

Nyugat-magyarországi Egyetem  
Roth Gyula Erdészeti és Vadgazdálkodási Tudományok Doktori Iskola  
Erdészeti Tudomány Program

# PÁLYASZERKEZET-GAZDÁLKODÁS AZ ERDÉSZETI FELTÁRÓHÁLÓZATOKON

Doktori (PhD) értekezés

Készítette:  
Primusz Péter

Témavezető:  
Dr. habil. Péterfalvi József PhD  
egyetemi docens



Sopron, 2012.

*Sziklai Zoltán és Primusz József emlékének*

# Kivonat

## Pályaszerkezet-gazdálkodás az erdészeti feltáróhálózatokon

Az aszfalt burkolatú utak az erdőgazdaságok nagy állóeszközértéket képviselő létesítményei, amelyek megfelelő műszaki állapotának fenntartása jelentős költségekkel jár. A rendszerváltozást követően az erdőgazdálkodók jellemzően nem rendeltek megfelelő forrásokat feltáróhálózataik fenntartására. Az erdészeti szállításban mértékadónak tekinthető tehergépjármű állomány az elmúlt évtizedekben nagy tengelyterhelésű járművekre cserélődött le; ez a folyamat a szállítópályák leromlását felgyorsította. Mindezek miatt az erdőfeltárás témakörében a hangsúly jelenleg a feltáróhálózatok bővítéséről áthelyeződött a meglévő utak fenntartására és fejlesztésére.

Az útgazdálkodási rendszerekben a döntéseket megalapozó információkat az állapotfelvevélkor és a felvett adatok értékelésekor szerezzük be. Az állapotfelvevél és értékelés első ütemében célunk a hálózat állapotának felmérése és a durva diagnózis felállítása. Ennek érdekében az úthálózat pillanatnyi állapotát jellemző állapotparaméterek és forgalmi adatok beszerezése szükséges. Ennek a céljából a szerző kidolgozta az erdészeti feltáróhálózatok szubjektív állapotfelvevélnek korszerű és egyben költséghatékony digitális eszközrendszerét és állapotértékelési módszerét. A kidolgozott szubjektív eljárás gyakorlati alkalmazása bebizonyította, hogy gyors, gazdaságos és megbízható adatokat szolgáltat az erdei feltáróutak állapotáról.

A pénzügyi lehetőségeknek megfelelően – a szubjektív állapotadatok alapján – ki lehet választani azokat a hálózati elemeket, amelyeken a finom diagnózis felállításához szükséges részletes és objektív állapotfelvevél el kell végezni. A dolgozat ezért bemutatja a kézi behajlasmérő eszköz egyik lehetséges továbbfejlesztését (Advanced Benkelman Beam Apparatus, ABBA) és a kapott mérési eredmények feldolgozásának elvi hátterét. A kifejlesztett eszköz 5 méter hosszon képes 20-25 mérési ponttal felvenni a kialakuló deformációs vonalat, és így alkalmas az FWD (Falling Weight Deflectometer) készülékek költséghatékony kiváltására erdei körülmények között.

A szerző egy újfajta függvényt javasol az FWD vagy ABBA eszközök által mért deformációs vonal matematikai leírására. A deformációs vonalra illesztett függvényből levezetett görbületi sugár és a burkolatvastagság ismeretében a kötött rétegek alján jelentkező megnyúlásokat jól lehet becsülni. A BISAR programmal végzett számítások statisztikai elemzése alapján pedig kimutatja, hogy a  $D_0$  (központi behajlás) és  $R_0$  (görbületi sugár) paraméterek ismeretében lehetőség nyílik arra, hogy a kötött és szemcsés rétegek modulusát visszaszámoljuk.

A dolgozatban bemutatott mérési eszközök és számítási eljárások alkalmazhatóságát az Erdőfeltárási Tanszéken elkészült szakvélemények és útfenntartási tanulmányok bizonyítják.

# Abstract

## Pavement Management on Forest Road Networks

Forest roads covered with asphalt pavement represent the basis of the forest opening up networks in Hungary. If properly maintained, asphalt pavements offer a high level of service. While traffic load of forest road networks have grown, expenses on their maintenance remained lower than required in the last three decades. As a result, these roads are in poor condition, generally. Renovation projects demand the knowledge of the roads' conditions.

Maintenance is required on forest roads after their construction. To maintain the good serviceability on the road network, its condition and the expected scale of heavy traffic must be known. In view of these two parameters, maintenance work must be (and can be) done in proper time and way. Using informatics and digital technology, an efficient tool can be developed, that allows fast assessment of forest road network condition. The digital subjective condition surveying and assessment system developed makes possible the logging and evaluation of the condition of 20-25 km forest roads daily. If a forestry company possesses a digital road inventory, the condition of its road network can be displayed in a GIS. By combining the condition and expected traffic data, the necessary maintenance treatments, and their expenses can be estimated.

Bearing capacity measurements of roads traditionally were carried out using the Benkelmann beam. Researchers of the Department of Forest Opening Up developed a new method to measure the full deflection basin with the Benkelman beam (Advanced Benkelman Beam Apparatus, ABBA). The ABBA device to be able to 20 or 25 measuring points in 5 meters length of deflection bowl. Falling Weight Deflectometer (FWD) are widely used for deflection measurements of road pavements. The FWDs can measure the vertical deflections of the pavement in several positions, whose distance from the load are optional.

The dissertation introduces a new method for calculating the elastic modul of the pavement layers. The method requires only two input parameters: the thickness of the upper „bound” layer and the FWD/ABBA measurement data. The author developed a continuously differentiable regression function, which can be applied to describe the shape of the deflection bowl. Additional parameters of the deflection bowl (e.g. radius of curvature, position of the inflexion point) can be calculated based on the regression function. Importance of the radius of curvature in the estimation of the bearing capacity of the pavement is well known. Knowing the maximal curvature we can calculate the extension of the asphalt layer, which strongly correlates to the remaining lifetime of the layer. FWD/ABBA measurements were simulated running the „BISAR” software on different pavement variations. Outputs of the simulations were further processed with own developed software. As a result, a series of diagrams were elaborated, by which the elastic moduli of the pavement layers can be determined.

New results are presented via the case study of a 2nd class opening up forest road. The application of the measuring equipment and calculation processes are supported by the expert's reports and studies about road maintenance.

# Tartalomjegyzék

<b>1. Bevezetés</b>	<b>1</b>
<b>2. A pályaszerkezet-gazdálkodás adatigénye</b>	<b>2</b>
2.1. Problémafelvetés . . . . .	2
2.2. Az útgazdálkodási rendszer felépítése . . . . .	3
2.3. Az útgazdálkodási rendszer geoinformatikai megközelítése . . . . .	4
2.3.1. Geoinformációs rendszerek a közutak nyilvántartásában . . . . .	4
2.3.2. Az Erdészeti Útügyi Információs Rendszer (EUIR) . . . . .	5
2.3.2.1. Az erdőgazdasági úthálózatok felmérése . . . . .	6
2.4. Az útgazdálkodási-rendszer adatigénye . . . . .	8
2.4.1. Műszaki (leltár jellegű) adatok . . . . .	8
2.4.1.1. Az útszakasz helyazonosítása . . . . .	8
2.4.1.2. Az útszakaszok definiálása . . . . .	9
2.4.1.3. A geometriai paraméterek felvétele . . . . .	9
2.4.1.4. A pályaszerkezeti adatok felvétele . . . . .	9
2.4.1.5. Költségadatok . . . . .	9
2.4.1.6. Környezeti és víztelenítési adatok . . . . .	9
2.4.1.7. Forgalmi adatok . . . . .	9
2.4.2. Állapot (teljesítmény jellegű) adatok . . . . .	9
2.5. Általános szempontok az állapotjelzők kiválasztásához . . . . .	11
<b>3. Az úthálózat állapotának szubjektív értékelése</b>	<b>12</b>
3.1. Az útburkolat felületállapotának minősítése . . . . .	13
3.1.1. Present Serviceability Index (PSI) . . . . .	13
3.1.2. Pavement Condition Index (PCI) . . . . .	15
3.1.3. Overall Pavement Index (OPI) . . . . .	16
3.2. Az útburkolatok felületi hibáinak felvétele . . . . .	17
3.2.1. Burkolatfelület állapotának minősítése Roadmaster rendszerrel . . . . .	17
3.3. Erdészeti utak szubjektív állapotértékelése . . . . .	18
3.3.1. Gyalogos állapotfelvétel és értékelés . . . . .	18
3.3.1.1. A burkolat állapotfelvétele és értékelése . . . . .	19
3.3.1.2. Továbbfejlesztési lehetőségek . . . . .	19
3.3.2. Automatizált állapotfelvétel és értékelés . . . . .	19
3.3.2.1. Fejlesztési előzmények . . . . .	21
3.3.2.2. A digitális állapot rögzítés eszköze . . . . .	22
3.3.2.3. A helyazonosítás problematikája . . . . .	22
3.3.2.4. A felvételezés végrehajtása . . . . .	23
3.3.2.5. Az útpályaszerkezet felületi romlásának értékelése . . . . .	24
3.3.2.6. A pályaszerkezeten kívüli részek állapotának értékelése . . . . .	26
3.3.2.7. A rögzített adatok értékelése . . . . .	28
3.3.3. Az automatizált állapotfelvétel és értékelés gyakorlati tapasztalatai . . . . .	29

