattam, hogy az így számítható képlékeny alakváltozásokból létrejövő lehetséges maximális aszfaltszélsőszál megnyúlása többszörösen felülmúlja a rugalmas behajlásból származó igénybevételeket. Ajánlásokat adtam a különböző terhelési osztályok és altalajtípusok behajlási teknő alakténye zőjére vonatkozóan (11.8. táblázat 11.9. táblázat).**

11.8. táblázat: A számított lehetséges maximális aszfaltszélsőszál megnyúlások, görbületi sugarak és behajlási teknő alaki tényezők „C” terhelési oszály esetén

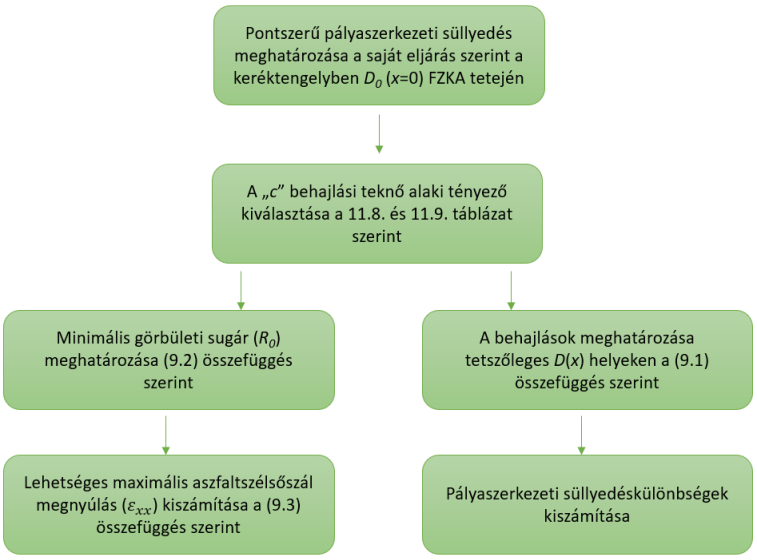
Altalaj	ε_{xx} (microstrain)	R_0 (m)	c (-)
talaj 1	10.798	6,95	0,397
talaj 2	6.587	11,39	0,526
talaj 5	15.672	4,79	0,251
rugalmas	142	526,59	0,255

11.9. táblázat: A számított lehetséges maximális aszfaltszélsőszál megnyúlások, görbületi sugarak és behajlási alaki tényezők az egyes terhelési osztályokban „talaj 1” altalaj esetére

Terhelési osztály	ε_{xx} (microstrain)	R_0 (m)	c (-)
„A”	7.046	7,09	0,557
„C”	10.797	6,94	0,397
„E”	14.496	7,58	0,168
„R”	13.867	10,45	0,083

3.4. Tézis

Kidolgoztam egy egyszerűsített méretezési eljárást, amely a képlékeny alakváltozásokból származó többlet lehetséges maximális aszfaltmegnyúlást és a pályaszerkezeti süllyedéskülönbségeket becsüli. A méretezési eljárás menetét a 11.4. ábra szemlélteti:



11.4. ábra: Egyszerűsített méretezési eljárás a talaj utólagos összenyomódásából származó lehetséges maximális többlet aszfalt igénybevételek és pályaszerkezeti süllyedéskülönbségek meghatározására

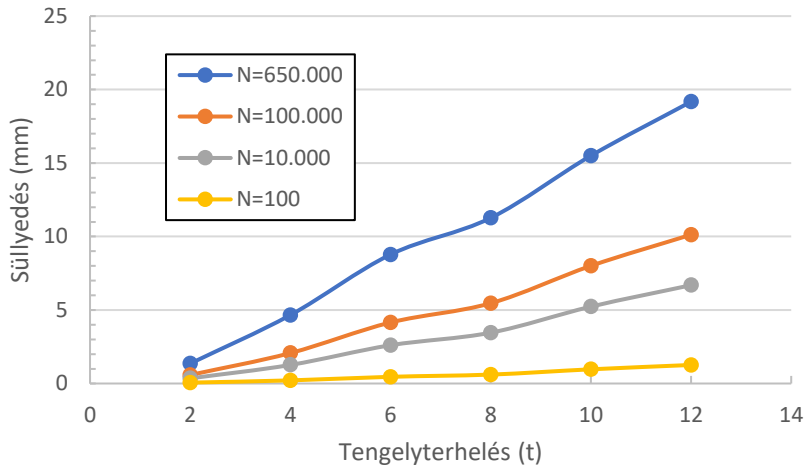
A téziscsoporthoz kapcsolódó publikációk: (Vámos and Szendefy, 2024b)

4. Téziscsoport

4.1. Tézis

Vizsgálatokat folytattam a „C” terhelési osztálynak megfelelő rétegrenddel 2-4-6-8-10-12 tonna között változtatott tengelyterheléssel és **kiszámítottam az FZKA felszínén az így várható süllyedések spektrumát a ciklusok számának függvényében**. **Kimutattam, hogy a tengelyterhelés csökkentésével csökken a süllyedéseket befolyásoló altalajzóna mélysége.**

Kimutattam, hogy változatlan ciklusszám esetén a számított süllyedések a tengelyterheléssel egyenesen arányosan növekednek (11.5 ábra):



11.5 ábra: Az FZKA felszínén számított süllyedések a tengelyterhelés függvényében

Meghatároztam az egységtengellyel és szabványos tervezési forgalommal egyenértékű süllyedéshez szükséges ciklusok számát a vizsgált 2-4-6-8-10-12 tonna tengelyterhelések esetére 11.10. táblázat:

11.10. táblázat: Az egyenértékű süllyedéshez szükséges tengelyáthaladások száma, illetve ezek aránya a szabványos tervezési forgalomhoz az egységtengelyből.

Tengelyterhelés (t)	2	4	6	8	10	12
$N_{szükséges}$	13 750 000	4 450 000	1 850 000	1 235 000	650 000	385 000
N_i/N_{10to}	21,15	6,85	2,85	1,90	1,00	0,59

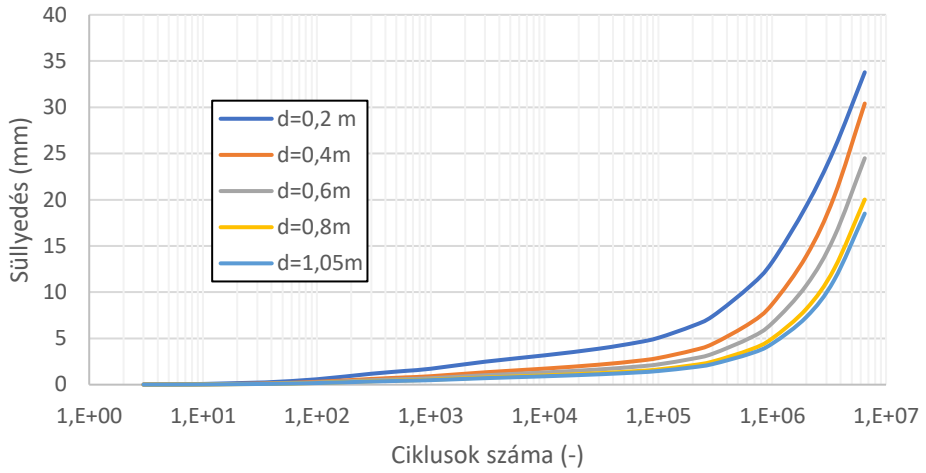
Ajánlást adtam az egységtengellyel egyenértékű süllyedést okozó ciklusok számához tetszőleges tengelyterhelésre R^2 = 0,971 mellett:

$$N_{szükséges} = e^{16,884 - \frac{Tengelyterhelés\ (t)}{2,826}} \tag{11.5}$$

Ahol, $N_{szükséges}$ az egyenértékű süllyedéshez szükséges tengelyáthaladások száma
e az Euler-féle szám
Tengelyterhelés a ténylegesen működő tengelyterhelés tonnában

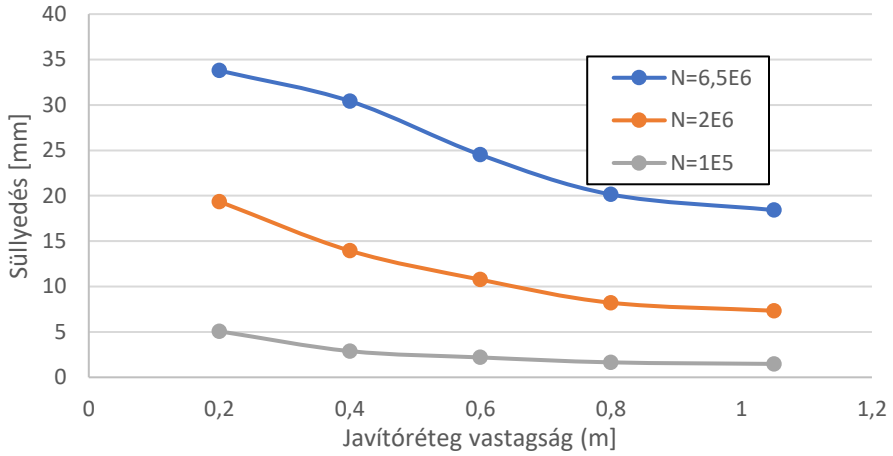
4.2. Tézis

A javítóréteg vastagságának hatását vizsgáltam a keréktengelyben az FZKA felszínén számított süllyedésekre az „E” terhelési osztály és „talaj 1” altalaj esetén. **Számításaimmal kimutattam, hogy a javítóréteg vastagságának növelésével milyen mértékben csökkenthetőek a halmozódó süllyedések 11.6 ábra:**



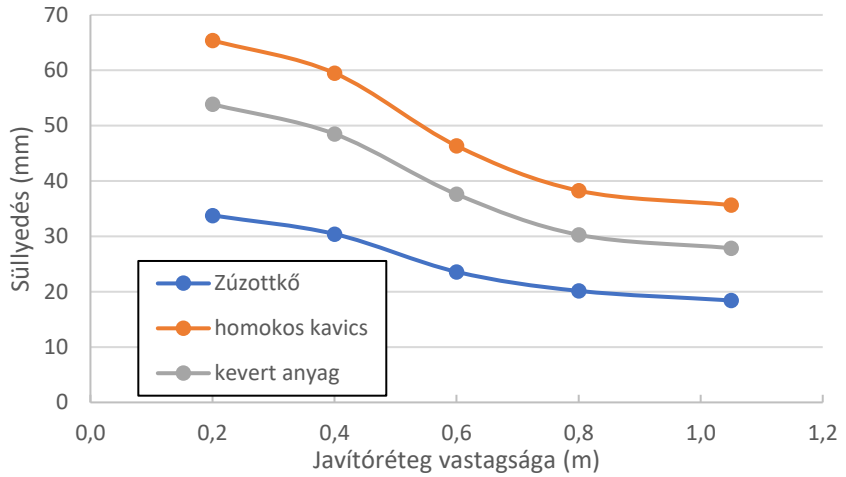
11.6 ábra: A süllyedés-ciklusszám görbék különböző javítóréteg vastagságokra, „E” terhelési osztály, „talaj 1” altalaj

Megállapítottam, hogy gazdaságossági szempontból *d*=0,8 m-es vastagság fölött már nem érhető el érdemi redukció a süllyedésekben (11.7 ábra):



11.7 ábra: A számított süllyedések adott ciklusszám esetén a javítóréteg vastagságának függvényében

Vizsgálatot folytattam a javítóréteg anyagának és a szemcsealak minőségi tulajdonságainak a süllyedésekre gyakorolt hatásáról. Ennek során vizsgáltam a törtszemcséjű, a természetes lekerekített szemcséjű és az 50%-50%-os keverési arányú anyagot. **Számításokkal kimutattam, hogy a süllyedéseket a javítóréteg minősége döntően befolyásolja és a törtszemcsés és lekerekített szemcséjű anyag süllyedése között közel kétszeres a különbség 11.8 ábra:**

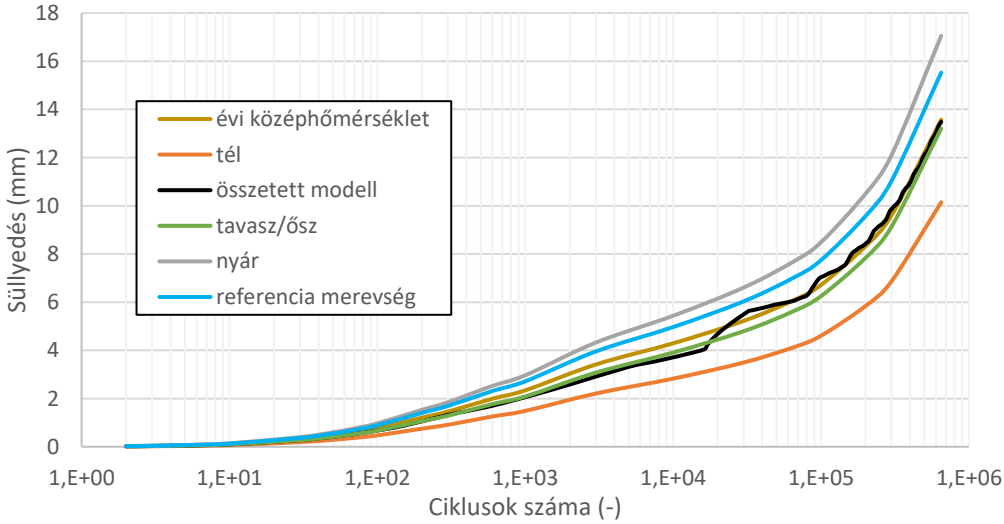


11.8 ábra: A számított süllyedések az élettartam végén a javítóréteg anyagának és vastagságának függvényében

A lekerekített anyagú javítóréteg még *d*=1,05 m esetén is nagyobb süllyedéseket szenved, mint a *d*=0,2 m vastag törtszemcséjű javítóréteg. **Ez alapján ajánlást tettem, hogy a pályaszerkezeti süllyedések és a relatív süllyedéskülönbségek hatékony csökkentéséhez nem csak a javítóréteg vastagsága, de a jó minőségű, tört anyagú zúzottkőből készülő réteg is elengedhetetlen.**

4.3. Tézis

Vizsgálatokat folytattam az évszakos hőmérsékletingadozásból következő eltérő merevségű aszfaltburkolat süllyedésekre gyakorolt hatásáról. Ennek során a „C" terhelési osztályt és a „talaj 1" altalajt vizsgáltam. A számításokban először a „tiszta" eseteket vizsgáltam, vagyis az egyes évszakokra jellemző alakváltozási amplitúdót fixnek választottam a teljes élettartam alatt, **így meghatároztam az évszakos hőingadozástól függő aszfaltmerevség süllyedési tartományait (11.9 ábra):**



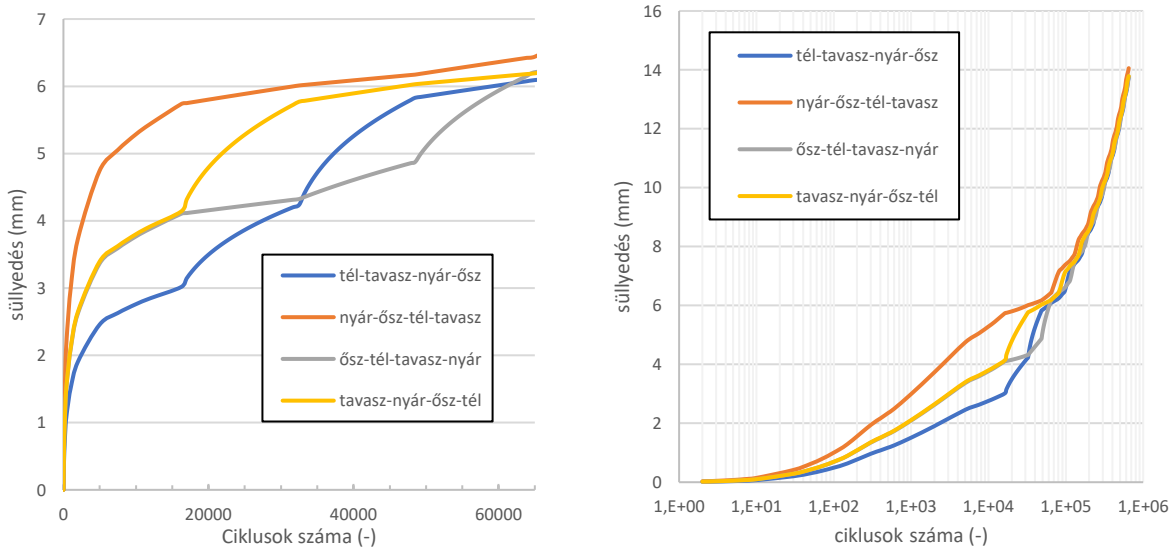
11.9 ábra: Az FZKA felszínén számított süllyedések az évszakos hőmérsékletnek megfelelő aszfaltmerevség függvényében

Számításokkal igazoltam, hogy az évi középhőmérsékletnek megfelelő aszfaltmerevség alapján számított, a teljes élettartam alatt fixált alakváltozási amplitúdóból azonos

nagyságú süllyedések keletkeznek, mint ha a tél-tavasz-nyár-ősz évszakokban számított alakváltozási amplitúdókat, mint egymást követő cikluscsomagokat vesszük figyelembe.