3.3.3.1.	A mintaterületek bemutatása . . . . .	29
3.3.3.2.	Az adatokból számítható felújítási költség . . . . .	30
3.4.	Összefoglalás . . . . .	32
<b>4.</b>	<b>Útpályaszerkezetek mechanikai méretezése</b>	<b>33</b>
4.1.	Rugalmasságtani ismeretek . . . . .	34
4.1.1.	Az általános Hooke-törvény . . . . .	34
4.1.2.	Nyújtás és összenyomódás . . . . .	34
4.1.3.	Haránt összehúzódás és tágulás . . . . .	35
4.1.4.	Nyírás . . . . .	36
4.1.5.	Hajlítás . . . . .	37
4.2.	A BOUSSINESQ-féle rugalmas féltérmodell . . . . .	39
4.2.1.	Körlemezzel terhelt rugalmas féltér . . . . .	40
4.3.	Két vagy többrétegű pályaszerkezetek mechanikai modellje . . . . .	43
4.3.1.	Burmister kétrétegű rendszere . . . . .	43
4.3.2.	Három és többrétegű rendszerek számítása . . . . .	45
4.3.3.	Odemark közelítő számítása helyettesítő rétegvastagságokkal . . . . .	45
4.3.3.1.	Az $F$ süllyedési tényező közelítő meghatározása . . . . .	47
4.4.	Többrétegű rendszerek számítása a BISAR programmal . . . . .	47
<b>5.</b>	<b>Az állapotértékelés objektív mérőeszközei</b>	<b>50</b>
5.1.	A forgalom és az útpályaszerkezet kapcsolata . . . . .	50
5.1.1.	Az útpályaszerkezetek hajlító igénybevétele . . . . .	51
5.2.	A teherbírás és a behajlásmérés kapcsolata . . . . .	52
5.2.1.	Statikus és kvázi statikus teherbírás mérés . . . . .	54
5.2.1.1.	Benkelman-tartó (billenőkaros behajlásmérő) . . . . .	54
5.2.1.2.	Müller-féle görbületmérő eszköz . . . . .	55
5.2.1.3.	Automatizált behajlásmérő eszközök . . . . .	56
5.2.2.	Dinamikus teherbírás mérés . . . . .	56
5.2.2.1.	Impulzusalapú behajlásmérő eszközök . . . . .	56
5.2.2.2.	A terhelési impulzus és az elmozdulások rögzítése . . . . .	58
5.2.2.3.	A mért deformációk információ tartalma . . . . .	58
5.3.	Behajlásmérő eszközök az erdészeti úthálózatokon . . . . .	59
5.3.1.	Az eltérő eszközökkel mért elmozdulások átszámításának kérdése . . . . .	61
5.3.2.	A behajlásmérés továbbfejlesztésének szükségessége . . . . .	63
5.4.	A kézi behajlásmérés továbbfejlesztése . . . . .	64
5.4.1.	Geobeam, EHT Delta és társaik . . . . .	64
5.4.2.	Advanced Benkelman Beam Apparatus (ABBA) . . . . .	65
5.4.2.1.	Hardverelemek . . . . .	67
5.4.2.2.	Szoftverelemek . . . . .	68
5.4.2.3.	A mérési eredmények előfeldolgozása . . . . .	69
5.5.	A deformációs vonal geometriai leírása . . . . .	71
5.5.1.	Geometriai jellemzők . . . . .	71
5.5.2.	A deformációs vonal közelítése függvényekkel . . . . .	72
5.5.2.1.	A deformációs vonal regressziós közelítése . . . . .	73
5.5.3.	A deformációs vonal közelítése mechanikai összefüggések alapján . . . . .	75
5.5.3.1.	A $c$ alaktényező meghatározása . . . . .	78
5.5.3.2.	Mechanikai úton levezethető összefüggések . . . . .	78
5.5.3.3.	A levezetett teknőparaméterek számértékei . . . . .	79
5.6.	Összefoglalás . . . . .	80

<b>6. Számítógépes szimuláció a BISAR szoftverrel</b>	<b>82</b>
6.1. A visszszámoló (backcalculation) módszerek korlátai . . . . .	82
6.2. A szimulációs modell felállítása . . . . .	83
6.2.1. A szimulációban felhasznált pályaszerkezet modellek . . . . .	83
6.2.2. Igénybevételek számítása . . . . .	85
6.3. A szimulációs eredmények értékelése . . . . .	85
6.3.1. A geometriai és a mechanikai úton meghatározott görbületi sugár összehasonlítása . . . . .	87
6.3.2. Az egyrétegű rendszer elemzése . . . . .	87
6.3.3. A kétrétegű rendszer elemzése . . . . .	88
6.3.3.1. A szemcsés rétegek modulus becslése . . . . .	89
6.3.3.2. A kötött rétegek modulus becslése . . . . .	90
6.3.4. A háromrétegű rendszer elemzése . . . . .	91
6.4. Összefoglalás . . . . .	92
<b>7. A hátralévő élettartam becslése</b>	<b>93</b>
7.1. A kötött rétegekben keletkező igénybevételek becslése regressziós modellek alapján	93
7.2. A kötött rétegekben keletkező igénybevételek becslése görbület alapján . . . . .	94
7.2.1. A kritikus nyúlások meghatározása . . . . .	95
7.2.1.1. Nyúlások a kötött réteg alsó szálában . . . . .	95
7.2.1.2. Nyúlások a kötött réteg felső szálában . . . . .	96
7.2.1.3. A becsült nyúlások ellenőrzése a BISAR szimuláció alapján . . .	96
7.3. A bemutatott módszer alkalmazása a Hármastarjáni erdészeti feltáróúton . . . .	97
7.3.1. A vizsgált út bemutatása . . . . .	97
7.3.2. A behajlásmérés értékelése . . . . .	98
7.3.3. Hátralévő élettartam számítása . . . . .	100
7.3.4. A vizsgált út állapotának értékelése . . . . .	102
7.4. Összefoglalás . . . . .	103
<b>8. Befejezés</b>	<b>104</b>
8.1. Összefoglalás . . . . .	104
8.2. Tézisek . . . . .	105
8.3. Köszönetnyilvánítás . . . . .	109
<b>A. Szubjektív állapotértékelés</b>	<b>119</b>
A.1. A szubjektív állapotfelvétel mérőkocsival . . . . .	119
A.2. A szubjektív állapotadatokat feldolgozást támogató program képernyőképe . . . .	120
<b>B. Objektív állapotértékelés</b>	<b>121</b>
B.1. Az ABBA mérőrendszer . . . . .	121
B.2. Az ABBA eszköz mérés közben . . . . .	122
B.3. A kézi behajlásmérő mérőcsúcsának pozíciója . . . . .	123
B.4. Az „RR” kiértékelő szoftver képernyőképe . . . . .	124

# 1. fejezet

## Bevezetés

*„A problémákat nem új információk segítségével oldjuk meg, hanem azáltal, hogy rendszerbe foglaljuk azt, amit már régóta tudunk.” – Ludwig Wittgenstein*

Minden erdőben végzendő tevékenység (erdőművelés, erdővédelem, fahasználat, vadgazdálkodás, természetvédelem, turizmus) alapja az erdő egyes részeinek különböző közlekedési eszközökkel történő megközelíthetősége, amelyet a komplex ökológiai rendszert legkevésbé megbontó különböző színvonalon kiépített és fenntartott erdészeti utak biztosítják. Az ilyen szempontokat figyelembe vevő feltáráshálózat tervezési, építési és fenntartási alapelvek, módszerek és előírások kidolgozása és folyamatos fejlesztése a Geomatikai, Erdőfeltárási és Vízgazdálkodási Intézet Erdőfeltárási Tanszékén már több évtizedes múltra tekint vissza.

Az erdőterületet a közúthálózatba bekapcsoló, különböző szállítási igényeket kielégítő feltárási utak forgalmazhatóságának biztosításához a gyakorta alkalmazott spontán beavatkozások helyett átgondolt útfenntartási tevékenységre van szükség. A jó járhatóság megőrzése és ezen keresztül a forgalom káros hatásainak folyamatosan alacsony szinten tartása érdekében a fenntartási munkákat a teljes úthálózat állapotának és a forgalom nagyságának és összetételének ismeretében a megfelelő időben és módon kell végrehajtani. A létrejött feltáráshálózat a kialakulását befolyásoló tényezők változásával folyamatosan újragondolt dinamikus fejlesztést kíván. Az erdőgazdálkodás igényeihez igazodó útügyi információs rendszer fejlesztése tehát kiemelten fontos feladat. Az erdészeti utak pályaszerkezetének rendszerelemzési vizsgálata ezidáig kimaradt a jelenleg is működő útfenntartási rendszerből. Ennek fő oka az volt, hogy sokáig nem állt rendelkezésünkre olyan matematikai, fizikai modell, amely lehetővé tenné az erdészeti utak pályaszerkezeteinek megbízható tervezését és fenntartását. Ma már – véleményem szerint – más a helyzet és ezt dolgozatomban mutatom be.

Az erdészeti utak megépítését követően meginduló leromlási folyamat megszakításához, illetve megállításához szükség van egy olyan egységes szemléletmód kialakítására, amely segítségével képesekké válunk egy rendszerként kezelni az egymáshoz kapcsolódó műszaki, gazdasági, társadalmi és politikai tényezőket. Ezt és a felmerülő problémák célszerű megoldásához szükséges tevékenységek logikai modellezését megvalósító rendszereket pályaszerkezet-gazdálkodási rendszernek (Pavement Management System) nevezik. Dolgozatomban az erdészeti utak pályaszerkezet-gazdálkodását a meglévő útfenntartási, illetve erdészeti útügyi információs rendszerbe illesztve munkáltam ki. A rendelkezésre álló szakirodalmat és az informatikát felhasználva – a Tanszéken elért eredmények kiegészítésével és további egységesítésével – igyekeztem hozzájárulni az erdőfeltárási és az erdészeti útügyi fejlesztéséhez. Munkámat a 2006-ban elkészített diplomadolgozatom folytatásának tekintem (Primusz, 2005), és az azóta eltelt hat év kutatói és mérnöki tevékenységét foglalja össze.



## 2. fejezet

# A pályaszerkezet-gazdálkodás adatigénye

### 2.1. Problémafelvetés

A korszerű erdőgazdálkodás alapja a megfelelő technikai színvonal, amelyet az erdőfeltárás fogalmával jellemezhetünk. Az erdőfeltárás mindig is szorosan kapcsolódott az erdőgazdálkodáshoz, amit nem lehet csak önmagában vizsgálni anélkül, hogy figyelembe ne vennénk az ökológiai és ökonómiai viszonyokat. Fontos ez azért is, mert rohamosan fejlődő világunkban egyre nagyobb hangsúlyt kapnak a környezetvédelmi problémák a társadalom fokozott érdeklődése mellett. Mindazonáltal el kell fogadnunk, hogy minden termelési folyamat szerves része a szállítás, amely elképzelhetetlen megfelelő úthálózat és szállítójárművek nélkül. A hazai erdőfeltárás mintegy  $8 \text{ fm/ha}$  útsűrűsége azonban semmiképp sem tekinthető ideálisnak, mivel főleg csak az erdő megközelítését teszi lehetővé.

A hálózatot alkotó utak zöme a motorizáció hazai rohamos fejlődése előtt alakult ki és az arra az időszakra jellemző fogatos, pótkocsis szállítás paramétereinek megfelelően épült ki. A technika fejlődésével később az erdészeti utak forgalmában a tehergépkocsik váltak jellemzővé, amelyek szélessége és tengelysúlya nagyobb volt a korábban figyelembe vett szállítójárműveknél. A megjelenő nagyobb tengelysúlyok kedvezőtlen rongáló hatását fokozta még az a tény is, hogy a kerekek a szállítópálya széle felé tolódtak el, amelyet a szokásos építési mód szerint, függőleges széllel alakítottak ki (Kosztka, 1990). A megnövekedett igénybevételek kimerítették a pályaszerkezetek teherbírását, ezért azok gyors tönkremenetele megindult.

Az erdő egyes részeinek megközelítését biztosító erdészeti utak megépítésük után fenntartásra szorulnak. A folyamatosan jelentkező szállítási feladatok megoldása pedig megkívánja, hogy a fakitermelések várható nagysága és az utak állapota függvényében a szükséges útfenntartási beavatkozásokat végrehajtsuk. A nehézséget az okozza, hogy azt amit más műszaki létesítménynél természetesnek tartunk, nevezetesen, hogy üzemeltetéséről, fenntartásáról és karbantartásáról gondoskodni kell, másképpen fogalmazva pénzeszközöket kell ráfordítani, azt sok esetben az erdészeti utaknál elfelejtjük. Pedig az utak pályaszerkezetei ugyanúgy teherhordó szerkezetek, mint a hidak és az épületek statikailag működő részei.

Az előbb vázolt helytelen szemlélet kialakításának fő oka az, hogy míg a hidak és épületek esetében a karbantartások elmaradása komoly következményekkel jár (katasztrófa), addig ez az utak esetében csak sokkal halványabban fejeződik ki, főleg anyagi kár formájában. Ennek kimutatása pedig nehéz, mivel a költségnövekedések nem közvetlenül, hanem áttételesen, más csatornákon át jelentkeznek, mint amilyen pl. a gépjárművek üzemeltetési költségei. Arra vonatkozóan, hogy a leromlott állapotú utak mekkora kárt okoznak a járművekben, a Világbank tanulmányának megállapítását tekinthetjük irányadónak (World Bank, 1996):

*„Az útkarbantartások elhanyagolása ... növeli a gépjárművek működtetésének költségeit. Például minden dollár, amit egy évben megtakarítunk azzal, hogy nem fordítjuk egy olyan út meg-*

*felelő állapotban tartására, amelyen napi 500 gépjármű halad el, az utat használó gépjármű-üzemeltetők költségeit 3,4-6,1 dollárral növeli.”*

További probléma még, hogy egy gerendát vagy egy oszlopot kellően meg lehet tervezni annak érdekében, hogy bizonyos terhelést biztonsággal elviseljen és ha ezt a terhelést nem lépik túl, akkor a gerenda vagy oszlop soha nem fog tönkremenni. Vagyis lehetséges a tönkremenetel kritériumainak viszonylag pontos meghatározása, így például az alakváltozás, vagy a megengedett feszültségek túllépése. De mikor mondható egy útra, hogy tönkrement? Mikortól nem használható tovább? Más mérnöki szerkezetek esetében (hidak, épületek) ez a kérdés könnyen megválaszolható, de az utaknál csak egy olyan egységes szemléletmód kialakítása mellett lehetséges ez, amely segítségével képessé válunk egy rendszerként kezelni az egymáshoz kapcsolódó műszaki, gazdasági, társadalmi és politikai tényezőket. Az ilyen rendszereket útgazdálkodási vagy pályaszerkezet-gazdálkodási rendszereknek nevezzük.

Már most célszerű leszögezni, hogy az útfenntartással kapcsolatos elméleti megállapítások általában közutakra vonatkoznak, így ezen elvek, megoldási javaslatok nem mindig alkalmazhatóak változtatás nélkül az erdészeti utakra és úthálózatokra. Mivel jelenleg egyéb lehetőségünk nincsen, vizsgálatainknál ezen elvekből indulunk ki, majd megfelelő következtetések levonása után hozzuk meg az erdészeti utakra jellemző megállapításainkat (Kosztka, 2001). Az eltérések okait az utakkal kapcsolatos eltérő feladatokban kell keresnünk. Hafner (1971) munkájában olvashatjuk: *„Az erdészeti utak olyan építmények, amelyeknek elsősorban az a célja, hogy az erdei termékek szállítása járművek nélkül, vagy járművek különböző fajtájával lehetővé tegye, ezenkívül biztosítsa az erdőn belüli forgalom lehetőségét és megteremtse az erdőség és a közutak kapcsolatát.”*