A szakirodalomban fellelhető laboratóriumban meghatározott referencia aszfaltmerevégek alapján számolt süllyedések cca. 15%-kal nagyobbak, mint az évi középhőmérséklet alapján számított süllyedések. **Ajánlást tettem, hogy az ismétlődő forgalmi terhelésből keletkező süllyedések pontos meghatározásakor az éves középhőmérséklet alapján célszerű figyelembe venni az aszfaltmerevséget.**

Megvizsgáltam, hogy milyen hatása van a cikluscsomagok sorrendjének, vagyis mikor történik az útpálya forgalomba vétele, számít-e, hogy az útpálya mikor kapja meg a nyári lágyabb aszfaltból következő magasabb feszültségeket. Ennek során a cikluscsomagok sorrendjét a lehetéges évszak-komibinációk alapján változtattam és az eredményeket értékeltem. **Számításokkal kimutattam, hogy a cikluscsomagok sorrendjének csak az első év végéig van számottevő szerepe. A ciklusok számának növelésével a kezdeti különbségek eltűnnek és a görbék összetartanak, az élettartam végére a különbség < 2% (11.10 ábra):**



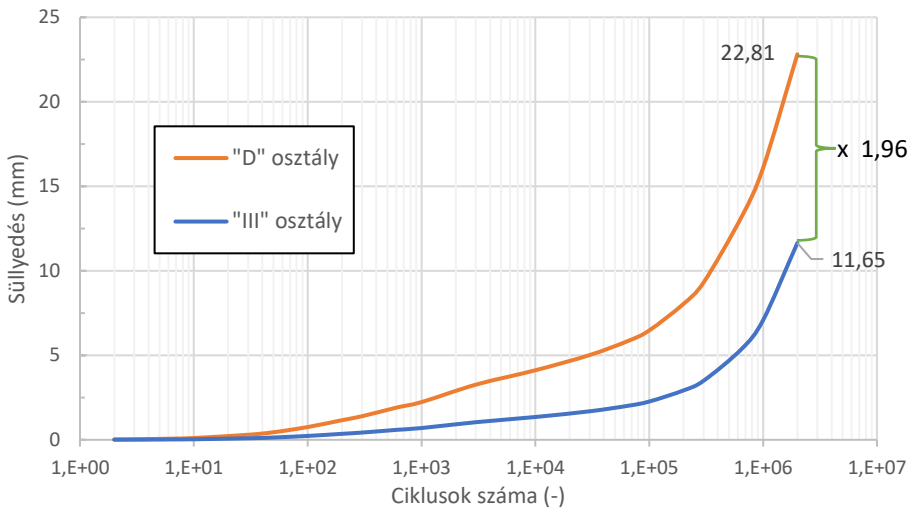
a) b)

11.10 ábra: A cikluscsomagok sorrendjének hatása a süllyedésekre a) az első évben lineáris ábrázolásban b) a teljes élettartam alatt szemilogaritmikus ábrázolásban

4.4. Tézis

Összehasonlítottam a magyar e-UT06.03.13 Útügyi Műszaki Előírás szerinti típus pályaszerkezetek teherbírás követelményeit a nemzetközi empirikus alapokon nyugvó méretezési eljárásokkal. Ennek során megállapítottam, hogy a teherbírási követelményekben nincs számottevő különbség sem az altalajra, sem a zúzottkő alaprétegre vonatkozóan. Összehasonlítottam a magyar e-UT06.03.13 „D” forgalmi terhelési osztály rétegrendjét az azonos forgalmi terhelésű német RstO „III” kategóriájú rétegrendjével. Megállapítottam, hogy a német előírás sokkal szigorúbb mind a zúzottkő alaprétegre, mind az aszfalt vastagságára vonatkozóan.

Számításokkal kimutattam, hogy a keréktengelyben az FZKA felszínén számított süllyedések azonos tulajdonságú altalaj és azonos intenzitású, 2 millió ismétlésszámú forgalmi terhelésből a magyar e-UT06.03.13 „D" forgalmi terhelési osztályának előírt rétegrendjével 1,96-szor nagyobbak, mint a német RStO „III" kategóriájának rétegrendje által számított süllyedések 10.11 ábra:



11.11 ábra: A magyar e-UT06.03.13 „D" terhelési osztályának és a német RStO „III" kategóriájának süllyedései a ciklusszám függvényében.

A téziscsoporthoz kapcsolódó publikációk: (Vámos and Szendefy, 2024b, 2024c, 2024d)

12 KÖSZÖNETNYILVÁNÍTÁS

Ezúton szeretnék köszönetet mondani mindazoknak, akik segítséget nyújtottak a disszertáció elkészítésében. Elsősorban témavezetőmnek, Dr. Szendefy Jánosnak tartozok köszönettel szakmai és személyes támogatásáért és a sok bíztatásért a kritikus pillanatokban. Köszönettel tartozom továbbá munkaadómnak aki biztosította a szükséges és nyugodt körülményeket a disszertáció befejezésekor.

Mindezeken túlmenően köszönetet mondok feleségemnek, kislányaimnak és családomnak, akiknek a figyelmemet nélkülözniük kellett a kutatás és a disszertáció elkészítése idején.

13 IRODALOMJEGYZÉK

AASHTO, 2002. AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. American Association of State Highway and Transportation Officials.

Albayati, A.H., 2023. A review of rutting in asphalt concrete pavement. Open Eng. 13, 20220463. https://doi.org/10.1515/eng-2022-0463

Alonso-Marroquín, F., Garc, R., Herrmann, H., 2004. Micro-mechanical investigation of the granular ratcheting. Proc. Int. Conf. Cycl. Behav. Soils Liq. Phenom. Boch. https://doi.org/10.1201/9781439833452.pt1

Austroads, 2019. Guide to Pavement Technology Part 2: Pavement Structural Design.

Back, M., Szendefy, J., 2017. Reziliens modulus mérése és talajstabilizációknál mért értéke. ÚTÜGYI LAPOK 5, 18–30.

Back, M., Szendefy, J., Tóth, C., 2019. A reziliens modulus vizsgálata a feszültségállapot függvényében, in: 5. Kézdi Konferencia. Magyar Geotechnikai Egyesület, Pécs, p. 374.

Back, M., Vámos, M., 2015. Telített és telítetlen lösz talajok dinamikus alakváltozási tulajdonságait befolyásoló tényezők. XIX Nk. Ép. Konf. Konf. Helye Ideje Csíksomlyó Rom.
Brinkgreve, R.B.J.., Engin, E., Engin, H.K., 2010. Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands, in: Proceedings of the 7th NUMGE. Trondheim Norvégia.
Chang, C.S., Whitman, R.V., 1988. Drained Permanent Deformation of Sand Due to Cyclic Loading. J. Geotech. Eng. 114, 1164–1180. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:10(1164)
Dafalias, Y., Popov, E., 1975. A model of nonlinearly hardening materials for complex loading. https://doi.org/10.1007/BF01181053
Darendeli, M., 2001. Development of New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves (Ph.D. értekezés). The university of Texas at Austin.
Das, B.M., Ramana, G.V., 2010. Principles of Soil Dynamics. Cengage Learning.
Datta, M., Rai, G.V., Gulhati, S.K., 1980. Development of pore water pressure in a dense calcareous sand under repeated compressive stress cycles. Int. Symp. Soils Cycl. Transient Load. Swans. 33–47.
DGGT, 2018. Empfehlungen des Arbeitskreises “Baugrunddynamik,” 2nd ed. Ernst & Sohn.
Diyaljee, V.A., Raymond, G.P., 1982. Repetitive load deformation of cohesionless soil. J Geotech Geoenvironmental Eng 108, 1215–29.
e-UT 06.02.11:2022. Közutak létesítésének általános geotechnikai szabályai, Útügyi Műszaki Előírás.
e-UT 06.03.13:2005. Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezése és megerősítése, Útügyi Műszaki Előírás.
e-UT 06.03.53:2018. Kötőanyag nélküli és hidraulikus kötőanyagú burkolatalapok, Útügyi Műszaki Előírás.
Festag, G., 2003. Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von granularen Materialien unter zyklischer Beanspruchung, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt. Inst. für Geotechnik, Darmstadt.
François, S., Karg, C., Haegeman, W., Degrande, G., 2009. A numerical model for foundation settlements due to deformation accumulation in granular soils under repeated small amplitude dynamic loading. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 34, 273–296. https://doi.org/10.1002/nag.807
Gajári, G., 2019. A hengerelt aszfalt, mint részben telített, lehulés okozta izotróp sajátfeszültséggel bíró szemcsés anyag, viszko-hypoplasztikus anyagmodellje. Az Aszfalt XXVI. évfolyam, 58–72.
Gajári, G., Kisgyörgy, L., Ádány, S., Mahler, A., Lógó, J., 2021. A Visco-hypoplastic Constitutive Model for Rolled Asphalt. Period. Polytech. Civ. Eng. https://doi.org/10.3311/PPci.17515
Gotschol, A., 2002. Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung, Schriftenreihe Geotechnik. Univ., Fachgebiet Geotechnik, Kassel.
Häcker, A., 2013. Erweiterung eines Lamellenmodells für zyklisch belastete Flachgründungen (diplomamunka). Karlsruher Institute für Technologie, Institute für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruhe.
Hain, . J., 1980. An application of cyclic triaxial testing to field model test. Int. Symp. Soils Cycl. Transient Load. Swans. 22–31.
Hardin, B., Drnevich, V., 1972. Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. J Soil Mech Found Div 98. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001760
Hardin, B.O., Black, W.L., 1966. Sand Stiffness Under Various Triaxial Stresses. J. Soil Mech. Found. Div. 92, 27–42. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000865
Hettler, A., 2000. Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung, in: In Beiträge zum Workshop: Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse, Veröffentlichungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum. Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, pp. 59–75.
Holzlöhner, U., 1978. Bleibende Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last. Bautechnik 5, 150–154.
Ishibashi, I., 1992. Discussion of Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. J. Geotech. Eng. 118, 830–832. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:5(830.2)
Káli, A., 2020. Ipari padlók ágyazatként és útépítési védőrétegként használt durvaszemcsés talaj sajátmodulusának numerikus modellezése (B.Sc. diplomamunka). BME, Budapest.
Kayser, S., 2007. Berücksichtigung klimatischer Bedingungen bei der rechnerischen Dimensionierung von Oberbauten für Verkehrsflächen (Ph.D. Thesis). TU Dresden, Dresden.
Kempfert, H.G., Gotschol, A., Stöcker, T., 2000. , in: Kombiniert zyklische und dynamische Elementversuche zur Beschreibung des Kurz- und Langzeitverhaltens von Schotter und granularen Böden, Beitrage zum Workshop: Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse. pp. 241–254.
Kézdi, Á., 1970. Talajmechanika II.: Egyetemei tankönyv. Tankönyvkiadó Vállalat, Budapest.

Kokusho, T., Hara, T., Hiraoka, R., 2004. Undrained Shear Strength of Granular Soils with Different Particle Gradations. J. Geotech. Geoenvironmental Eng. - J GEOTECH GEOENVIRON ENG 130. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:6(621)

Kramer, S., 1996. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice-Hall, New Jersey.

KSH, 2024. Éves összefoglaló táblák (2023) a szállítás közlekedés témakörében 24.1.1. táblázatok.

KSH, 2013. A közúti közlekedés területi jellemzői. Központi Statisztikai Hivatal.

Leelantikul, S., Timmerman, D.H., 1982. Deformation of sand under cyclic loading. Proc Conf Soil Dyn. Earthq. Eng. Southampt. UK.

Lekarp, F., Dawson, A., 1998. Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. Constr. Build. Mater. 12. https://doi.org/10.1016/S0950-0618(97)00078-0

Lentz, R.W., Baladi, G.Y., 1981. CONSTITUTIVE EQUATION FOR PERMANENT STRAIN OF SAND SUBJECTED TO CYCLIC LOADING. Transp. Res. Rec.

Liao, G., Heitzman, M., West, R., Wang, S., Ai, C., 2015. Temperature Effects on the Correlations between Tire-Pavement Noises and Pavement Surface Characteristics, in: New Frontiers in Road and Airport Engineering. Presented at the 2015 International Symposium on Frontiers of Road and Airport Engineering, American Society of Civil Engineers, Shanghai, China, pp. 219–232. https://doi.org/10.1061/9780784414255.021

Lukkezen, T., 2016. IMPLEMENTATION AND INSPECTION OF A HIGH-CYCLE ACCUMULATION MODEL. TU Delft, Delft.

Magyar Közút, N.Zrt., 2024. AZ ORSZÁGOS KÖZÚTHÁLÓZAT INFORMÁCIÓS EREDMÉNYTÁBLÁI 2023.

Matsuoka, H., Nakai, T., 1982. A new failure criterion for soils in three-dimensional stresses. Proc IUTAM Symp Delft Deform. Fail. Granul. Mater. 253–263.

Meißner, S., 2014. Numerische Studien zum in-situ Setzungsverhalten von Gründungssystemen unter zyklischer Einwirkung in nichtbindigen Böden (Dissertation No. 42). Technische Universität, Darmstadt.

Morris, J., 1973. The prediction of permanent deformation in asphalt concrete pavements. USA Transp. Group.

MSZ EN 1990 Eurocode: A tartószerkezeti tervezés alapjai

MSZ EN 1991 Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások

Niemunis, A., 2003. Extended hypoplastic models for soils (habilitáció). INSTITUTES FÜR GRUNDBAU UND BODENMECHANIK DER RUHR-UNIVERSITÄT BOCHUM, Bochum.

Niemunis, A., Herle, I., 1997. Hypoplastic Model for Cohesionless Soils with Elastic Strain Range. Mech. Cohesive-frictional Mater. 2, 279–299. https://doi.org/10.1002/(SICI)1099-1484(199710)2:4<279::AID-CFM29>3.0.CO;2-8

Niemunis, A., Wichtmann, T., Triantafyllidis, Th., 2005. A high-cycle accumulation model for sand. Comput. Geotech. 32, 245–263. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2005.03.002

Nübel, K., Karcher, C., Herle, I., 1999. Ein einfaches Konzept zur Abschätzung von Setzungen. Geotechnik 4, 251–258.

Numrich, R., 2003. Untersuchung zum nichtlinear-elastischen Spannungs-Verformungsverhalten von Tragschichten ohne Bindemittel (Ph.D. értekezés). TU Dresden, Drezda.

OMSZ, 2022. Országos átlagos havi középhőmérséklet Magyarországon az 1971-2000 közötti időszak homogenizált, interpolált adatai alapján. https://www.met.hu/eghajlat/magyarorszag_eghajlata/altalanos_eghajlati_jellemzes/homerseklet/.

Oztoprak, S., Bolton, M.D., 2013. Stiffness of sands through a laboratory test database. Géotechnique 63, 54–70. https://doi.org/10.1680/geot.10.P.078

Pasten, C., Shin, H., Santamarina, J.C., 2014. Long-Term Foundation Response to Repetitive Loading. J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 140, 04013036. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001052

Plaxis, 2011. Plaxis Material Models Manual, Version 8.

Prakash, S., 1981. Soil Dynamics. McGraw-Hill.

Primusz, P., Tóth, Cs., 2009. A behajlási teknő geometriája. Közlekép. Szle. 2009/12, 18–24.

Qi, H., Zhang, X., Liu, J., Zhang, T., Lv, G., Cui, L., Xie, Q., 2022. Study on Deformation Characteristics of Low-Highway Subgrade under Traffic Load. Appl. Sci. 12, 3406. https://doi.org/10.3390/app12073406

RDO -Asphalt 09, 2009. Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht.

Rondón, H.A., Wichtmann, T., Triantafyllidis, Th., Lizcano, A., 2007. Hypoplastic material constants for a well-graded granular material for base and subbase layers of flexible pavements. Acta Geotech. 2, 113–126. https://doi.org/10.1007/s11440-007-0030-3

RStO, 2012. Richtlinie für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen.

Sawicki, A., 1987. An Engineering Model for Compaction of Sand Under Cyclic Loading. Eng. Trans. 35, 677–693.
Shenton, M.J., 1978. Deformation of Railway Ballast under Repeated Loading Conditions. Railr. Track Mech. Technol.
Silver, M.L., Seed, H.B., 1971a. Deformation Characteristics of Sands under Cyclic Loading. J. Soil Mech. Found. Div. 97, 1081–1098. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001648
Silver, M.L., Seed, H.B., 1971b. Volume Changes in Sands during Cyclic Loading. J. Soil Mech. Found. Div. 97, 1171–1182. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001658
Singh, A.K., Sahoo, J.P., 2021. Rutting prediction models for flexible pavement structures: A review of historical and recent developments. J. Traffic Transp. Eng. Engl. Ed. 8, 315–338. https://doi.org/10.1016/j.jtte.2021.04.003
Stöcker, T., 2002. Zur Modellierung von granularen Materialien bei nichtruhenden Lasteinwirkungen, Schriftenreihe Geotechnik. Univ., Fachgebiet Geotechnik, Kassel.
Suiker, A., De Borst, R., 2003. A numerical model for cyclic deterioration of railways tracks. Int. J. Numer. Methods Eng. 57, 441–470. https://doi.org/10.1002/nme.683
Szendefy, J., 2019. Földművek teherbírásának meghatározási lehetőségei és teherbírásjavító módszerek ismertetése, in: Előadás - MAÚT 25 Éves. Budapest.
Szilvágyi, Z., 2018. Dynamic Soil Properties of Danube Sands (Ph.D. dissertation). Széchenyi István Egyetem, Győr.
Tóth, C., Primusz, P., 2020. New Hungarian Mechanistic-Empirical Design Procedure for Asphalt Pavements. Balt. J. Road Bridge Eng. 15, 161–186. https://doi.org/10.7250/bjrbe.2020-15.466
Triantafyllidis, T., Niemunis, A., Kudella, P., Wichtmann, T., Solf, O., Wienbroer, H., Zahert, H., Chrisopoulos, S., 2011. Abschlussbericht 0327618 zum Verbundprojekt "Geotechnische Robustheit und Selbsteilung bei der Gründung von Offshore-Windenergieanlagen, technischer Bericht. Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe.
Útügyi Lapok, 2016. Kutatási jelentés: Tervezési útmutató: Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezésének alternatív módszere.
Uzan, J., 2004. Permanent Deformation in Flexible Pavements. J. Transp. Eng. 130, 6–13. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2004)130:1(6)
Vámos, M.J., Szendefy, J., 2024a. Determination of Permanent Deformations of Non-Cohesive Soils in Pavement Structures under Repeated Traffic Load. Eng 5(2), 1067–1084. https://doi.org/10.3390/eng5020058
Vámos, M.J., Szendefy, J., 2024b. On the Influencing Factors of Non-Asphalt Originated Rutting in Flexible Pavements. Transp. Infrastruct. Geotechnol. https://doi.org/10.1007/s40515-024-00441-3
Vámos, M.J., Szendefy, J., 2024c. Temperature Effects on Traffic Load-Induced Accumulating Strains in Flexible Pavement Structures. Int. J. Pavement Res. Technol. megjelenés alatt. https://doi.org/10.1007/s42947-024-00466-4
Vámos, M.J., Szendefy, J., 2023a. Calculation Method for Traffic Load-Induced Permanent Deformation in Soils under Flexible Pavements. Geotechnics 3(3), 955-974, https://doi.org/10.3390/geotechnics3030051
Vámos, M.J., Szendefy, J., 2023b. Overconsolidated Stress and Strain Condition of Pavement Layers as a Result of Preloading during Construction. Period. Polytech. Civ. Eng. 67(4), pp. 1273–1283, 2023 https://doi.org/10.3311/PPci.22258
Vámos, M.J., Szendefy, J., 2019. Laborvizsgálat homokok ciklikus alakváltozási tulajdonságainak meghatározásához, in: 5. Kézdi Konferencia. Magyar Geotechnikai Egyesület, pp. 204–231.
Vámos, M.J., Szendefy, J., 2014. Effect of pre-loading on dynamic soil properties and deformation characteristics, in: Proceedings of the 23rd European Young Geotechnical Engineering Conference. ISSMGE London, Barcelona, pp. 11–14.
Vámos, M.J., Szendefy, J., 2015b. Homok talajok maradó alakváltozását befolyásoló tényezők ciklikus terhelés hatására, in: 4. Kézdi Árpád Emlékkonferencia. BME Geotechnika és Mérnökgeológia Tanszék, Budapest, pp. 238–248.
Vámos, M.J., Szendefy, J., 2015a. Modified Cam clay anyagmodell alkalmazása talajok ciklikus viselkedésének leírására, in: XIX. Nemzetközi Építéstudományi Konferencia. Erdélyi Magyar Műszaki Tudományos Társaság, Csíksomlyó Románia.
Vámos M.J., Szendefy J., 2024d. Magyar és német típus-pályaszerkezetek várható süllyedéseinek összehasonlítása. ÚTÜGYI LAPOK megjelenés alatt.
Verstraeten, J., Veverka, V., Francken, L., 1982. Rational and Practical Designs of Asphalt Pavements to Avoid Cracking and Rutting., in: Proceedings Fifth International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, 5. Delft University of Technology, pp. 45–58.

Vucetic, M., Dobry, R., 1991. Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. J. Geotech. Eng. 117, 89–107. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89)

Wang, Z., 2000. Behaviour of soils and foundation structures under cyclic loads, Heft 25. Verlag Glück-auf GmbH.

Werkmeister, S., 2003. Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions (Ph.D. értekezés). TU Dresden, Drezda.

White, T.D., Haddock, J.E., Hand, A.J.T., Fang, H., 2002. Contributions of Pavement Structural Layers to Rutting of Hot Mix Asphalt Pavements, NCHRP Report 468. National Academy Press, Washington D.C.

Wichtmann, T., 2016. Soil behaviour under cyclic loading - experimental observations, constitutive description and applications (habilitáció).

Wichtmann, T., 2015. New findings regarding the behaviour of soils under cyclic loading, in: Schanz, T., Hettler, A. (Eds.), Aktuelle Forschung in der Bodenmechanik 2015. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, pp. 47–67. https://doi.org/10.1007/978-3-662-45991-1_3

Wichtmann, T., 2005. Explicit Accumulation Model for Non-cohesive Soils under Cyclic Loading, Schriftenreihe des Institutes für Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum. Bochum.

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, T., 2015. Improved simplified calibration procedure for a high-cycle accumulation model. Soil Dyn. Earthq. Eng. 70, 118–132. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.12.011

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, T., 2014. Flow rule in a high-cycle accumulation model backed by cyclic test data of 22 sands. Acta Geotech. 9, 695–709. https://doi.org/10.1007/s11440-014-0302-7

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, T., 2010a. On the determination of a set of material constants for a high-cycle accumulation model for non-cohesive soils. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 34, 409–440.

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, T., 2010b. Simplified calibration procedure for a high-cycle accumulation model based on cyclic triaxial tests on 22 sands. https://doi.org/10.1201/b10132-43

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, T., 2006a. Experimental evidence of a unique flow rule of non-cohesive soils under high-cyclic loading. Acta Geotech. 1, 59–73. https://doi.org/10.1007/s11440-006-0006-8

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, T., 2006b. Gilt die Minersche Regel für Sand? Bautechnik 83, 341–350. https://doi.org/10.1002/bate.200610029

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, T.H., 2009. Validation and Calibration of a High-Cycle Accumulation Model Based on Cyclic Triaxial Tests on Eight Sands. Soils Found. 49, 711–728. https://doi.org/10.3208/sandf.49.711

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, Th., 2007. Strain accumulation in sand due to cyclic loading: Drained cyclic tests with triaxial extension. Soil Dyn. Earthq. Eng. 27, 42–48. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2006.04.001

Wichtmann, T., Niemunis, A., Triantafyllidis, Th., 2005. Strain accumulation in sand due to cyclic loading: drained triaxial tests. Soil Dyn. Earthq. Eng. 25, 967–979. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.02.022

Wichtmann, T., Rondón, H., Niemunis, A., Triantafyllidis, T., Lizcano, A., 2010c. Prediction of Permanent Deformations in Pavements Using a High-Cycle Accumulation Model. J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 136. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000275

Wichtmann, T., Triantafyllidis, T., 2016. An experimental database for the development, calibration and verification of constitutive models for sand with focus to cyclic loading: part I—tests with monotonic loading and stress cycles. Acta Geotech. 11, 739–761. https://doi.org/10.1007/s11440-015-0402-z

Wichtmann, T., Triantafyllidis, T., 2015. Inspection of a high-cycle accumulation model for large numbers of cycles (N=2 million). Soil Dyn. Earthq. Eng. 75, 199–210. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.04.008

Wichtmann, T., Triantafyllidis, T., 2013. Effect of Uniformity Coefficient on G/Gmax and Damping Ratio of Uniform to Well-Graded Quartz Sands. J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 139, 59–72. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000735

Wichtmann, T., Triantafyllidis, T., 2010. On the influence of the grain size distribution curve on P-wave velocity, constrained elastic modulus Mmax and Poisson's ratio of quartz sands. Soil Dyn. Earthq. Eng. 30, 757–766. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.03.006

Wichtmann, T., Triantafyllidis, T., 2009. Influence of the Grain-Size Distribution Curve of Quartz Sand on the Small Strain Shear Modulus Gmax. J. Geotech. Geoenvironmental Eng. ASCE 135, 1404–1418.

Wöhrle, T., 2012. Überprüfung und Entwicklung einfaher Ingenieurmodelle für Offshore-Windenerigealagen auf Bass eines Akkumulationsmodells (diplomamunka). Karlsruher Institute für Technologie, Institute für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruhe.

Youd, T., 1972. Compaction of Sands by Repeated Shear Straining. J. Soil Mech. Found. Div. ASCE 98, 709–725. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001762

Zachert, H., 2015. Zur Gebrauchstauglichkeit von Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie (KIT). Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe.

Zeißler, A., 2021. Grundlagen zur Struktur- und Materialoptimierung von Asphaltbefestigungen (habilitáció). TU Drezda, Drezda.

Zhou, P., Cui, L., Zhang, X., Ma, C., Liu, J., Shao, Y., Lv, G., Xie, Q., 2022. Study on Deformation Characteristics of Extended Highway in Operation Period. Adv. Civ. Eng. 2022, 1–13. https://doi.org/10.1155/2022/5496999

FÜGGELÉK

A) ÁBRAJEGYZÉK

2.1 ábra: Terhelés rövid és hosszú távú modellezése (Stöcker, 2002)..... 9

2.2 ábra: Maradó alakváltozások meghatározásának explicit szemléletmódja (Stöcker, 2002) .. 10

2.3 ábra: a) $\varepsilon vacc$ (*N*) b) ΦN különböző nyírási alakváltozási ampltúdókkal (Sawicki, 1987)..... 11

2.4 ábra: Négy feszültség tartomány (Suiker and De Borst, 2003) alapján (q - deviátor feszültség, p - átlagos normálfeszültség) 12

2.5 ábra: A tisztán implicit és a HCA-modell vegyes szemléletmódja (Wichtmann, 2016)..... 13

3.1 ábra a) A nemlineáris merevség az alakváltozás növekedésével, b) A leromlási görbe (Kramer, 1996)..... 14

3.2 ábra: Kísérleti eredmények a) növekvő G_{max} a növekvő átlagos normálfeszültséggel, ill. csökkenő G_{max} a növekvő hézagtényezővel b) A merevség leromlása növekvő $\gamma ampl$ -val (Wichtmann, 2016) 15

3.3 ábra: Az átlagos normálfeszültség hatása a leromlásra a) szemcsés b) kohéziós talajok esetén (Ishibashi, 1992) 15

3.4 ábra: A szemeloszlás (d_{50} és C_u) hatása a maximális nyírási merevségre (Wichtmann and Triantafyllidis, 2009)..... 16

3.5 ábra: a) d_{50} hatása a F($\gamma ampl$)-ra b) C_U hatása F($\gamma ampl$)-ra. (Wichtmann and Triantafyllidis, 2013)..... 18

4.1 ábra: A ciklikus terhelés lehetséges lefutásai (Meißner, 2014)..... 20

4.2 ábra: A kezdeti tömörség hatása a maradó alakváltozásokra a) (Hain, 1980) b) (Silver and Seed, 1971a)..... 21

4.3 ábra: A vízszintes feszültség és a terhelési szint hatása (*X*= a ciklikus és statikus teherbírás aránya a maradó alakváltozásokra (Datta et al., 1980)..... 21

4.4 ábra: A d_{50} és C_U hatása a maradó alakváltozásokra (Wichtmann et al., 2015) 22