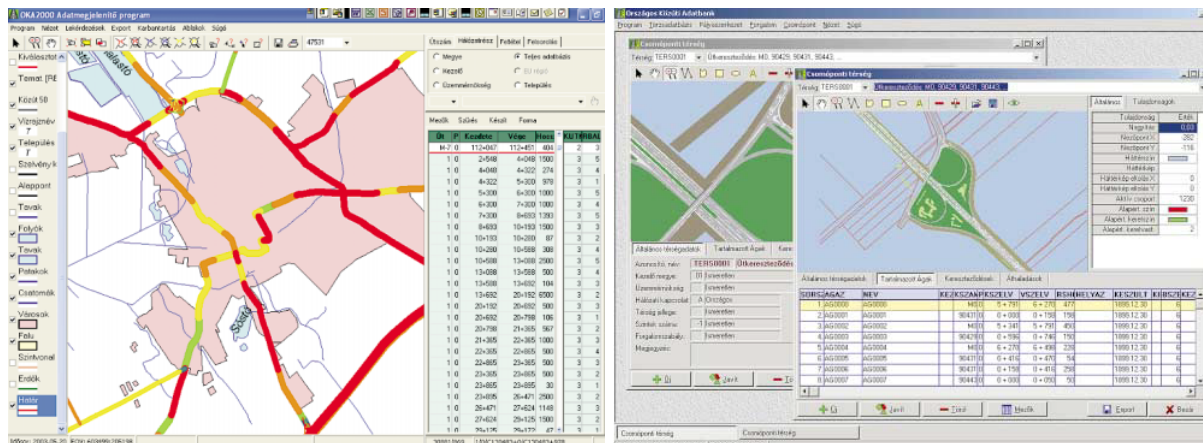
## 2.2. Az útgazdálkodási rendszer felépítése

Az Egyesült Államokban és Kanadában a múlt század közepén (1960-70) kialakult, azóta rendszeresen továbbfejlesztett, és ma már világszerte a gyakorlatban alkalmazott útburkolat-gazdálkodási rendszer (Pavement Management System, PMS) kezdetben csak az útpályaszerkezetek tervezésével, építésével, fenntartásával, állapotjellemezésével és kutatásával, valamint a mindezek finanszírozásához szükséges előirányzatok megállapításával és optimalizálásával összefüggő tevékenységek átfogó, összehangolt együttesét jelentette (Koren, Tánczos és Timár, 2011). Később a rendszer tovább bővült, és az utak építésével és fenntartásával, üzemeltetésével, finanszírozásával kapcsolatos összes tevékenységet is magába foglalta. Vagyis ma már inkább tágabb értelemben útgazdálkodási rendszerről (Road Management System, RMS) beszélünk és nem csak PMS-ről. Az RMS két fő alrendszerre bontható:

1. Útburkolat-gazdálkodási rendszer (Pavement Management System, PMS).
2. Útfenntartási rendszer (Maintenance Management System, MMS).

A útburkolat-gazdálkodási rendszerek alapvetően az útpályaszerkezetek teljesítményével, állapotváltozásával foglalkoznak. Az útpályaszerkezetek állapotának leírására a mai rendszerek több állapotjellemezőt is felhasználnak, amelyek egy részét objektív műszeres mérésekkel egy másik részüket pedig szubjektív értékítéletek alapján veszik fel. Hosszútávú megfigyelések alapján olyan modelleket dolgoznak ki és alkalmaznak, amelyek segítségével a pillanatnyi állapotából képesek következtetni egy jövőbeni forgalmi terhelés hatására bekövetkező teljesítmény változásra. Ez lehetővé teszi, hogy az útfenntartási munkákat és a szükséges beavatkozásokat időben előkészítsük és végrehajtsuk.

Az útfenntartási rendszerek magukban foglalják a forgalomban lévő úton az élettartam alatt végzett összes olyan tevékenységet, amely az állapotfenntartással és az üzemeltetéssel összefügg (Kosztka, 2001). Fő feladatuk, hogy biztosítják a biztonságos és gazdaságos közlekedést (üzemeltetés) valamint lassítsák az út rendeltetésszerű használatából adódó leromlási folyamatokat (állapotfenntartás).



2.1. ábra. Az adatok megjelenítés az OKA 2000 rendszerben.

Természetesen minden útgazdálkodási rendszer legfontosabb alkotóeleme az úthálózat fizikai jellemzőit (leltár), a forgalm nagyságokat és az állapotjellemzőket lehetőleg naprakészen tartalmazó és nyilvántartó adatbázis. A két alrendszer közötti kapcsolat – az adat- és információáramlás – a központi adatbankban testesül meg, így ennek minősége és műszaki színvonala a teljes rendszer szempontjából alapvető fontosságú.

Az útgazdálkodási rendszerben az úthálózaton tervezett beavatkozások sorrendjét először hálózati szinten (network level) határozzák meg, majd részletesebben létesítmény szinten (project level) tervezik meg a beavatkozást. A hálózati szint feladata a döntés előkészítése az úthálózaton, a létesítmény szintű útgazdálkodás pedig a hálózati szintű adatokat bontja le konkrét útszakaszokon történő beavatkozásokra (Koren, Tanczos és Timár, 2011).

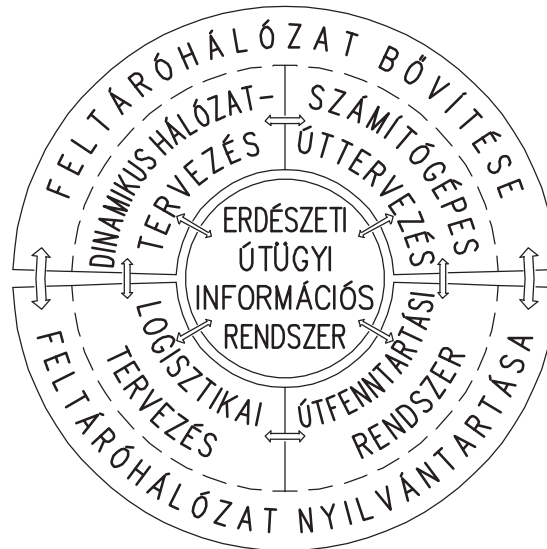
## 2.3. Az útgazdálkodási rendszer geoinformatikai megközelítése

### 2.3.1. Geoinformációs rendszerek a közutak nyilvántartásában

Az országos közúthálózat alkotóelemei (utak, hidak és műtárgyak) a számviteli nyilvántartás és könyvelés szempontjából forgalomképtelen tárgyi eszközöknek, állóeszközöknek tekinthetők. Értéküket többféle módszerrel lehet számítani, de valamennyi számítás kiindulási alapja a teljes körű, kellően részletes és megbízható, naprakész adatokon alapuló vagyonteltár (a méreteket és a műszaki állapotjellemzőket, azok változásának időpontjait tartalmazó műszaki nyilvántartás, korszerű számítógépes adatbank). Ez a leltár a vagyonteltár bruttó és nettó értékének megállapításához, időbeni változásuk nyomon követéséhez nélkülözhetetlen (Koren, Tanczos és Timár, 2011).

A vagyonteltár alapját Magyarországon az Országos Közúti Adatbank (OKA) képezi. Az adatbank tartalmazza a több mint 31000 km hosszúságú országos közúthálózat leltár, műszaki, minőségi, valamint forgalmi és baleseti adatait. Az OKA feladata, hogy az adattartalom folyamatos bővítése mellett a meglévő adatok ellenőrzésében és pontosításában is segítséget nyújtson. Az adatbázis csomópont alapú helyazonosítási rendszert alkalmaz, de az „útszám + km” hagyományos rendszerű adatok is megtalálhatók benne. Az OKA 2000 jelenlegi formájában 2003-tól működik a közúti szakirányításban. Használói elsősorban az országos közutak és a gyorsforgalmi utak kezelői (Magyar Közút Nonprofit Zrt.).

A rendszer fő alkotója a térinformatikai funkciókat tartalmazó úthálózati adatbázis 10 évre kiterjedő idősorokkal (2.1 ábra). Az adatbázis tartalma: topológia, közútkezelők adatai, úthálózati jellemzők, mennyiségi és minőségi adatok, forgalmi adatok, baleseti adatok, objektumok az út mellett, alatt és felett. A beépített alrendszerek részletes adatokkal szolgálnak a pályaszerkezetről (teherbírás), a csomópontokról és az útfelület jellemző hibáiról (hosszirányú egyenetlenség,



2.2. ábra. Az erdészeti útügyi információs rendszer és kapcsolatai (Markó, 2006).

nyomvályú, szubjektív felületépség stb.). A külső alrendszerek közé tartozik a híd alrendszer és a földrésztlet alrendszer. Az adatbázis lehetőséget nyújt továbbá a települések szerinti forgalom-számlálási adatok lekérdezésére is. Az OKA rendszer részletes ismertetése megtalálható Forrainé (2004) munkájában.

### 2.3.2. Az Erdészeti Útügyi Információs Rendszer (EUIR)

A tartamos, többcélú és természetközeli (TTT) erdőgazdálkodásban az erdőfeltárás biztosítja azt, hogy az erdő életébe szükséges beavatkozásokat megfelelő időben és módon hajtsuk végre. Az erdő feltárása az erdő életébe komoly beavatkozást jelent, amit nem szabad a pillanatnyi érdekeknek alárendelve végezni, hanem csak komoly műszaki, ökológiai és közgazdasági elemzéseket követően lehet megvalósítani (Kosztka, 2000).