4.5 ábra: A d_{50} és C_U hatása az ε^{acc} -*N* görbe alakjára. Fekete: labor eredmények, kék: logaritmikus összefüggés, piros: exponenciális összefüggés, zöld: HCA-modell a (4.1) képlet szerint (Wichtmann, 2016)..... 23

4.6 ábra: A maradó alakváltozások a ciklikus terhelés csomagok sorrendjének függvényében. A szürke feliratok a feszültség amplitúdó q^{ampl} (kPa) sorrendjét jelzik (Wichtmann et al., 2006b) 24

4.7 ábra: A MCC folyási törvénye a feszültségállapot függvényében. a) hidrosztatikus feszültségállapotban η=0 tisztán térfogatos alakváltozás b) 0 < η < M_c deviátoros és (tömörödő) hidrosztatikus alakváltozások vegyesen c) a kritikus feszültségállapotb η = M_c tisztán nyírási alakváltozások d) posztkritikus feszültségállapotban η > M_c deviátoros alakváltozások és dilatáció. (Wichtmann, 2016)..... 25

4.8 ábra: A MCC folyási törvényének és az alakváltozási irányának kapcsolata (Chang and Whitman, 1988) nyomán (Wichtmann, 2005) 26

5.1 ábra: A C_i paraméterek laboratóriumi kalibrálásának elve. a) változó ζ / q^{ampl}, állandó *e, p, η* b) *e* változó, állandó q^{ampl}, *p, η* c) változó *p*, állandó *e, ζ, η* d) változó *η*, állandó *e, p, ζ* / q^{ampl} (Wichtmann, 2016) 30

6.1 ábra A vizsgált talajok szemeloszlási görbéi 33

6.2 ábra: A vizsgált 4 rétegű pályaszerkezet vázlatrajza és főbb tulajdonságai 35

6.3 ábra: Lamellás számítási eljárás lépéseinek szemléltetése (Vámos and Szendefy, 2023a) 37

6.4 ábra: A többlet függőleges feszültségek lefutása a vizsgált altalajok esetén „C" terhelési osztályra 39

6.5 ábra: A többlet függőleges feszültségek lefutása az A-C-E-R terhelési osztályok és „talaj 4" altalaj esetén 40

6.6 ábra: A ϑ tényező függése a mélységtől és az alaptest geometriájától (Nübel et al., 1999) nyomán. 41

6.7 ábra: Alkalmazott ϑ a saját számítások eredménye alapján 42

6.8 ábra: A túlkonszolidált talajok földnyomása nagy elsődleges terhelés és tehermentesítés után (Plaxis, 2011) 43

6.9 ábra: A K_{xy} földnyomási tényező lefutása a „C" terhelési osztály példáján bemutatva 45

7.1 ábra: Az összehasonlító végeselemes útszerkezet geomteriája (kiragadott példaként a „C" terhelési osztályra) (Vámos and Szendefy, 2023b) 46

7.2 ábra: A „C" terhelési osztály során számított ϑ értékek 48

7.3 ábra: ϑ értékek az egyes terhelési osztályokban 48

7.4 ábra: A számított és az illesztett ϑ függvény a zúzottkő- és javítórétegben a „C" terhelési osztályra 48

7.5 ábra: A számított és az illesztett ϑ függvény az altalajban a „C" terhelési osztályra 49

7.6 ábra: A földnyomási tényezők értékei az FZKA és javítórétegben a végeselemes számítások és a saját számítási eljárás alapján 50

7.7 ábra: A földnyomási tényezők értéke az altalajban a végeselemes modellből és a saját számítási eljárásban (fekete vonallal a saját függvény illesztés látszik) 51

7.8 ábra: A földnyomási tényezők értéke a $\gamma_{0,7}$ paraméter változtatásával. Szagatott vonallal $\gamma_{0,7}$= $1*10^{-4}$, pontozott vonallal $\gamma_{0,7}$= $2*10^{-4}$, folytonos vonallal $\gamma_{0,7}$= $1,5*10^{-4}$ 53

7.9 ábra: A számított és az illesztett ϑ függvény $\gamma_{0,7}$ paraméter változtatásával. Folytonos vonallal $\gamma_{0,7}$= $1,5*10^{-4}$, szaggatott vonallal a $\gamma_{0,7}$= $1*10^{-4}$, a pontozott vonallal a $\gamma_{0,7}$= $2*10^{-4}$... 53

7.10 ábra: A nemlineáris modell alapján kapható hiszerézis hurkok a teherfelviteli lépcsők számának függvényében 55

7.11 ábra: A relatív hiba és relatív reziduális hiba a terhelési lépcsők számának függvényében . 56

7.12 ábra: Az egyenletes és optimált lamellakiosztással számítható kumulatív és lamellánkénti süllyedések a mélység függvényében az altalajban 57

7.13 ábra: A kialakuló süllyedések a lamellák számának függvényében a) az altalajban b) FZKA és javítórétegben 57

7.14 ábra: A rugalmas behajlások értékei a terhelési osztályok és az altalaj típusának függvényében 58

7.15 ábra: Plaxis alapján és a saját számítási eljárás alapján számítható rugalmas alakváltozások a) ε_1-z FZKA és javító b) ε_3-z FZKA és javító c) ε_1-z altalaj d) ε_3-z altalaj 59

7.16 ábra: Az ε^{ampl}-z összefüggés az „E" terhelési osztályban a) az FZKA és javítórétegben b) az altalajban 60

7.17 ábra: Az ε^{ampl}-z összefüggés a) „A" osztály b) „C" osztály c) „E" osztály d) „R" osztály..... 60

7.18 ábra: A számított süllyedések a „C" terhelési osztály esetén a saját számítási eljárásból és a Plaxisból származó bemenő paraméterekkel..... 61

7.19. ábra: A saját süllyedésszámítás eredményeinek összehasonlítása a szakirodalomban fellelhető eredményekkel..... 63

8.1. ábra: A 4 jellemző lamella elhelyezkedése a modellben: 1. lamella az FZKA tetején, 7. lamella a javítórétegben középen z=0,325 m mélységben, 9. lamella, az altalaj tetején és 17. lamella, az altalaj mélyebben fekvő részén z ~ 2 m mélységben 64

8.2 ábra: Az ε^{acc} a ciklusok száma függvényében 4 jellemző lamellára a) 1. lamella FZKA teteje b) 7. lamella, a javítórétegben c) 9. lamella,az altalaj teteje d) 17. lamella, az altalaj mélyebben fekvő részén (Vámos and Szendefy, 2024a)..... 65

8.3 ábra: Az altalaj hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „D" terhelési osztály esetén (Vámos and Szendefy, 2024a) 66

8.4 ábra: Az egyes terhelési osztályokban kialakuló az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedés-N összefüggés „talaj 1" altalaj esetén 67

8.5 ábra: Az aszfaltburkolat vastagságával normált az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések a ciklusok számával (Vámos and Szendefy, 2024a) 68

8.6 ábra: Pályaszerkezeti süllyedések a mélység függvényében „C" terhelési osztály „talaj 1" altalaj 69

8.7 ábra: Az egyes rétegekben kialakuló süllyedések aránya a teljes süllyedéshez képest a ciklusok számának függvényében (Vámos and Szendefy, 2024a) 70

9.1 ábra: Az FZKA felszínén értelmezett behajlási teknők alakulása a ciklusok számával, „C" terhelési osztály, „talaj 1" altalaj esetére (Vámos and Szendefy, 2024b)..... 71

9.2 ábra: Az FZKA felszínén számított behajlási teknő a „C" terhelési osztály és „talaj 1"-„talaj 2"-„talaj 5" altalaj esetére (Vámos and Szendefy, 2024b)..... 72

9.3 ábra: Az aszfalt lehetséges maximális szélsőszálmegnyúlása a ciklusok számának függvényében, „C" terhelési osztály esetére (Vámos and Szendefy, 2024b) 73

9.4 ábra: Az FZKA felszínén számított behajlási teknő az „A"-„C"-„E"-„R" terhelési osztályokban „talaj 1" altalaj esetén (Vámos and Szendefy, 2024b) 74

10.1 ábra: Az FZKA tetején az eltérő terhelésből számítható süllyedések „C" terhelési osztály és „talaj 1" altalaj esetén. (Vámos and Szendefy, 2024b) 75

10.2 ábra: Az FZKA tetején számított süllyedések a tengelyterhelés függvényében (Vámos and Szendefy, 2024b) 76

10.3 ábra: Az egységtengellyel azonos süllyedéshez szükséges ciklusok száma a tengelyterhelés függvényében (Vámos and Szendefy, 2024b) 76

10.4 ábra: Az FZKA felszínén értelmezett süllyedés-ciklusszám görbék különböző javítóréteg vastagságokra, „E” terhelési osztály, „talaj 1” altalaj (Vámos and Szendefy, 2024b). 77

10.5 ábra: Az FZKA tetején számított süllyedések adott ciklusszám esetén a javítóréteg vastagságának függvényében (Vámos and Szendefy, 2024b)..... 78

10.6 ábra: Az egyes rétegekben kialakuló süllyedések aránya a teljes süllyedéshez képest a javítóréteg vastagságának függvényében a „E” terhelési osztály esetére (Vámos and Szendefy, 2024b) 78

10.7 ábra: Az FZKA tetején számított süllyedések a javítóréteg anyagának és vastagságának függvényében (Vámos and Szendefy, 2024b) 80

10.8 ábra: A többlet függőleges feszültségek lefutása az évszakonként változó aszfaltmerevség függvényében (Vámos and Szendefy, 2024c)..... 82

10.9 ábra: Az FZKA tetején számított süllyedések az évszakos hőmérsékletnek megfelelő aszfaltmerevség függvényében (Vámos and Szendefy, 2024c) 83

10.10 ábra: A cikluscsomagok sorrendjének hatása a süllyedésekre a) az első évben lineáris ábrázolásban b) a teljes élettartam alatt szemilogaritmikus ábrázolásban (Vámos and Szendefy, 2024c) 84

10.11 ábra: A magyar e-UT 06.03.13 „D” terhelési osztályának és a német RStO „III” kategóriájának az FZKA tetején értelmezett süllyedései a cikluszám függvényében (Vámos and Szendefy, 2024d) 85

11.1 ábra: Az aszfaltburkolat vastagságával normált az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések a ciklusok számával 89

11.2 ábra: Az FZKA felszínén számított behajlási teknő a „C” terhelési osztály és „talaj 1”-„talaj 2”-„talaj 5” altalaj esetére 90

11.3 ábra: Az FZKA felszínén számított behajlási teknő az „A”-„C”-„E”-„R” terhelési osztályokban „talaj 1” altalaj esetén 91

11.4. ábra: Egyszerűsített méretezési eljárás a talaj utólagos összenyomódásából származó többlet aszfalt igénybevételek és pályaszerkezeti süllyedéskülönbségek meghatározására 92

11.5 ábra: Az FZKA felszínén számított süllyedések a tengelyterhelés függvényében 93

11.6 ábra: A süllyedés-ciklusszám görbék különböző javítóréteg vastagságokra, „E” terhelési osztály, „talaj 1” altalaj 94

11.7 ábra: A számított süllyedések adott ciklusszám esetén a javítóréteg vastagságának függvényében 94

11.8 ábra: A számított süllyedések az élettartam végén a javítóréteg anyagának és vastagságának függvényében 95

11.9 ábra: Az FZKA felszínén számított süllyedések az évszakos hőmérsékletnek megfelelő aszfaltmerevség függvényében 95

11.10 ábra: A cikluscsomagok sorrendjének hatása a süllyedésekre a) az első évben lineáris ábrázolásban b) a teljes élettartam alatt szemilogaritmikus ábrázolásban 96

11.11 ábra: A magyar e-UT06.03.13 „D” terhelési osztályának és a német RStO „III” kategóriájának süllyedései a cikluszám függvényében. 97

F-1. ábra: Az altalaj hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „A” terhelési osztály esetén F-16

F-2. ábra: Az altalaj hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „B” terhelési osztály esetén F-16

F-3. ábra: Az altalaj hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „C” terhelési osztály esetén F-17

F-4. ábra: Az altalaj hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „E” terhelési osztály esetén F-17

F-5: ábra: Az altalaj hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „K” terhelési osztály esetén F-18

F-6. ábra: Az altalaj hatása a az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „R” terhelési osztály esetén F-18

F-7. ábra: Az egyes terhelési osztályokban kialakuló az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedés-*N* összefüggés „talaj 2” altalaj esetén F-19

F-8. ábra: Az egyes terhelési osztályokban kialakuló az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedés-*N* összefüggés „talaj 3” altalaj esetén F-19

F-9. ábra: Az egyes terhelési osztályokban kialakuló az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedés-*N* összefüggés „talaj 4” altalaj esetén F-20

F-10. ábra: Az egyes terhelési osztályokban kialakuló süllyedés az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti -*N* összefüggés „talaj 5” altalaj esetén F-20

F-11. ábra: Az aszfaltburkolat vastagságával normált az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések a ciklusok számával „talaj 2” altalaj F-21

F-12. ábra: Az aszfaltburkolat vastagságával normált az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések a ciklusok számával „talaj 3” altalaj F-21

F-13. ábra: Az aszfaltburkolat vastagságával normált az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések a ciklusok számával „talaj 4” altalaj F-22

F-14. ábra: Az aszfaltburkolat vastagságával normált az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések a ciklusok számával „talaj 5” altalaj F-22

F-15. ábra: Az egyes rétegekben kialakuló süllyedések aránya a teljes süllyedéshez képest a ciklusok számának függvényében „talaj 2” altalaj F-23

F-16. ábra: Az egyes rétegekben kialakuló süllyedések aránya a teljes süllyedéshez képest a ciklusok számának függvényében „talaj 5” altalaj F-24

B) TÁBLÁZATOK JEGYZÉKE

3.1. táblázat: Ajánlások k_1 és k_2-re (AASHTO, 2002), 5-30. táblázat alapján. 19

4.1. táblázat: Várható viselkedés ciklikus terhelésre a nyírási alakváltozás függvényében (Leelantikul and Timmerman, 1982) 20

6.1. táblázat: Típus-pályaszerkezetek kötőanyag nélküli szemcsés alapréteggel 33

6.2. táblázat: A vizsgált altalajok jellemző szemeloszlási és kezdeti tömörségi adatai 34

6.3. táblázat: Az alkalmazott talajok HCA-paraméterei 36

6.4. táblázat: A ϑ paraméter szélsőértékei a saját számításokban 42

6.5. táblázat: A zúzottkő alaprétegre vonatkozó földnyomási tényezők a réteg tetején $Kxy, maxFZKA$ és alján $Kxy, minFZKA$. 44

6.6. táblázat: A javítórétegre vonatkozó mélységtől független K_{xy}^{jav} földnyomási tényezők a terhelési osztály és teherfelvitel függvényében. 44

6.7. táblázat: A homok altalajra alkalmazott földnyomási tényezők 45

7.1. táblázat: A talajok alkalmazott HS-Small paraméterei 47

7.2. táblázat: A pályaszerkezet főbb válaszreakciói a $\gamma_{0,7}$ paraméter változtatásával 52

7.3. táblázat: Az RDO és CRR földműre vonatkozó előírásai alapján számítható kihasználtságok a forgalmi terhelési osztályokban 62

8.1. táblázat: A mértékadó szemeloszlású talajok hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések végértékére és a süllyedési spektrumok 67

9.1. táblázat: Az FZKA felszínén számított pályaszerkezeti süllyedések és süllyedéskülönbségek „C" terhelési osztály esetén 72