A nagy területen dolgozó erdőgazdálkodás termelését a szállítás köti össze. A biztonságos vevőkiszolgálást egy logisztikai rendszeren keresztül lehet megvalósítani, amelynek nélkülözhetetlen eleme egy megfelelő szállítópálya. Az anyagmozgatásra fordított költségek beépülnek az árú árába, ezért annak csökkentésére kell törekedni. Ennek jelentős része a szállítás energiaigénye, amelyet a szállítópálya minősége befolyásol.

Az erdészeti utak, amelyek hálózata alapvetően meghatározza a feltárt terület megközelíthetőségét, a tervezést és megépítést követően fenntartásra szorul. A létrejött feltáróhálózat a kialakulását befolyásoló tényezők változásával folyamatosan újragondolt dinamikus fejlesztést kíván. Ezeket a feladatokat csak egy geoinformatikai rendszerben megjelenő pontos digitális térképi és az ehhez rendelt leíró adatbázis felhasználásával lehet megoldani. Az úthálózat fejlesztése és fenntartási munkáinak szervezése megköveteli az utak vonalvezetésének pontos digitális térképi ábrázolását, hogy a hozzájuk kapcsolt adatok a valóságnak minél jobban megfeleljenek.

Az erdészeti útfenntartás rendszer alapelveit először Kosztka (1986) munkája foglalta össze. Erre alapozva később Markó (2006) bevezeti az Erdészeti Útügyi Információs Rendszer (EUIR) fogalmát, ami már teljesen geoinformatikai megközelítésű (2.2 ábra). Definíció szerint:

*"Az erdészeti útügyi információs rendszer egy olyan speciális geoinformációs rendszer, amely a feltáróhálózatot ábrázoló térképi és a feltáróhálózathoz kapcsolódó leíró adatok, valamint azok kezelésére kifejlesztett algoritmusok segítségével döntéstámogató funkciókat nyújt a feltáróhálózat fenntartásához és fejlesztéséhez, hatékonyabbá teszi a szállításszervezési munkákat, továbbá hozzájárul a magasabb szintű vevőkiszolgáláshoz".*

Az erdészeti utak alkotta hálózat korszerű geoinformatikai alapú nyilvántartása megköveteli,

hogy az analóg térképek és a rajtuk lévő információk a digitális térképen ne csak megőrződjenek, hanem azok a hálózat fejlődését követve a lehető legrövidebb átfutással az aktuális információkat tartalmazzák. Ennek első lépése a papíralapú térképek áttekintése, a rajtuk lévő útvonalak beazonosítása és bemérése.

Az EUIR rendszerben az útleltár alapegysége a feltáró út, mint önállóan megjelenő hálózati elem. Ezt az út számával és nevével lehet jellemezni. Az útszakasz az útnak azon része, amelyen a lefutó forgalom a szakaszon belül azonos nagyságú. Ez azt jelenti, hogy önálló elemnek kell tekinteni mindig két becsatlakozó út közé eső darabot. A szektor pedig az útszakasznak az a része, amelyen azonos állapotfenntartási munkákat kell elvégezni (Kosztka, 1986; Kosztka, 2001). Az EUIR rendszeren belül az utak vonalvezetését GPS vonalmérés és légifelvétel alapján, a valószínűsíthető tengelyvonal rekonstruálásával határozzák meg.

### 2.3.2.1. Az erdőgazdasági úthálózatok felmérése

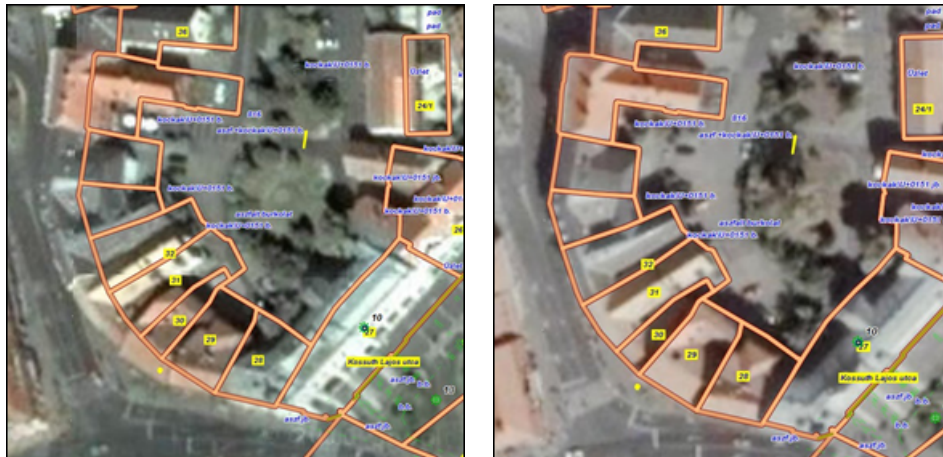
Az EUIR geoinformatikai megközelítése megköveteli, hogy az utak vektoros adatmodellben, vonal típusú elemekként, tengelyvonalukkal legyenek definiálva. A feltáráshálózatot alkotó utak ábrázolásakor alapvetően két problémát kell megoldani: először meg kell határozni a hálózati kapcsolatokat, majd elő kell állítani az úttengelyek minél pontosabb geometriáját. A topológia a geometriai elemek térbeli kapcsolatát írja le, ami a vektoros geoinformatikai adatok elemzéséhez nélkülözhetetlen. Úthálózatok ábrázolására a *csomópont - vonal - csomópont* topológia terjedt el. Egy lehetséges megvalósítás olvasható Markó (2006) dolgozatában. Az úttengelyek szerkesztése az alábbi alapadatokra támaszkodva történhet:

- Terepi mérésorozat:
  - Mérőállomással részletmérés, vagy
  - GPS technológia.
- Digitális térkép:
  - Hivatalos üzemtervi térkép.
  - Topográfiai térkép és ortofotó.
  - Online térképszolgáltatás.

Az utak felmérése az útkoronán vezetett sokszögvonala, valamint sokszögpontokról végzett részletmérések végrehajtásával a legnagyobb pontosságot biztosítja. A részletmérés elvégzésekor az úttengely helyett célszerű a burkolatszéleket felmérni, az út tengelyét majd csak az irodai feldolgozáskor állítjuk elő.

A GPS technológia – erdészeti körülmények között – 2004-ben került először alkalmazásra a Zalai Erdészeti és Faipari Zrt. Csácsi II. o. feltáróútjának felmérésénél. Az úttengely méréshez differenciális kinematikus GPS mérést alkalmaztak utólagos feldolgozással. A GPS mérés eredményeit az út megépítése után készült nagy pontosságú digitális megvalósulási térképpel vetették össze (Kovács, 2003). A vizsgálat a következő tapasztalatokkal zárult (Markó és Péterfalvi, 2005):

- A technológia alkalmas az erdészeti utak tengelyének nagy pontosságú (szubméteres) felmérésére.
- A mérési eljárás fő korlátozó tényezője a faállomány és a domborzati viszonyok.
- A GPS-el nem mérhető szakaszokat digitális tachimetrással kell felvenni.



2.3. ábra. Google Maps (bal) és Bing Maps (jobb) a FÖMI vektoros réteg alatt.

A GPS technológia és a digitális tachimetralás kombinációjával megvalósított pontos terepi mérésre támaszkodó úttengelyszerkesztés kivitelezése idő-, eszköz- és költségigényes. Az információs rendszerben ábrázolt pontos úttengelyeket hasonló pontossággal rendelkező üzemi térképeken lenne célszerű megjeleníteni, ami ma még sajnos nem mindenhol adott, ezért az úttengelyek pontosságát célszerű az alaptérképhez igazítani, így elkerülve a belső ellentmondásokat.

Általában az erdőgazdaságok által rendelkezésre bocsátott üzemi térképek vagy légi felvételek felhasználásával – az egyes utak pásztaközepét tekintve tengelynek – hozhatóak létre az úttengelyek felüldigitalizálásával. Sajnos ezek a térképi források nem mindig állnak rendelkezésre. Manapság viszont már számos olyan online térképszolgáltatás is akad (Google Maps, Bing Maps, Yahoo Map, Open Street Map stb.) amely kiváló vektoros és műholdas felvételeket tesz elérhetővé a felhasználók számára, ezek közül a legismertebb a Google Maps és a Bing Maps.

Az egyes térképszolgáltatók között felhasználói szemmel nehéz különbséget tenni, de az adatforrások pontosságát tekintve már nagy szórás tapasztalható. Ebből a szempontból a Google Maps és a Bing Maps egy nem reprezentatív összehasonlítása olvasható a DigiTerra Magazinban<sup>1</sup>. A vizsgálat alatt Veszprém város műholdfelvételeit a Google és a Bing térképszolgáltatásától szerezték be (2.3 ábra). Ezekre a felvételekre ráhelyezve a FÖMI (Földmérési és Távérzékelési Intézet) hivatalos földmérési térképét egyből szembevetjük az egyes források pontosságát. Veszprémben a Microsoft Bing Maps (jobb oldali kép) pontosabb, mint a Google Maps, mivel ez utóbbinak nagyon csekély az abszolút pontosságú felvétele. Ezt érdemes mindig szem előtt tartani az online térképek használatakor. A pontosság persze relatív, mivel az online forrás eredete és frissessége nem ismert és nem is garantált egységesen mindenhol. Ezzel szemben a Föld minden pontjáról tartalmaznak felvételeket és ingyen elérhetőek.

Az online térképen digitalizált úttengelyek pontossága átlagosan  $\pm 3$  méter körüli a geodéziai felméréshez képest, ami az útleltár szempontjából elégséges (2.4 ábra). Hasonló pontosság érhető el komolyabb vevővel rendelkező kézi GPS-ek használatával is. Abban az esetben, ha ennél nagyobb pontosságra van szükség, mindenképpen a FÖMI által forgalmazott alaptérképek és légi felvételek megvásárlása szükséges, bár még így is maradhat belső ellentmondás, amit csak geodéziai felméréssel lehetséges megnyugtatóan tisztázni.

A rekonstruált úttengelyekhez hozzárendeljük az útkódot, a burkolattípust, az út hosszát, a különféle állapotjelzők értékeit, az úton elhelyezkedő objektumokat (sorompó, csőátvezető, rakodó, stb.), valamint az útról készült fényképeket, létrehozva így egy átfogó geoinformációs rendszert. Az érdeklődő olvasó további részleteket találhat Kosztka (2001) és Markó (2006) munkájában.

<sup>1</sup><http://blog.digiterra.hu>



2.4. ábra. Rekonstruált úttengely (piros vonal), Bing Maps vektor réteg (fehér vonal).

## 2.4. Az útgazdálkodási-rendszer adatigénye

### 2.4.1. Műszaki (leltár jellegű) adatok

A pályaszerkezet-gazdálkodás folyamatához mindig szükséges ismerni az úthálózatot alkotó feltáróutak műszaki jellemzőit. A hálózatot kezelő szervezettől függ az adatigény részletessége. A legfontosabb műszaki adatok Gáspár (2003) munkája alapján:

- a hálózat topológiai felépítése,
- a pályaszerkezeti adatok,
- a geometriai paraméterek,
- a forgalmi terhelések,
- és a környezeti jellemzők.

Ezek ismerete szükséges minden PMS számára. Az úthálózat pillanatnyi állapotának ismeretén túl a korábbi építési és fenntartási információk megléte is elengedhetetlen. A felsorolt műszaki adatok az úthálózat szisztematikus leltározása mellett gyűjthetők be. A leltározás alapvetően a következő elemekből áll össze: a felveendő adattípusok kijelölése, az útszakasz helyazonosítási rendszerének kiválasztása, adatgyűjtés és tárolás adatbázisban.

#### 2.4.1.1. Az útszakasz helyazonosítása

A helyazonosítás célja, hogy az egyes útszakaszok hálózaton belüli helyzetét egyértelműen tudjuk rögzíteni. Az út-kilométer szelvény típusú helyazonosítás a hagyományos eljárás. Ilyenkor az egyes útvonalaknak nevet vagy számot adnak, kezdőpontját meghatározzák majd az ettől számított kilométerszelvényeket az út mentén kijelölik. A csomópont alapú rendszerek a hálózat kiemelt pontjait csomópontoknak tekintik és közöttük szakaszokat definiálnak. A koordináta alapú rendszerek pedig az egyes hálózati elemek helyét egy viszonyítási rendszerben definiálják. A műhold alapú helymeghatározás valamint a térinformatikai (Geographic Information System, GIS) rendszerek terjedése mindenképpen megköveteli a helyazonosítás ezen formáját.

#### **2.4.1.2. Az útszakaszok definiálása**

A helyazonosítási rendszerről történő döntést követően, az egyes útszakaszokat kell az adatbázis céljaira definiálni. Az útburkolat-gazdálkodási adatbázis teljes szerkezetét az útszakaszok kijelölési formája alapvetően befolyásolja.

#### **2.4.1.3. A geometriai paraméterek felvétele**

A geometriai paraméterek felvétele az útszakaszok fizikai jellemzőinek leltározását jelenti. Minden egyes útszakasz esetében a következő típusú információk felvételéről van szó: helyazonosítás és szakaszhossz, úttípus, sávszám, burkolatszélesség, a padka típusa és szélessége, hosszesés, oldalesés, ívviszonyok, a szegély jellemzői. Mindezek az adatok alapvető tervezési információként szolgálnak és lehetővé teszik annak megítélését, hogy az útszakasz geometriai paraméterei az érvényes szabályozások követelményeit kielégítik-e. Elemzésük akár az átépítések szükségességét is megalapozhatja.

#### **2.4.1.4. A pályaszerkezeti adatok felvétele**

A pályaszerkezeti leltáradatok tulajdonképpen az építési információk történeti adatsorával egyeznek meg. Sok intézmény csupán a burkolattípust tartja nyilván, ami egy jól működő létesítmény szintű PMS-hez elégtelen információt szolgáltat. A pályaszerkezetről az egyes rétegek típusát és vastagságát, valamint azok készítési idejét kell nyilvántartani. A pályaszerkezeti leltáradatok közé tartoznak a nagyobb méretű fenntartásokról és felújításokról szóló információk is.

#### **2.4.1.5. Költségadatok**

Ezek között tartják nyilván az építés, a fenntartás és felújítás költségeit. Az építési és felújítási költségek korábban befejezett projektek nyilvántartásaiból, becsléseiből és vizsgálataiból származnak. Ezeket a fajlagos költségadatokat legalább évenként frissíteni kell.

#### **2.4.1.6. Környezeti és víztelenítési adatok**

A környezeti viszonyok az útburkolatok leromlási folyamatára komoly hatást gyakorolnak. Számos olyan paraméter lehetséges, amely a környezeti viszonyok jellemzésére felhasználható pl. csapadékmennyiség, fagyási index, vízáteresztő képesség stb. Ezek ellenére a víztelenítés jellemzésére a jó, közepes és rossz típusú szubjektív értékelés terjedt el leginkább.

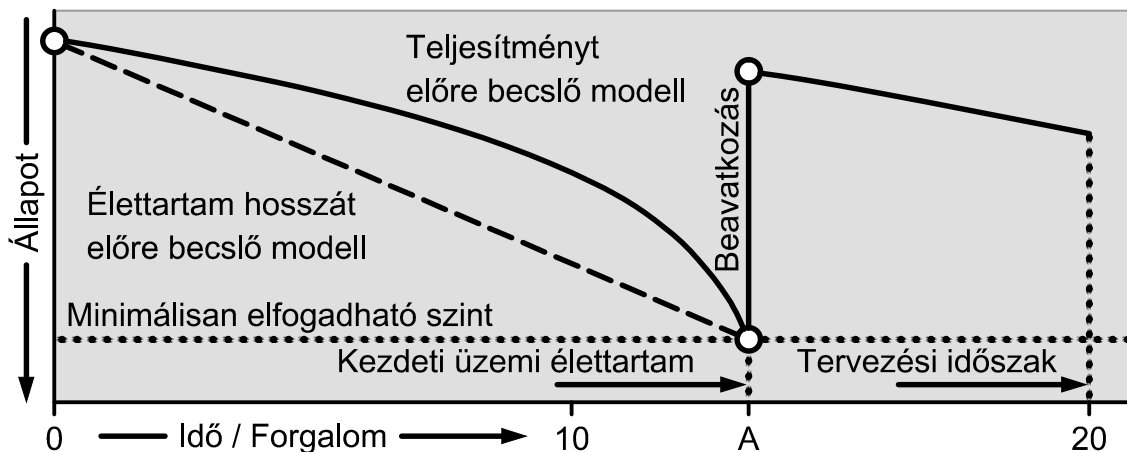
#### **2.4.1.7. Forgalmi adatok**

A burkolat igénybevétele szempontjából a nehéz gépjárművek forgalma a mértékadó, ami erdészeti utak esetében jellemzően a faanyagmozgatásból származik. Amennyiben jelentős, előre kalkulálható egyéb nehézgépjármű-forgalom is jelentkezik természetesen azt is figyelembe kell venni. A különböző járműtípusok által keltett forgalmat 100 kN egység tengely-áthaladás formájában kell kifejezni, hogy a pályaszerkezetre gyakorolt hatásuk összemérhető legyen. Az útburkolat-gazdálkodásban a forgalmi adatokat a felújítási projektek kiválasztása közben szükségessé váló előrebecslésében és elsőbbségi sorolásában hasznosítják.