9.2. táblázat: Az FZKA felszínén számított pályaszerkezeti süllyedések és süllyedéskülönbségek az egyes terhelési osztályokban „talaj 1" altalaj esetére 74

10.1. táblázat: Az egyenértékű károsodáshoz szükséges tengelyáthaladások száma, ill. ezek aránya az egységtengelyhez. 77

10.2. táblázat: Az eltérő anyagú javítórétegek alkalmazott HCA-paraméterei 79

10.3. táblázat: Az egyes évszakokra meghatározott aszfaltburkolatmerevséget 81

10.4. táblázat: A magyar e-UT06.03.13 „D" terhelési osztályának és a német RstO „III" terhelési osztályának előírt rétegredje 85

11.1. táblázat: A zúzottkő alaprétegre vonatkozó földnyomási tényezők a réteg tetején $Kxy, maxFZKA$ és alján $Kxy, minFZKA$. 86

11.2. táblázat: A javítórétegre vonatkozó mélységtől független K_{xy}^{jav} földnyomási tényezők a terhelési osztály és a teherfelvitel függvényében. 87

11.3. táblázat: A homok altalajra alkalmazott földnyomási tényezők 87

11.4. táblázat: A ϑ paraméter szélsőértékei a saját számításokban 87

11.5. táblázat: A mértékadó szemeloszlású talajok hatása az FZKA felszínén értelmezett süllyedések végértékére és a süllyedési spektrumok 89

11.6. táblázat: Az FZKA felszínén számított pályaszerkezeti süllyedések és süllyedéskülönbségek „C” terhelési osztály esetén 91

11.7. táblázat: Az FZKA felszínén számított pályaszerkezeti süllyedések és süllyedéskülönbségek az egyes terhelési osztályokban „talaj 1” altalaj esetére 91

11.8. táblázat: A számított aszfaltszélsőszál megnyúlások, görbületi sugarak és behajlási teknő alaki tényezők „C” terhelési oszály esetén 92

11.9. táblázat: A számított aszfaltszélsőszál megnyúlások, görbületi sugarak és behajlási alaki tényezők az egyes terhelési osztályokban „talaj 1” altalaj esetére 92

11.10. táblázat: Az egyenértékű süllyedéshez szükséges tengelyáthaladások száma, illetve ezek aránya a szabványos tervezési forgalomhoz az egységtengelyből. 93

C) ALKALMAZOTT JELÖLÉSEK:

Jelölés	Megnevezés

Összefoglalás

ε^{ampl}	ciklikus alakváltozási amplitúdó
ε^{acc}	halmozódó maradó alakváltozás
s^{acc}	süllyedés a halmozódó maradó alakváltozásból
$\varepsilon_3/\varepsilon_1$	főnyúlás
σ_3/σ_1	főfeszültség
C_U	egyenlőtlenségi mutató
d_{50}	mértékadó szemcseátmérő

2.1 A terhek hatásának időbelisége

u^{ampl}	rezgés amplitúdója
ω	szögsebesség
g	nehézségi gyorsulás
s	másodperc

2.2 Modellezés implicit módszerei

$\dot{\sigma}$	feszültségnövekmény
$\dot{\varepsilon}$	alakváltozásnövekmény
N	ciklusszám

2.3 Modellezés explicit módszerei

ε^{N}_{CP}	halmozódó maradó alakváltozás N ciklus után
$\sigma_{s,0}$	statikus kiindulási feszültség
F	terhelés
σ_{dyn}	dinamikus többlet feszültség
σ_c	kvázi statikus eredő feszültség
γ^{ampl}.	ciklikus nyírási alakváltozási amplitúdó
ε_v^{acc}	halmozódó maradó alakváltozás térfogatos része
Φ	Sawicki által definiált tömörödés
Δn	hézagtérfogat változás
n_0	kezdeti hézagtérfogat
$\widetilde{N}$	Sawicki által definiált fogalom
p	átlagos normálfeszültség
q	deviátor feszültség
t	idő
ε	alakváltozás

3. Szemcsés talajok viselkedése rövid távon

G	nyírási merevség
$\sigma_{oct} = p$	oktaéderes normálfeszültség / átlagos normálfeszültség
e	hézagtényező
H	terheléstörténet, dinamikus feszültség
S_R,	telítettség
τ_{oct}	oktaéderes nyírófeszültség
C	Szemeloszlási paraméterek, szemcseméret, -eloszlás, -alak, ásványtan

$A = \varepsilon^{ampl}$	(ciklikus) alakváltozási amplitúdó
f_v	terhelési frekvencia
t	idő
υ	talajszerkezet
T	hőmérséklet

3.1 Az átlagos normálfeszültség és tömörség hatása

s	másodperc
G_{max}	maximális nyírási merevség
G_{tan}	érintő nyírási merevség
G_{sec}	szelő nyírási merevség
τ_c	nyírófeszültség
γ_c	nyírási alakváltozás
A_G	A nyírási merevséget jellemző anyagállandó
a_G	a tömörség hatását kifejező paraméter
n_G	a nyírási merevség feszültségfüggő tulajdonságát kifejező hányados
p_{atm}	légköri nyomás

3.2 Szemeloszlás hatása a Gmax-ra

$F(\gamma^{ampl})$-	leromlási függvéy a nyírási alakváltozás függvényében
I_{D0}	kezdeti relatív tömörség
σ_m	átlagos normálfeszültség
M_{max}	maximális összenyomódási modulus
M	összenyomódási modulus
A_M	Az összenyomódási modulust jellemző anyagállandó
a_M	a tömörség hatását kifejező paraméter
n_M	az összenyomódási modulus feszültségfüggő tulajdonságát kifejező hányados
υ	Poisson tényező

3.3 Szemeloszlás hatása a leromlási görbére

γ_{ref}	az 50%-os leromláshoz tartozó nyírási alakváltozás
a, k	a leromlást leíró anyagállandók
E_{ref}	a referencia normálfeszültséghez tartozó rugalmassági modulus
E_{ur}	újraterhelési és tehermentesítési modulus
p_{ref}	a referencia átlagos normálfeszültség
e_{ref}	a referecia hézagtényező

3.4 Merevség zúzottkő és javítóréteg esetén

M_R	reziliens modulus
k	anyagállandó
Θ	főfeszültségek összege (Bulk stress)

4.2 Tömörség

ε_1^{acc}	tengelyirányú halmozódó maradó alakválozás
n_0	kezdeti hézagtérfogat
$D_{r0}=I_{D0}$	kezdeti relatív tömörség

4.3 Hatékony átlagos normálfeszültség

ε_{CP}	(halmozódó) képlékeny alakváltozás
X	a ciklikus és statikus teherbírás aránya

4.5 Feszültségállapot

η	feszültségállapot
η^{max}	feszültségállapot maximális deviátorfeszültség esetén (forgalmi teher maximális)
η^{av}	az átlagos terhelésre jellemző feszültségállapot
η^{min}	feszültségállapot minimális deviátorfeszültség esetén (nyugalmi teher)

4.6 Szemeloszlás

q^{ampl}	pulzáló (deviátor) feszültség amplitúdó

4.7 Frekvencia

f	frekvencia

4.9 Alakváltozás iránya

$\boldsymbol{m}$	az alakváltozás irányának vektora
ε_q	deviátoros alakváltozás
ε_v	térfogatos alakváltozás
φ_c	kritikus súrlódási szög
$M= \eta$	a feszültségállapot q-p síkon
$M_c(\varphi_c)$	a kritikus feszültségállapot a q-p síkon a kritikus súrlódási szög függvényében
M_{cc}	a kritikus feszültségállapot nyomás (c= compression) esetén
φ_{cc}	a kritikus súrlódási szög nyomás esetén
m_1, m_3	az alakváltozás irányának vektora a főirányokba
ω	a deviátoros és térfogatos képlékeny alakváltozásnövekmény aránya
η_{iso}	az izometrikus feszültségállapot az anizotróp folyási törvény esetén
a, r, λ	segédmennyiségek az anizotróp folyási törvényhez
Y_c	a Matsuoka & Nakai féle kritikus feszültségállapot

5.1 HCA-modell bemutatása

q^{max},q^{min}	maximális és minimális deviátor feszültség
ϵ_1^{ampl}, ϵ_2^{ampl}, ϵ_3^{ampl}	ciklikus alakváltozási amplitúdó a főirányokban
ϵ_i^{max}, ϵ_i^{min}	maximális és minimális alakváltozás a terhelés során
$\boldsymbol{\sigma}$	Cauchy-féle feszültségtenzor
$\boldsymbol{E}$	nyomásfüggő rugalmas merevségi mátrix
$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\boldsymbol{pl}}$	(statikus) képlékeny alakváltozásnövekmény
f_{ampl}	a HCA modell alakváltozási amplitúdót figyelembe vevő függvénye
$\dot{f}_N$	a HCA modell terheléstörténetet figyelembe vevő függvénye
f_e	a HCA modell tömörséget figyelembe vevő függvénye
f_p	a HCA modell nyomást figyelembe vevő függvénye
f_Y	a HCA modell feszültségállapotot figyelembe vevő függvénye
f_π	a HCA modell terhelési polarizációt figyelembe vevő függvénye
C_{ampl}	a HCA modell alakváltozási amplitúdót figyelembe vevő anyagállandója

$C_{N1}, C_{N2,} C_{N3}$	a HCA modell terheléstörténetet figyelembe vevő anyagállandói
g^A	a terheléstörténetet leíró skalár
C_p	a HCA modell nyomást figyelembe vevő anyagállandója
C_Y	a HCA modell feszültségállapotot figyelembe vevő anyagállandója
$\bar{Y}^{av}$	a Matsuoka & Nakai féle átlagos feszültségállapot
C_e	a HCA modell tömörséget figyelembe vevő anyagállandója
$\varphi_{c,r}$	szórási kúp hajlásszöge

5.2 Paraméterek kalibrálása

ζ	a ciklikus deviátorfeszültség aránya az átlagos normálfeszültséghez

6.1 Az útszerkezet felépítése, a vizsgált talajok és anyagmodellek

$E_{2,m}$	a méretezési teherbírás
e_{min}, e_{max}, e_0	minimális, maximális és kezdeti hézagtényező
ρ_d^{max}	maximális száraz térfogatsűrűség
T_{rp}	Proctor tömörség
d_{max}	legnagyobb szemcseátmérő
E_a, υ_a	az aszfalt rugalmassági modulusa és Poisson tényezője
$M_{R,jav}$, $M_{R,FZKA}$	a javítóréteg és FZKA reziliens modulusa

6.2 Lamellás módszer bemutatása

σ_k	feszültség az abroncs alatt
σ_{av}	átlagos feszültség a terhelés során
σ_0	nyugalmi feszültség
$s_{1,i}^{acc}$	halmozódó (függőleges) süllyedés
d	lamella vastagsága
K_{xy}	vízszintes földnyomási tényező
ϑ	vízszintes és függőleges alakváltozási arány
$\Delta\sigma_1$	többlet függőleges feszültség a kerékteherből
z	mélység

6.4 A keresztirányú alakváltozás

E_s	összenyomódási modulus
b	az alaptest szélessége
ϑ_∞	vízszintes és függőleges alakváltozási arány végértéke

6.5 A földnyomási tényező meghatározása

K_0^{NC}	a normálisan konszolidált talajok nyugalmi földnyomási tényezője
K_a, K_p	aktív és passzív földnyomási tényező
σ_z, σ_z^0	függőleges feszültség és kiindulási függőleges feszültség
σ_x^0- σ_x^0	vízszintes feszültség és kiindulási vízszintes feszültség
ν_{ur}	újraterhelési és tehermentesítési Poisson tényező

7.1 Saját számítási eljárás paramétereinek kalibrálása

T_t	tömörítettségi tényező
E_{2d}	sajátmodulus

7.8 Az eredmények összehasonlítása meglévő számítási módszerekkel

σ_z^{eng}	megengedett függőleges feszültség a földmű tetején
E_{v2}	tárcsás teherbírás a földmű tetején
$N_{tényleges}$	tényleges egységtengelyáthaladások száma
γ	biztonsági tényező
ε_z^{eng}	megengedett függőleges alakváltozás a földmű tetején

8. Maradó süllyedések az egyes terhelési osztályokban

$s_{i,normált}$	az aszfaltréteg vastagságával normált süllyedés
s_i	az i. terhelési osztály süllyedése
$d_{aszfalt,i}$	az aszfaltréteg vastagsága az i. terhelési osztályban
$d_{aszfalt,R}$	az aszfaltréteg vastagsága az R terhelési osztályban

9. Vizsgálatok a behajlási teknő meghatározásához

x	vízszintes távolság a keréktengelytől
D_0	az FZKA felszínén értelmezett maximális behajlás a keréktengelyben
R_0	az aszfalt lehetséges maximális görbületi sugara
c	behajlási teknő alaki tényező
ε_{xx}	az aszfalt lehetséges maximális szélsőszál megnyúlása

10. Maradó alakváltozást befolyásoló további tényezők

d	javítóréteg vastagsága
$N_{szükséges}$	azonos károsodást okozó egységtengely áthaladások száma
T	hőmérséklet
h	mélység az aszfalt felszínétől
a	anyagállandó
T_B	aszfaltburkolat hőmérséklete
T_l	levegő hőmérséklete
T_h	aszfalt középvonal hőmérséklete
E_T	a hőmérsékletfüggő aszfaltmerevség
$E_{20°C}$	a 20°C-én mért aszfaltmereség

D) MECHANIKAI ÖSSZEFÜGGÉSEK

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \tag{D.1}$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \tag{D.2}$$

$$\eta = q/p \tag{D.3}$$

$$\bar{Y} = \frac{Y - Y_i}{Y_c - Y_i} = \frac{Y - 9}{Y_c - 9} \tag{D.4}$$

$$Y = -\frac{I_1 I_2}{I_3} = \frac{27\,(3 + \eta)}{(3 + 2\eta)(3 - \eta)} \tag{D.5}$$

$$Y_c = \frac{9 - sin^2\varphi_c}{1 - sin^2\varphi_c} \tag{D.6}$$

$$M_c = \frac{6\,sin\varphi}{3 - sin\varphi} \tag{D.7}$$

$$\zeta = \frac{\sigma_1^{ampl}}{p^{av}} = \frac{q^{ampl}}{p^{av}} \tag{D.8}$$

$$\epsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \tag{D.9}$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \tag{D.10}$$

$$\varepsilon = \sqrt{(\varepsilon_1)^2 + 2(\varepsilon_3)^2} \tag{D.11}$$

$$\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 \tag{D.12}$$

$$\omega = \frac{\varepsilon_v^{acc}}{\varepsilon_q^{acc}} \tag{D.13}$$

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \tag{D.14}$$

Anizotop folyási törvény:

A homokokra alkalmazott izotop ***m*** folyási törvény nem adott kielégítő egyezést a zúzottkövön végzett vizsgálatokkal. Ennek megfelelően a zúzottkőre és javítórétegre egy általános folyási törvényre van szükség, amely leírja az anizotropiát. Vezessünk be egy másodrendű anizotrop tenzort (D.14), amelynél $\boldsymbol{\sigma}$ az a feszültség, ahol a folyási törvény szerint tisztán térfogatos alakváltozások keletkeznek, $\boldsymbol{m}(\boldsymbol{a}) = \vec{1}$. Amennyiben *a*=0, úgy visszakapjuk az izotrop folyási törvényt.

$$\boldsymbol{a} = \boldsymbol{\sigma}^*/p \tag{D.15}$$

A kritikus állapotban a képlékeny folyás továbbra is tisztán deviátoros. A köztes $\boldsymbol{\sigma}$ feszültségállapot mellett iterpolációt alkalmazunk. Amennyiben $\boldsymbol{a}$ adott, úgy a $\boldsymbol{\sigma}$ feszültséget sugárirányban a deviátoros síkra (*p*=1) tengelyre vetítjük. A következő lépésben a levetített $\boldsymbol{\sigma}/\boldsymbol{p}$ feszültséget felbonthatjuk a (D.16) egyenlet szerint:

$$\boldsymbol{\sigma}/\boldsymbol{p} = +\boldsymbol{r} = \mathbf{1} + \boldsymbol{\sigma}^*/p \tag{D.16}$$

A konjugált $\boldsymbol{t}$ feszültséget a (D.17) egyenlet szerint számítjuk:

$$\boldsymbol{t} = \mathbf{1} + \boldsymbol{a} + \lambda(\boldsymbol{r} - \boldsymbol{a}) \tag{D.17}$$

A konjugált $\boldsymbol{t}$ feszültség p=1 esetén a kritikus felületen fekszik. Ennek érdekében egy skalár szorzótényezőt λ vezetünk be úgy, hogy a konjugált $\boldsymbol{t}$ feszültség kielégítse a (D.18) egyenletet, ahol Y_c a (D.6) egyenlet szerint számítandó:

$$\boldsymbol{tr}(\boldsymbol{t})\boldsymbol{tr}(\boldsymbol{t}^{-1}) = \boldsymbol{Y_c}\,, \qquad vagy \qquad \boldsymbol{tr}(\boldsymbol{t}^{-1}) = -\boldsymbol{Y_c}/\mathbf{3} \tag{D.18}$$

A λ segítségével az általános folyási törvény a (D.19) szerint számítható, ahol n egy interpolációs paraméter (anyagállandó). Lineáris interpoláció esetén n=1.

$$\boldsymbol{m} = \frac{\mathbf{1}}{\sqrt{(\mathbf{1} - \lambda^{-\boldsymbol{n}})^2 + (\lambda^{-\boldsymbol{n}})^2}}\left[\vec{\mathbf{1}}(1 - \lambda^{-n}) + \lambda^{-\boldsymbol{n}}\overrightarrow{(\boldsymbol{t}^*)}\right] \tag{D.19}$$

Példaként vegyünk egy tengelyszimmetrikus esetet, ahol a komponensek merőlegesek egymásra (D.20) és a transzverzális izotropia érvényes (D.21):

$$\boldsymbol{\sigma} = diag(\sigma_1, \sigma_3, \sigma_3) \tag{D.20}$$

$$\boldsymbol{a} = diag(a, -a/2, -a/2) \tag{D.21}$$

Az „a“ paraméter és η_{iso} közötti összefüggés, amelyre tisztán térfogatos alakváltozások alakulnak ki (D.22):

$$\boldsymbol{a} = -\mathbf{2}/\mathbf{3}\eta_{iso} \tag{D.22}$$

Továbbá,

$$\boldsymbol{r} = \boldsymbol{diag}(\boldsymbol{r}, -\boldsymbol{r}/\mathbf{2}, -\boldsymbol{r}/\mathbf{2}) \;\; \boldsymbol{ahol}\, \boldsymbol{r} = -\mathbf{2}/\mathbf{3}\,\eta \tag{D.23}$$

A fenti összefüggések segítségével, behelyettesítve (D.18) egyenletbe adódik a (4.8) egyenlet, melynek pozitív λ gyökére van szükségünk. Ezt behelyettesítve a (4.9) és (D.13) egyenletekbe kapjuk meg a képlékeny folyás deviátoros és térfogatos komponenseit.

E) RÖVIDÍTÉSEK

CSL – Critical state line

DB – Deutsche Bahn

FZKA – folytonos szemeloszlású zúzottkő alapréteg

HCA – High Cycle Accumulation

HS – Hardening Soil

MCC – modified Cam-Clay

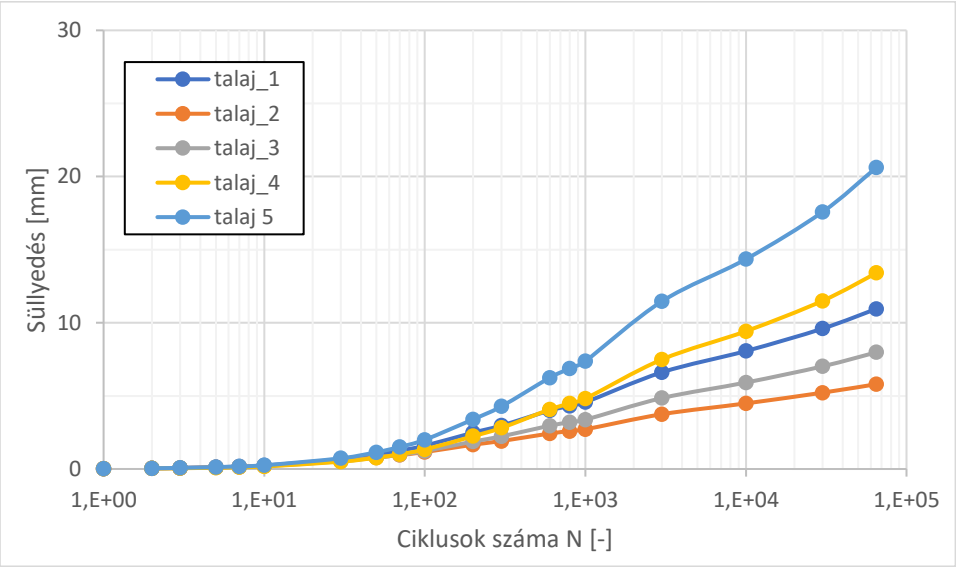
OCR – Overconsolidation Ratio

RC – Resonant column test

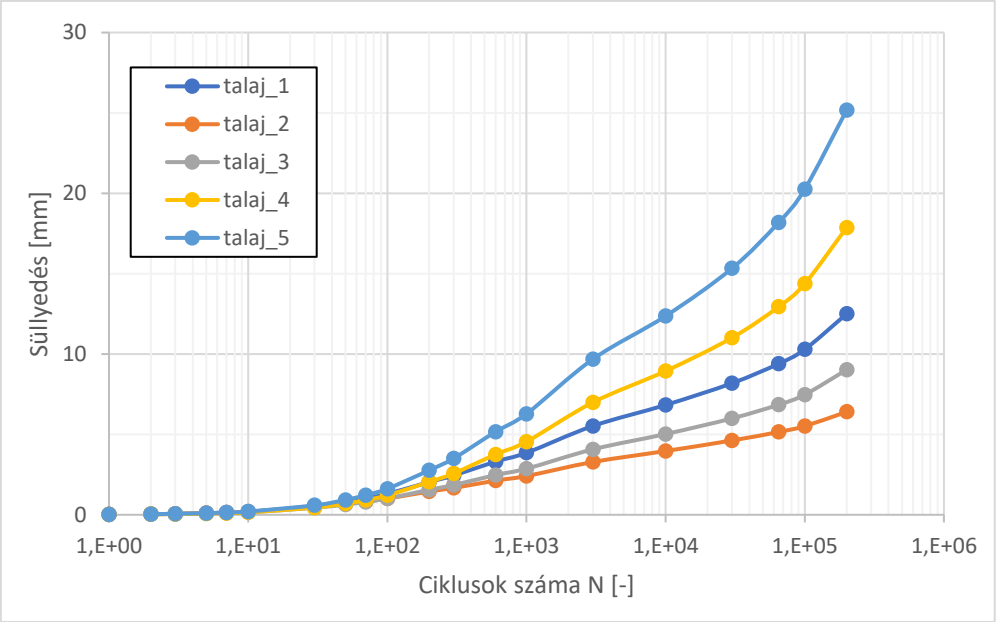
TF – tervezési forgalom

F100 – egységtengely áthaladások száma

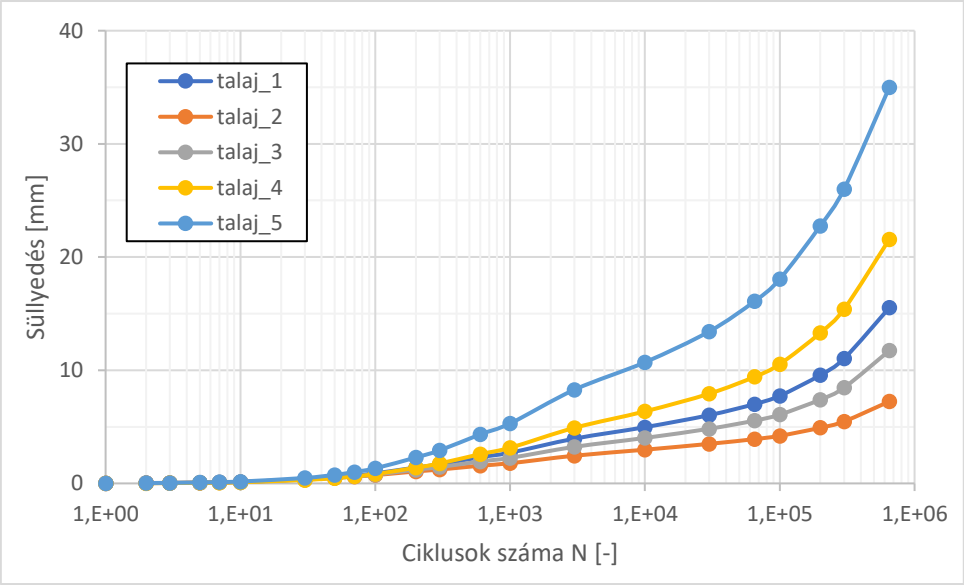
F) ÚJ TUDOMÁNYOS EREDMÉNYEK TELJESKÖRŰ ÁBRÁI



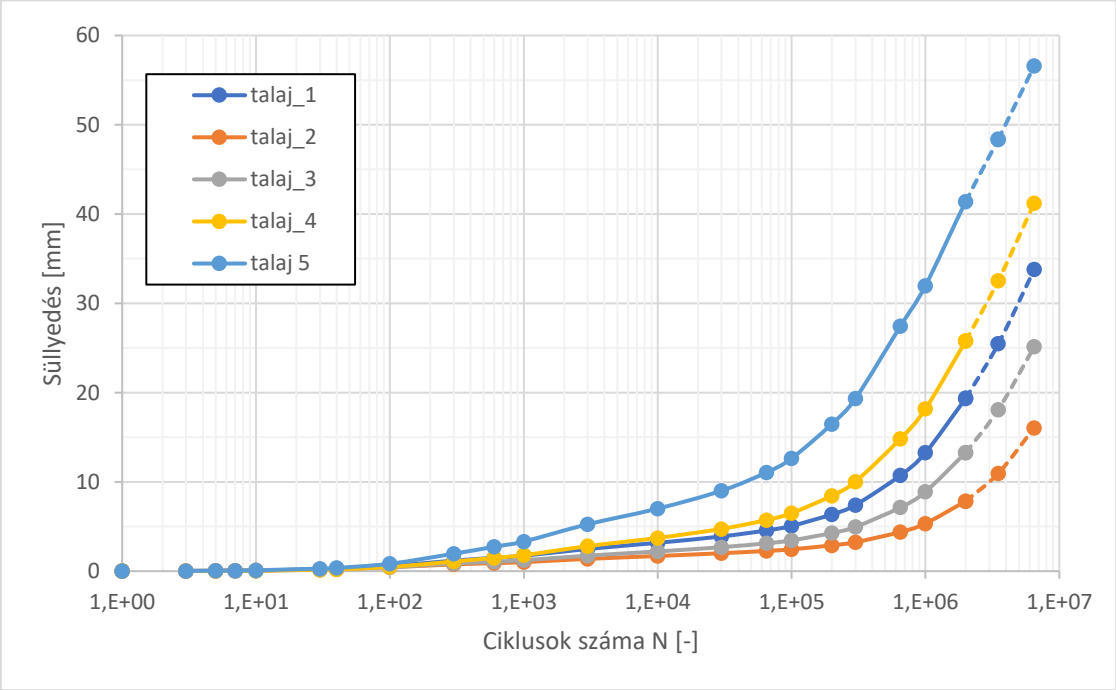
F-1. ábra: Az altalaj hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „A” terhelési osztály esetén



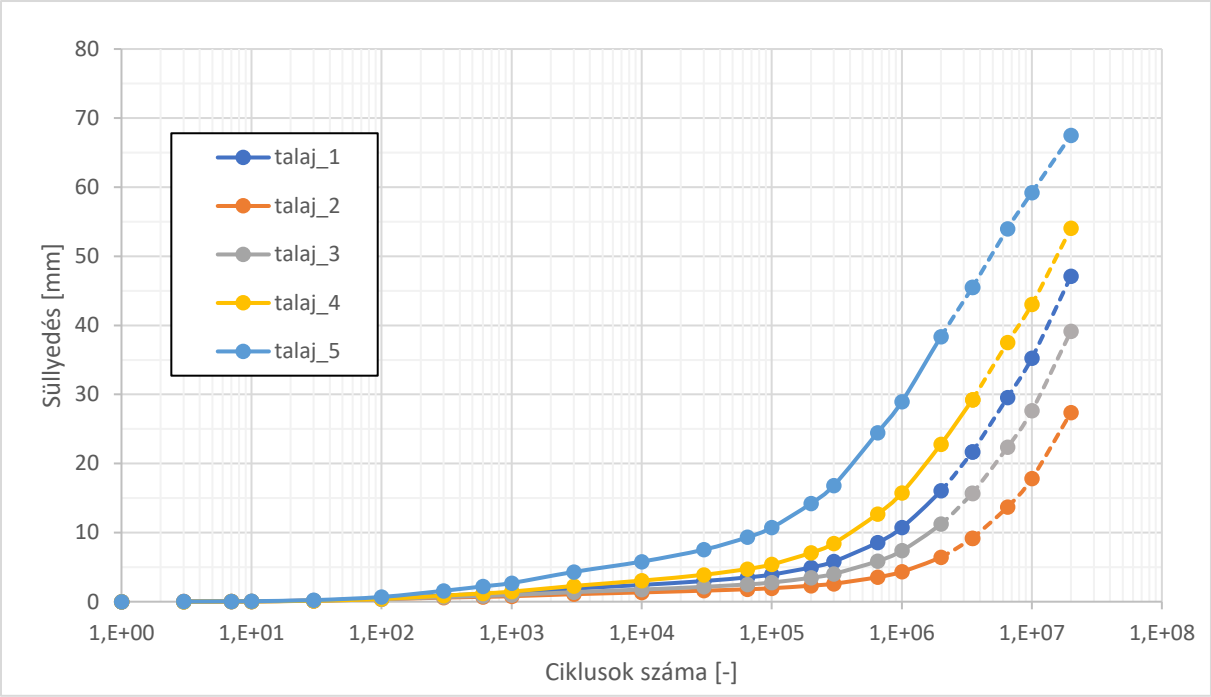
F-2. ábra: Az altalaj hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „B” terhelési osztály esetén