### **2.4.2. Állapot (teljesítmény jellegű) adatok**

Az út állapota az idő függvényében változik. Annak érdekében, hogy az egyes útszakaszokon felmerülő beavatkozások időpontjait meg lehessen határozni, szükség van a burkolat állapotát jellemző paraméterek időbeni változásának előrebecslésére. Így a burkolatállapot-jellemzés információkhoz juttatja egyrészt a távlati tervezéssel foglalkozókat a hálózati szintű meghibásodások felmérése révén, másrészt a tervezőket a létesítmény részletes elemzésekor.





2.5. ábra. Egy általános pályaszerkezet teljesítmény előre becslő modell (Gáspár, 2003).

Az út állapotváltozását előidéző tényezők nagy száma és az út egyes elemein kifejtett eltérő hatásuk miatt az utak leromlása bonyolult összefüggések szerint játszódik le, amelyet általános érvényű analitikus egyenletekkel jelenleg nem tudunk megnyugtatóan leírni, csak közelítő tapasztalati összefüggéseket ismerünk (Kosztka, 2001).

Az útpályaszerkezetek teljesítményét (performance) az egész élettartamra, vagyis a tervezési időszakra szokták előre becsülni az útgazdálkodási-rendszerek. Ennek a teljesítőképességnek a jellemzésére több eltérő teljesítmény mérőszámot (performance indicator) is kidolgoztak. Ezek közül a legtöbb pályaszerkezet-gazdálkodási rendszer (PMS) a következő négy burkolatállapot jellemzőt veszi figyelembe:

1. használhatóság (járhatóság),
2. teherbírás (szerkezeti megfelelés),
3. felületi hibák,
4. biztonsági paraméterek (keréknyomvályú, súrlódási együttható stb.).

A *használhatósági teljesítmény* rendszerint a burkolat általános funkciójával hozható kapcsolatba (járófelület állapota) és ezért főleg az úthasználók számára érdekes. Ugyanakkor az útpályaszerkezetek *mechanisztikus értékelése* (teherbírás) az útgazdálkodással foglalkozó mérnökök számára nélkülözhetetlen. Fontos a két fajta jellemzéstípus közötti különbség megértése. A használhatóság a jelenlegi állapotot, a mechanisztikus vagy szerkezeti megfelelés pedig a burkolatnak a terheléssel (forgalommal) szembeni jövőbeli reakcióját jellemzi inkább.

Ma már számos statisztikai és analitikai eszköz áll rendelkezésünkre az előrejelzési modellek kifejlesztéséhez. Ezek legtöbbször korreláció vizsgálatokat, regressziós analízist vagy idősorozat modelleket stb. tartalmaznak. A gyakorlatban leginkább a mechanisztikus-empirikus és a regressziós leromlási modellek terjedtek el. Az első esetben a reakcióparaméter regressziós egyenletek közvetítésével olyan mért szerkezeti vagy funkcionális leromlásfajtákkal függ össze, mint a burkolat felületi hibái vagy egyenletességei, míg a másokban a leromlás függő változóját egy vagy több olyan független változóval hozzák kapcsolatba, mint a földmű szilárdsága vagy a tengelyterhelés ismétlődési száma (Gáspár, 2003). Ebben az esetben a szórásdiagram segít a modell matematikai alakjának megállapításában. Fontos, hogy a modell kialakításához „történeti” adatokat használjunk fel, valamint az, hogy pontosan fogalmazzuk meg elvárásainkat a modellel szemben. A 2.5 ábra egy általános teljesítmény előrebecslő modell felépítését mutatja be.

A modell alapján a tönkremenetel folyamatában három szakaszt lehet elkülöníteni. A kezdeti időszakban a leromlás folyamata lassú, az útfenntartás feladata ilyenkor a keletkező lokális hibák

rendbetétele. Később a leromlás felgyorsul, a beavatkozások sűrűsége, mennyisége és sürgőssége is megnő. Ezt a szakaszt egy figyelmeztető tartománynak kell tekinteni, ami arra hívja fel a figyelmet, hogy az út állapotát valamilyen komolyabb karbantartási módszerrel helyre kell állítani. Végül az út rohamosan tönkremegy, azt megállítani már csak komolyabb, építés jellegű felújítással (pályaszerkezet rekonstrukció, új burkolat vagy kopóréteg építés stb.) lehet. Az alkalmazott állapotjellemező paraméter minimálisan elfogadható szintjének változtatásával lehet szabályozni, hogy mikor kerüljön sor a felújításra (Kosztka, 1988; Kosztka, 1990). Vagyis ennek segítségével lehetséges eltérő pályaszerkezet-gazdálkodási stratégiákat kidolgozni. Az útburkolat-leromlási modellkészítésnek a PMS szempontjából tehát kettős a jelentősége (Loizos, 2006):

- a modellezett leromlás jellege, időpontja, kiterjedése és súlyossága a szóbjövő modellezett beavatkozás jellemzőivel közvetlen kapcsolatba hozható,
- az útburkolat leromlásának mértéke a fenntartási költségek modelljét befolyásolja, így ha a leromlási modell nem reális akkor a költség modell sem lesz az.

Ezért a megbízható burkolatleromlás-modellezés a használható és gazdaságilag hatékony beavatkozási választások és tervezési elképzelések kialakításának egyik legfontosabb feltétele (Bakó és Gáspár, 2000).

## 2.5. Általános szempontok az állapotjelzők kiválasztásához

Az útpályaszerkezetek burkolatának állapota közvetlen kapcsolatban van a forgalmi költségek valamint a leromlási folyamat alakulásával, amit a vízelvezetés minősége is jelentős mértékben befolyásol. Ezért az állapotfelvételi és értékelési munkák elvégzésének szempontjából nem közböns, hogy milyen állapotjelző paramétereket választunk ki az út állapotának leírására. Az útfenntartás szempontjából ezért vizsgálni kell (Kosztka, 1986; Kosztka, 2001):

- a pályaszerkezet használhatóságát;
- a padkák minőségét;
- a vízelvezető berendezések (árkok, áteresztők stb.) állapotát;
- a növényzet helyzetét.

A pályaszerkezet használhatóságát kifejező tulajdonságok:

- a burkolat felszíni állapota (kátyúk, repedések stb.);
- a pályaszerkezet teherbírása;
- a keréknyomképződés;
- a burkolat felületének egyenletessége, ill. hullámossága;
- a burkolat erőfelvevő képessége (teherbírás);
- a pályaszerkezet szélének állapota.

Ezek nagyságát egyes jellemzőknél objektíven mérjük, másoknál pedig szubjektív szemrevételezéssel minősítjük. Mivel jelenleg még nincsen mód minden tulajdonság esetében az objektív mérések elvégzésére, ezért a nehezen mérhető pályaszerkezet paramétereket egy szubjektív mérőszámmal fejezzük ki.

### 3. fejezet

## Az úthálózat állapotának szubjektív értékelése

Az úthálózat állapotértékelésének végső célja az, hogy meghatározzuk az útfenntartás alatt elvégzendő munkákat és azok sorrendjét. Az értékeléskor általában arra törekszünk, hogy egy objektív alapokon álló sorrendet hozzunk létre. Ezt a sorrendet azonban nem tekinthetjük abszolút értékűnek, mert minden tevékenységünket objektív és szubjektív tényezők egyaránt befolyásolják (Luhmann, 1971).

Az útállapot jellemzése objektív méréses állapotfelvétellel és szubjektív vizuális állapotleírásokkal történik. A két eljárást általában közösen alkalmazzák, törekedve arra, hogy mind a felvételi, mind a leíró módszer minél inkább személytelenné váljon. Az állapotjellemzés eredményeként egy állapotjelző mérőszámot kapunk. Ez egy számérték, amely a vizsgált állapotjelző nagyságát jelöli (Kosztka, 2001).

Az értékelés legegyszerűbb formájában az értékelési skála az állapotjelzők mérési tartományát előre meghatározott számú minőségi csoportba osztja, amely csoportokat verbális (jó, rossz, kielégítő stb.) megnevezéssel, vagy számszerű osztályzattal lát el. Az eljárás egyszerű, de a skála kialakításakor nem küszöbölhető ki a nagyfokú szubjektivitás.