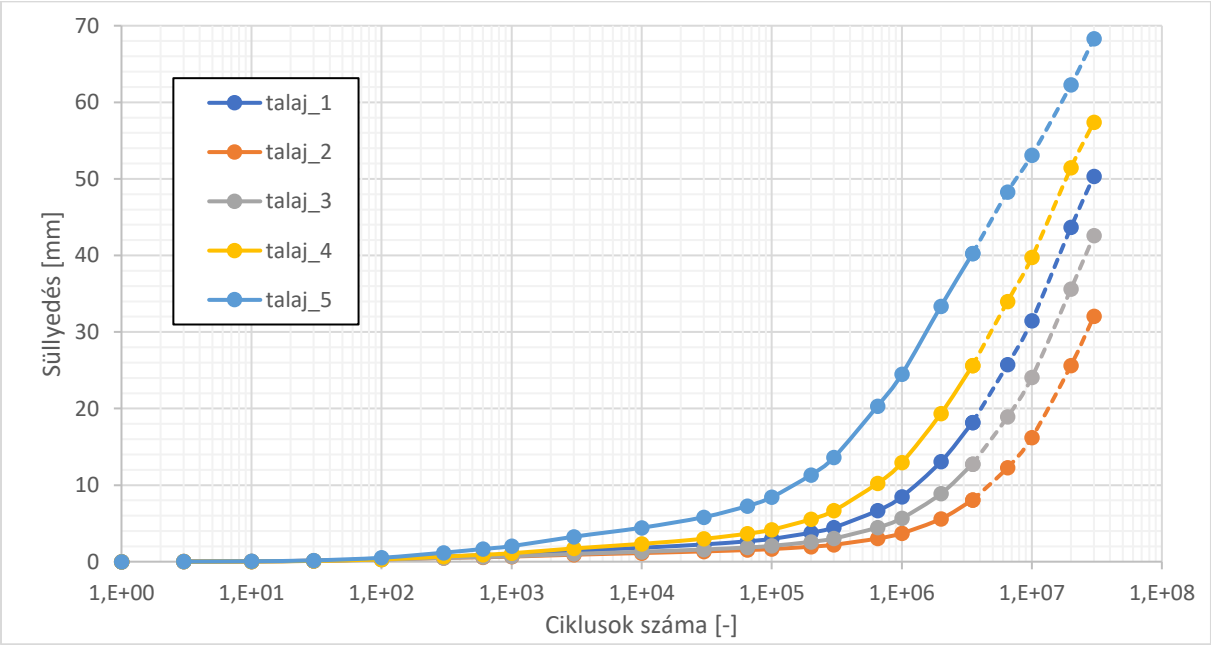
F-3. ábra: Az altalaj hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „C” terhelési osztály esetén



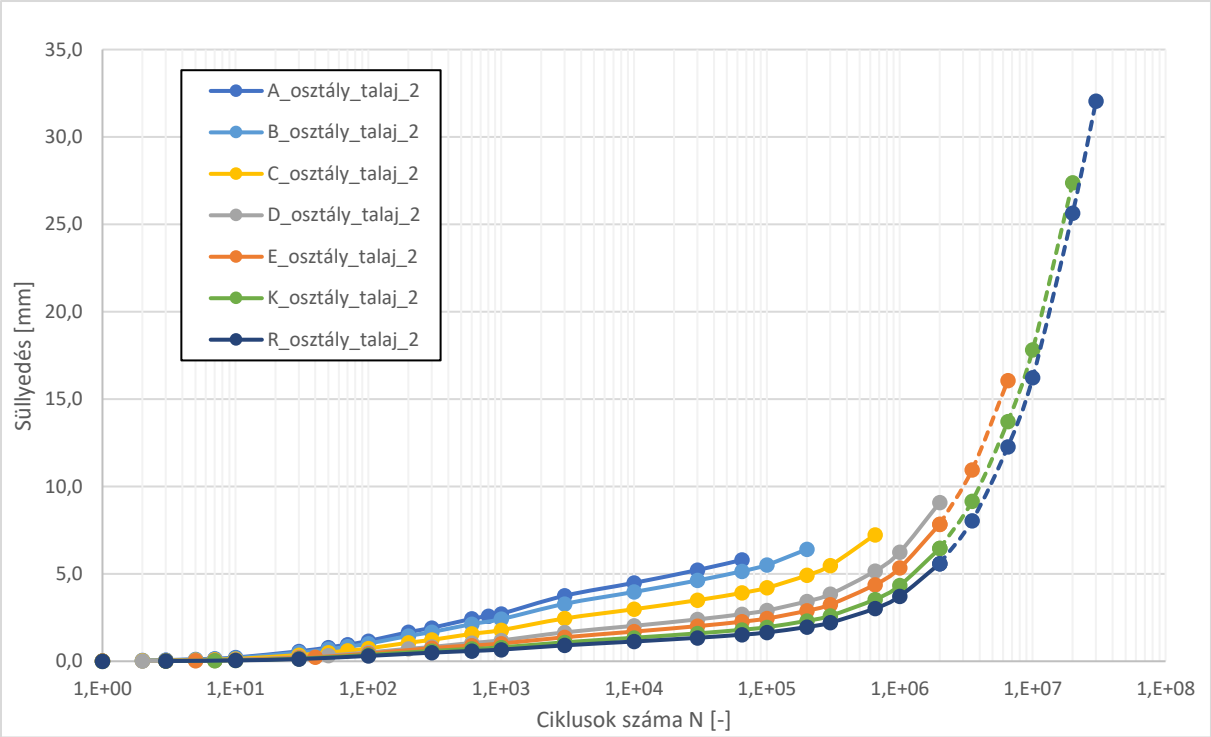
F-4. ábra: Az altalaj hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „E” terhelési osztály esetén



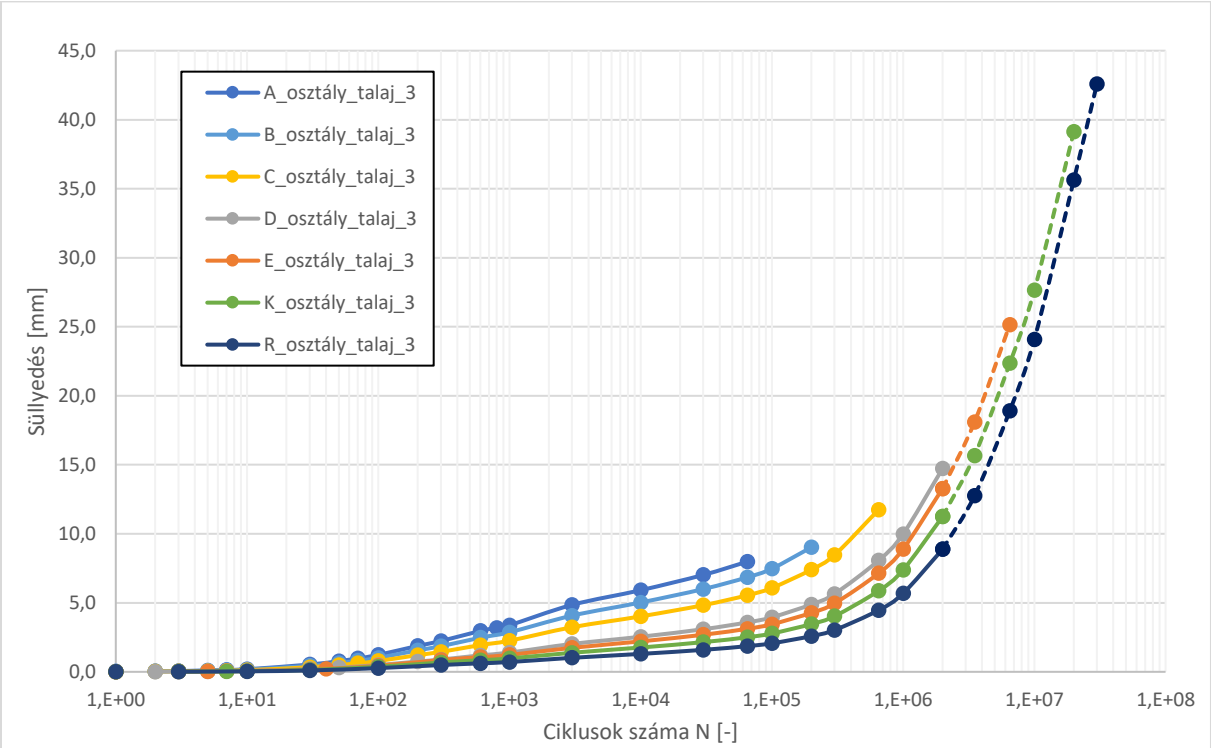
F-5: ábra: Az altalaj hatása az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „K” terhelési osztály esetén



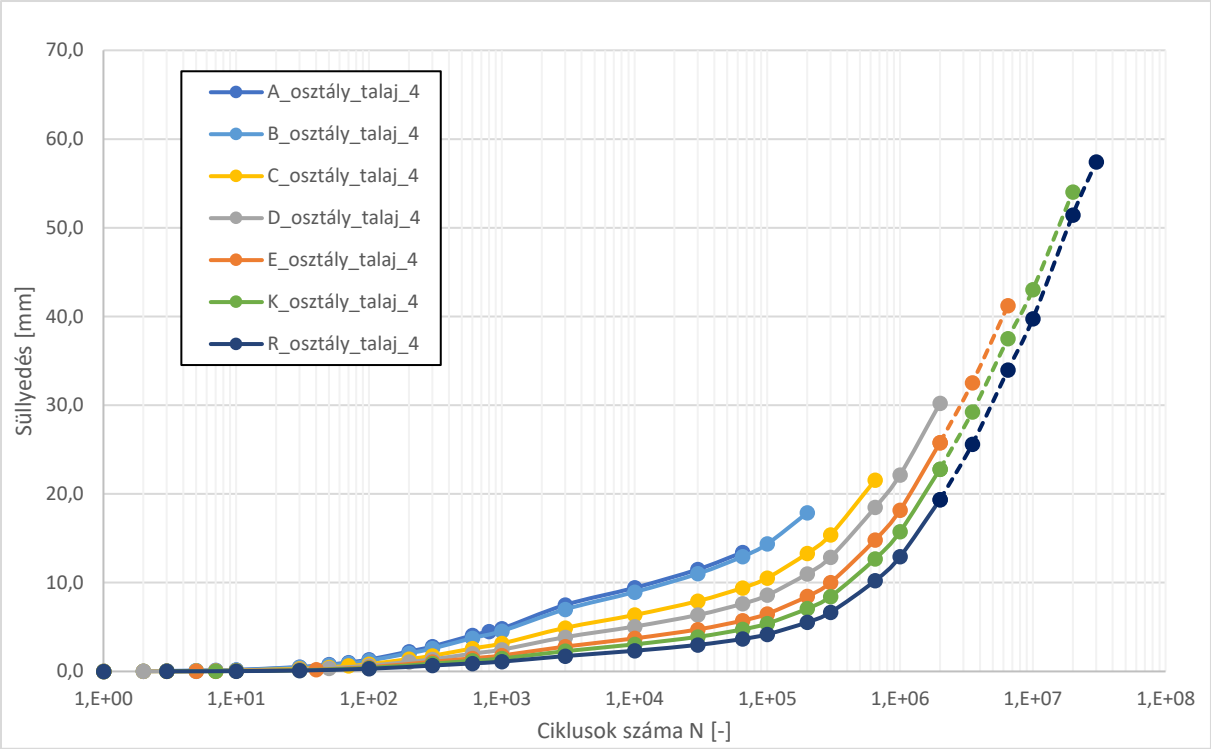
F-6. ábra: Az altalaj hatása a az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedésekre „R” terhelési osztály esetén



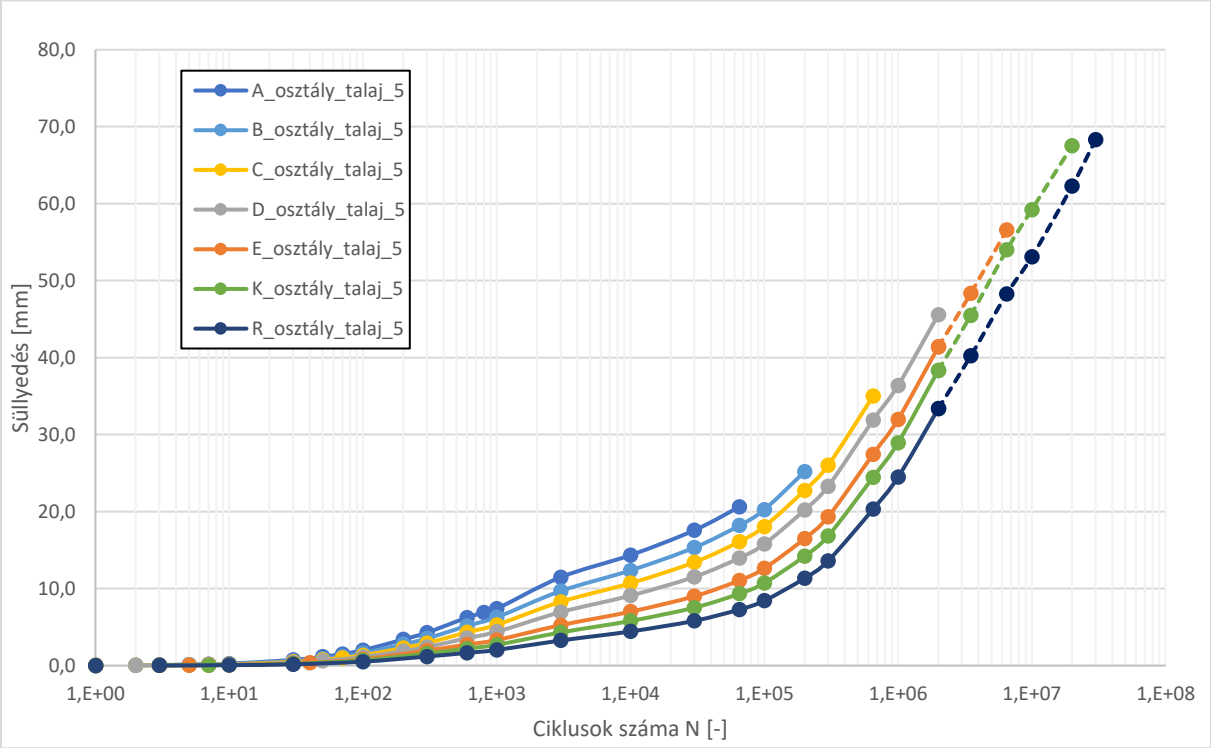
F-7. ábra: Az egyes terhelési osztályokban kialakuló az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedés-*N* összefüggés „talaj 2” altalaj esetén



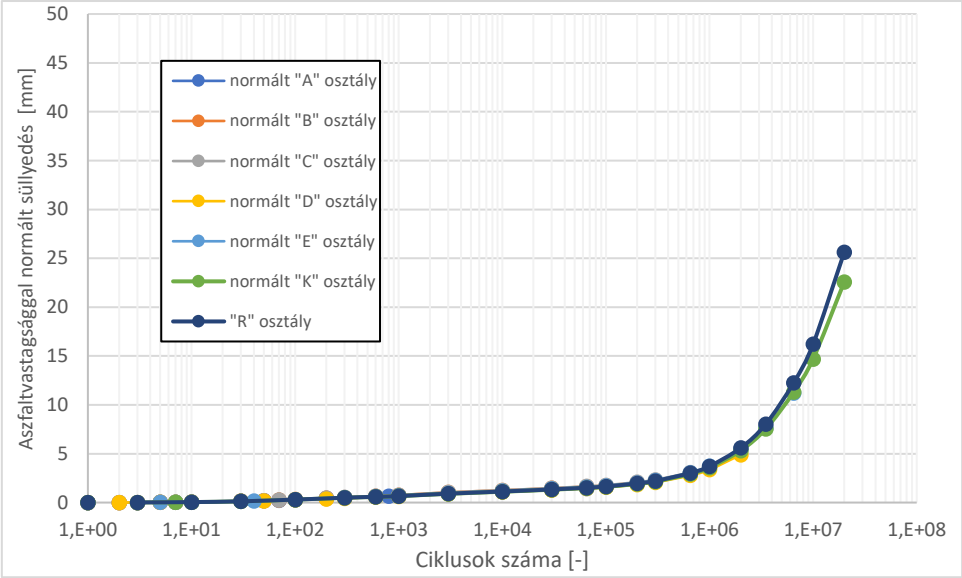
F-8. ábra: Az egyes terhelési osztályokban kialakuló az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedés-*N* összefüggés „talaj 3” altalaj esetén



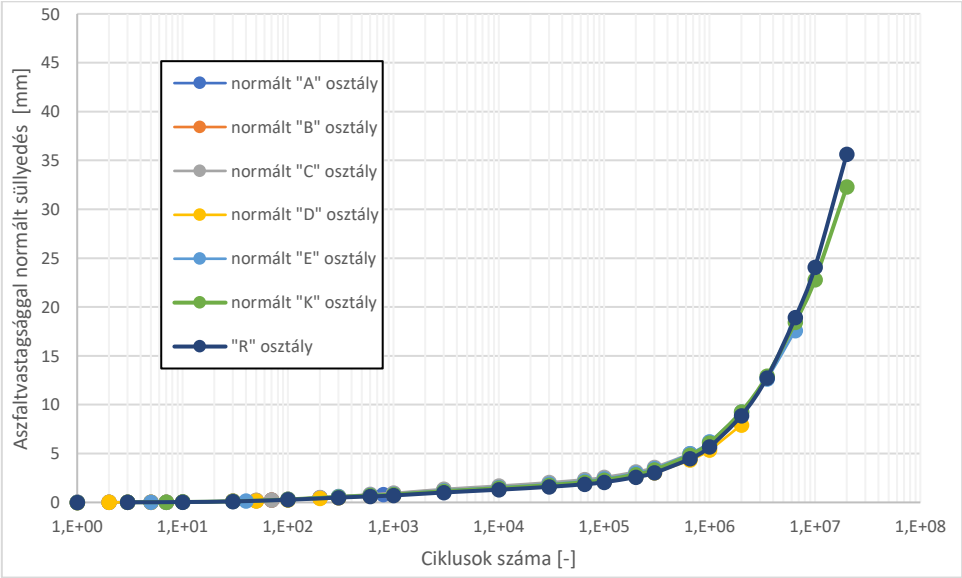
F-9. ábra: Az egyes terhelési osztályokban kialakuló az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedés-*N* összefüggés „talaj 4” altalaj esetén



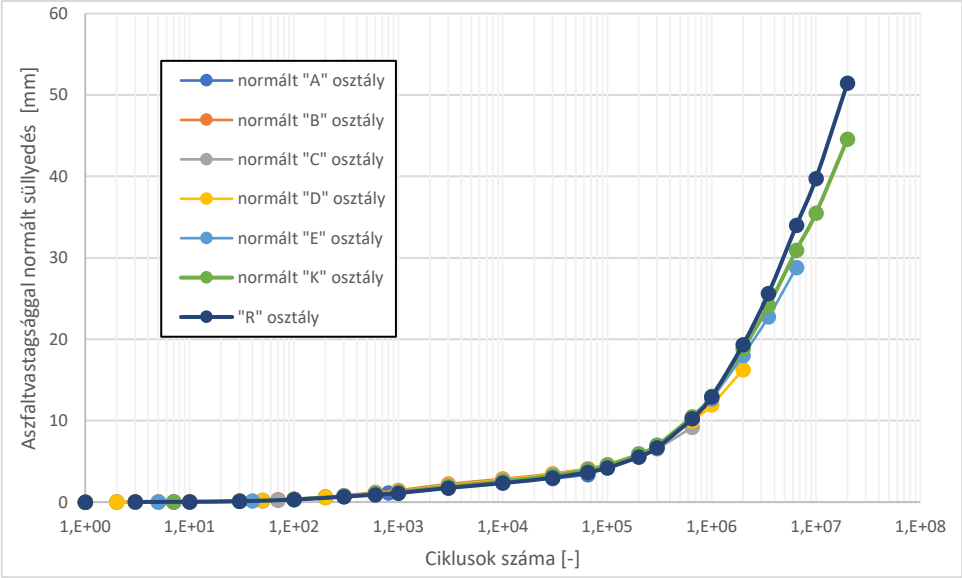
F-10. ábra: Az egyes terhelési osztályokban kialakuló süllyedés az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti -*N* összefüggés „talaj 5” altalaj esetén



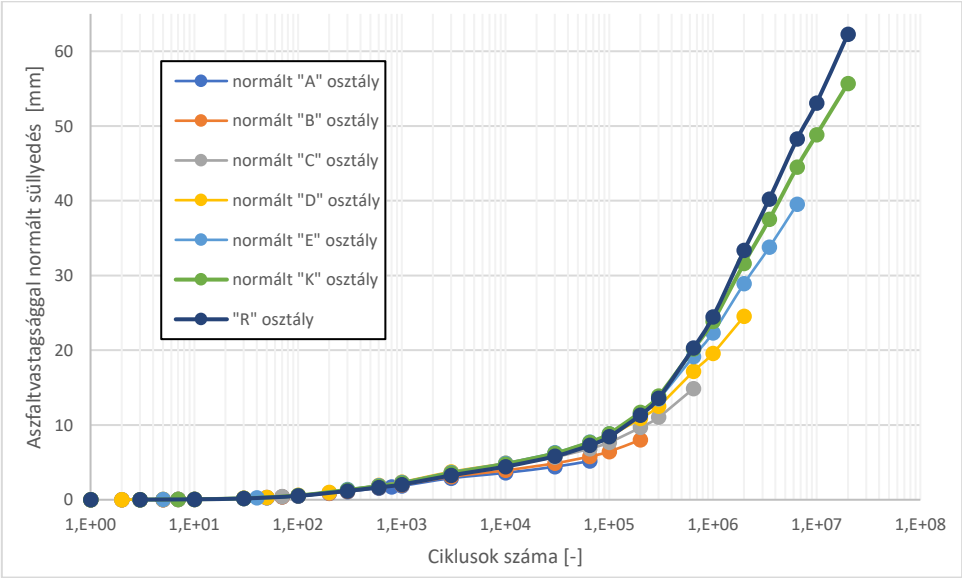
F-11. ábra: Az aszfaltburkolat vastagságával normált az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések a ciklusok számával „talaj 2” altalaj



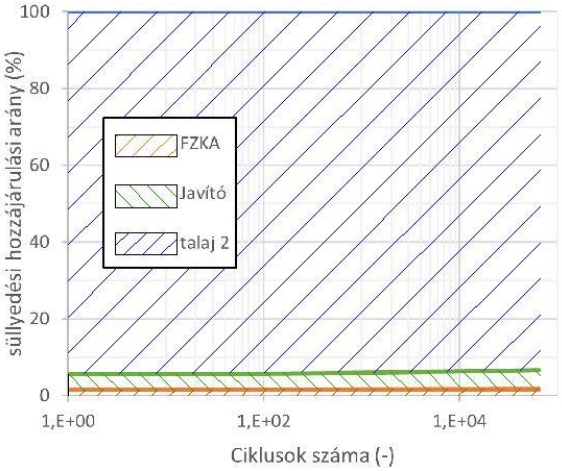
F-12. ábra: Az aszfaltburkolat vastagságával normált az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések a ciklusok számával „talaj 3” altalaj



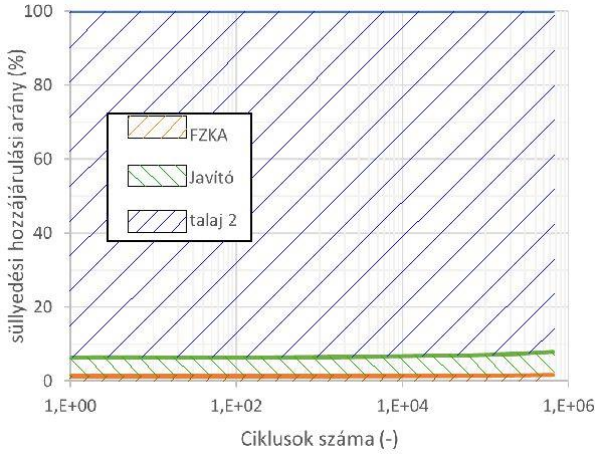
F-13. ábra: Az aszfaltburkolat vastagságával normált az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések a ciklusok számával „talaj 4” altalaj



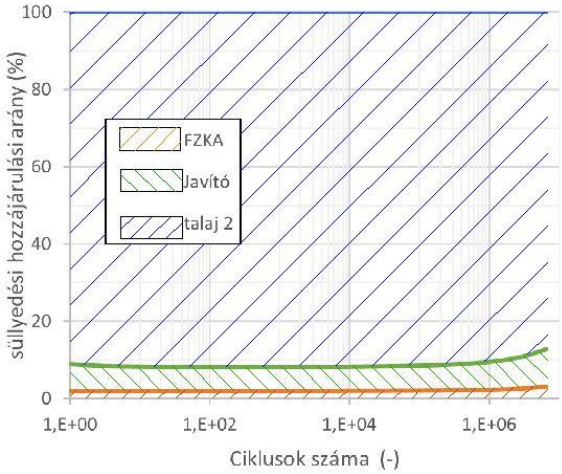
F-14. ábra: Az aszfaltburkolat vastagságával normált az FZKA felszínén értelmezett pályaszerkezeti süllyedések a ciklusok számával „talaj 5” altalaj



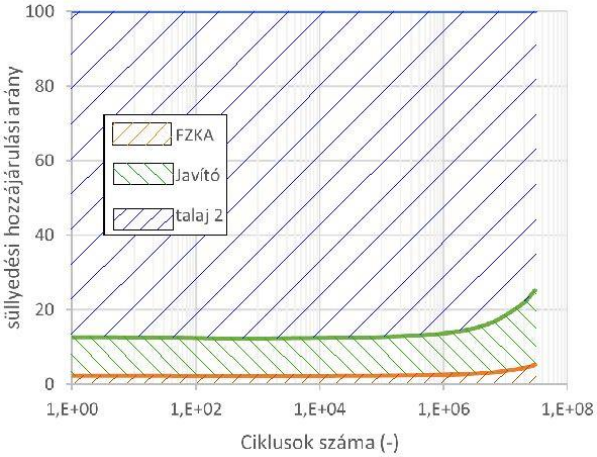
a) „A” terhelési osztály



b) „C” terhelési osztály

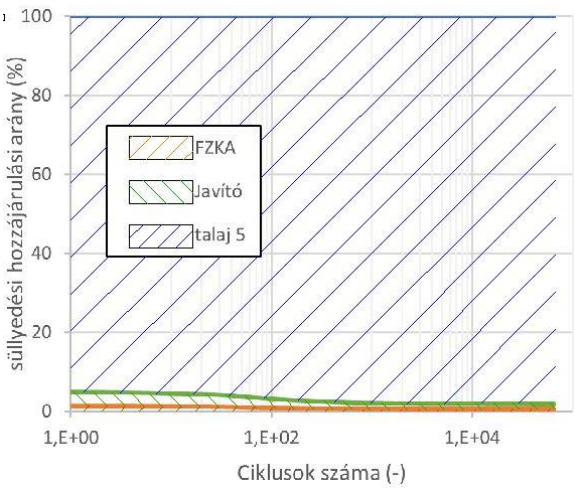


c) „E” terhelési osztály

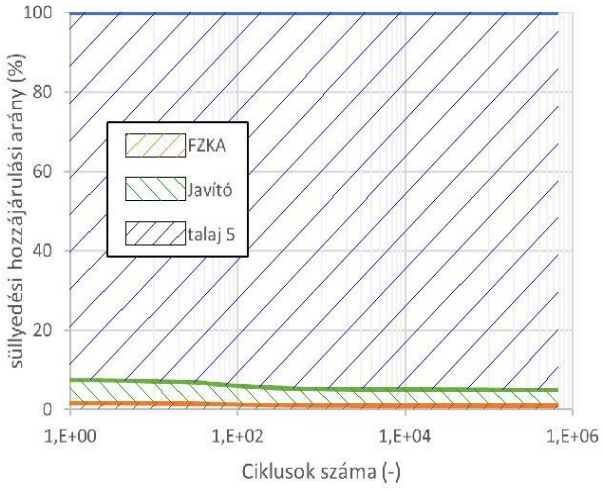


d) „R” terhelési osztály

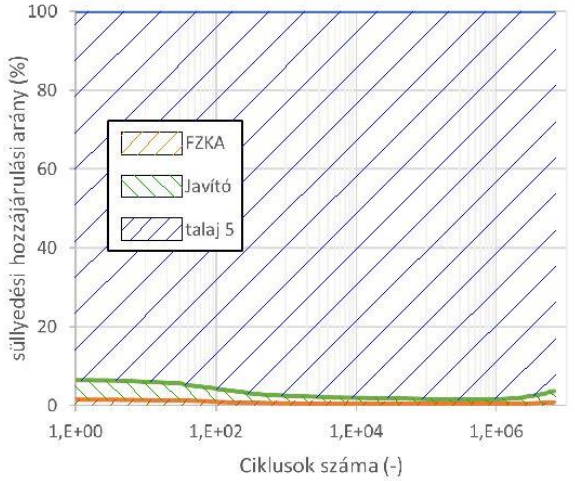
F-15. ábra: Az egyes rétegekben kialakuló süllyedések aránya a teljes süllyedéshez képest a ciklusok számának függvényében „talaj 2” altalaj



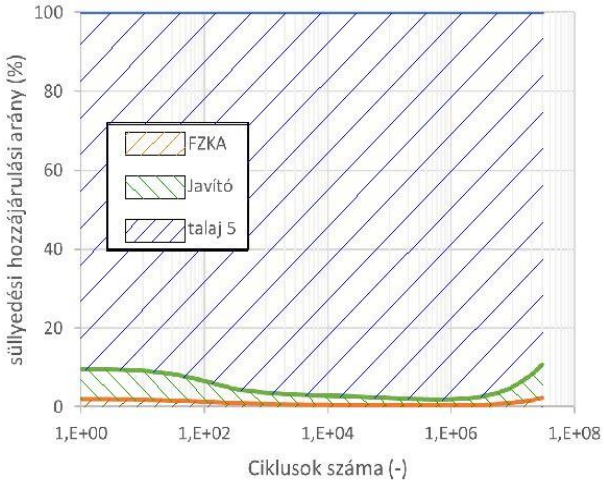
a) „A” terhelési osztály



b) „C” terhelési osztály



c) „E” terhelési osztály



d) „R” terhelési osztály

F-16. ábra: Az egyes rétegekben kialakuló süllyedések aránya a teljes süllyedéshez képest a ciklusok számának függvényében „talaj 5” altalaj