Az útkezelő mérnök már régóta a burkolathibákkal összefüggő információkat az útpálya minőségének a számszerűsítésére szolgáló fontos paraméterének tekinti. Mind a létesítményi, mind pedig a hálózati szinten lényeges adatokra az alkalmazási területtől függően eltérő részletességgel van szükség. A burkolathibák ismerete mindkét esetben a megfelelő állapotjavítási technika kiválasztásához segít hozzá. Hálózati szinten a beavatkozás típusáról kell dönteni, ilyen célokra az összegző burkolathiba-index megfelelő lehet. Létesítmény szinten ugyanakkor a javítási technológián kívül arról a szakasról is dönteni kell, hogy pontosan hol kell azt alkalmazni. Ez utóbbi meghatározásához részletes burkolathiba-felvételre van szükség (Gáspár, 2003). Az út állapotának jellemzésére ezért jelenleg két módszer használható (Kosztka, 2001):

- Komplex állapotjelző paraméterek létrehozásával, egyetlen számadattal kifejezni az út állapotát. A hosszútávú pénzügyi tervezést nehezéssé teszi ez a módszer, mert nem lehet megállapítani azt, hogy a komplex mérőszám egy egységgel történő növelése milyen költségeket emészt fel.
- Az állapotjelzők külön-külön értékelésével jellemzett útállapot már kifejezi, hogy hol és miért kell beavatkozni, valamint a szükséges költségek is jól megbecsülhetők. Hátránya viszont, hogy csak részben veszi figyelembe az összefüggéseket és ezért a beavatkozások hatása sem ítéltető meg egyértelműen.

A szubjektív véleményalkotás és értékelés mindig pszichológiai hatásokra alakul ki, ezzel tisztában kell lennünk, ha ilyen módszereket alkalmazunk. Jellemző hibatípusok az ilyen vizsgálatoknál:

- Elnézési hiba (az értékelés valamilyen ok miatt túl szigorú vagy túl enyhe).
- A „halo” hatás (az értékelő személy értékelését megzavarja az útszakasról kialakult kezdeti általános benyomása).
- Középre irányuló tendencia (a szélsőséges értékektől való húzódozás, és így az értékelő a skála átlagértékéhez történő indokolatlan közeledése).

A gyakorlatban számos olyan útmutató készült amely az említett hibák kiküszöbölését tűzte ki céljául (Gáspár, 2003).

### 3.1. Az útburkolat felületállapotának minősítése

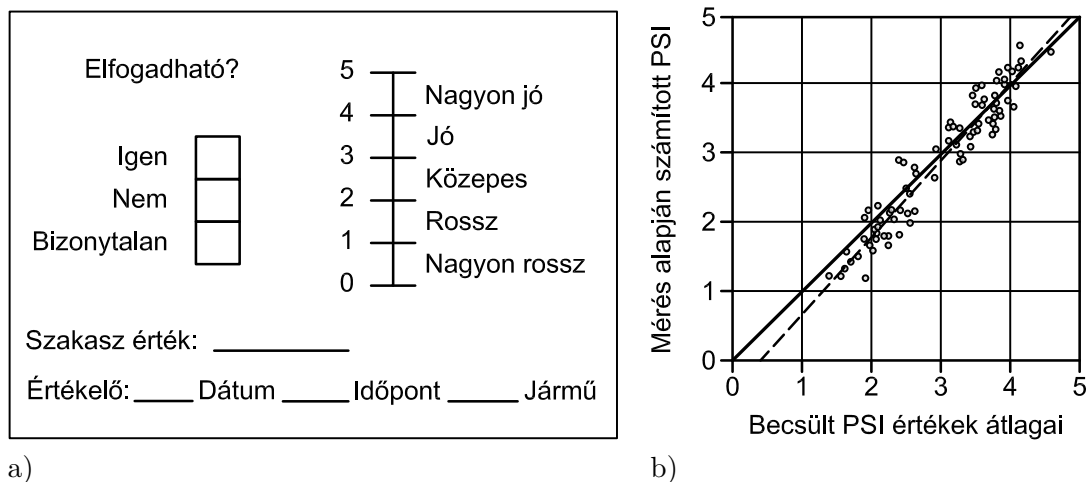
Az út a forgalom számára, a gépjármű és a gépjárművezető reális igényének kielégítésére épül. Bármennyire is jól építették meg az útburkolatot, és bármennyire is jó a fenntartása, a forgalom, a klíma és az idő hatására az útburkolat minősége erősen leromlik és megéri a felújításra, újraépítésre. Az útburkolat időben változó, pillanatnyi minőségi állapotának az egyértelmű reális értékelése igen nagy jelentőségű. Mégis, ezt a kérdést sokáig nem oldották meg a mérnökök, a burkolatfelületi vizsgálati módszerek fejlődése ellenére sem. Ezek legtöbbször ugyanis csupán az új burkolati rétegek átadás-átvételi eljárásának céljaira használták fel. Csak az 1950-es évek vége felé dolgozták ki az USA-ban W. N. Carey és P. E. Irick az útburkolatok állapotának értékelésére azt az igen fontossá vált módszert, amely az 1960-as évek elején a nagyszabású AASHO-útkísérletek (American Association of State Highway Officials<sup>1</sup>) révén számos országban elterjedt (Nemesdy, 1971).

#### 3.1.1. Present Serviceability Index (PSI)

A módszer alap gondolata szerint a burkolat és az út feladata egyértelműen az, hogy megfeleljen az úthasználóknak, illetve az őket legjobban megszemélyesítő gépjárművezetőknek. Ezért az útburkolatok minősítésekor a gépjárművezetők nagy tömegének szubjektív véleményeiből kell egy objektív ítéletet alkotni. Carey és Irick módszerének kialakításakor számos különböző minőségű és elhasználtságú útszakaszokon nagyobb létszámú gépjárművezetőt utaztatott végig saját megszokott gépjárműjükön. A kísérleti személyek között a legkülönbözőbb foglalkozásúak voltak, akik a népességmegoszlást képviselték a háziasszonytól a hivatalnokig és a rendőrig. A vizsgált burkolatszakaszokat mindegyiküknek önállóan kellett minősítenie és osztályoznia egy-egy számmal, a 3.1 a) ábrán látható kártyákat kitöltve útszakaszonként. A jegyek 0–1 (igen rossz állapotú útburkolat) és 4–5 (kitűnő állapotú útburkolat) között változhattak. Kizárólag a burkolatminőséget kellett értékelni, a vonalvezetés befolyását nem. Az akkori szóhasználat szerint egy-egy ilyen értékelés az egyén *pillanatnyi használhatósági értékelése* (Present Serviceability Rating, PSR) volt. Az egyes vizsgált szakaszokat az adott időpontban jellemző ún. *pillanatnyi használhatósági index*-számot (Present Serviceability Index, PSI-szám, sokszor csak *p* betűvel jelölve) pedig az összes minősítő személy által adott jegyek számtani átlaga adta. A szerzett tapasztalat szerint az úthasználók eléggé egybehangozóan, viszonylag kis szórással ( $\sigma_p = \pm 0,5$ ) minősítették a különböző burkolatokat. A gyakorlatban viszont nehezen oldható meg, hogy az egész úthálózat értékelését a fenti módszerrel hajtsák végre. Emiatt komoly erőfeszítéseket tettek annak érdekében, hogy különféle objektív és gyors mérési eljárásokat a hálózat egyes mintáin végrehajtott szubjektív értékeléssel korrelációba hozzák (Gáspár, 2003).

Az egyszerűnek tűnő módszer kitűnő műszaki megalapozása hosszú kísérletek és korreláció vizsgálatok után éppen abban volt, hogy a szubjektív ítéletek átlageredményét szoros matematikai összefüggésbe hozták a vizsgált és minősített burkolatszakasz használhatóságát befolyásoló,

<sup>1</sup><http://www.transportation.org>



3.1. ábra. Kérdőlap az útburkolat PSI becsléséhez (a), a becsült és a méréssel-képlettel megállapított PSI igen szoros korrelációban jól megfelelnek egymásnak (b).

pontosan mérhető műszaki burkolatjellemzőkkel. Így a vizsgált burkolatszakasz hosszirányú hullámossága mellett, pontosan megállapították a burkolatjavítások és foltozások nagyságát (területét), a burkolati repedéseknek a hosszát ill. területét, végül aszfaltburkolatoknál a keréknyomok hűrűmagasságait.

A PSI használhatósági index-számot a következő korrelációs összefüggésekkel fejezték ki végül hajlékony (aszfalt) burkolat esetén:

$$PSI = 5,03 - 1,91 \cdot \log(1 + \overline{SV}) - 0,01\sqrt{C + P} - 1,38 \cdot \overline{RD}^2 \quad (3.1)$$

merev (beton) burkolatoknál pedig:

$$PSI = 5,41 - 1,80 \cdot \log(1 + \overline{SV}) - 0,09\sqrt{C + P} \quad (3.2)$$

a következő jelölések mellett:

- $\overline{SV}$  a keresztmetszvény 30 cm-enként kijelölt pontjaiban mért esésértékek átlaga. A felületi egyenetlenség jellemzésére szolgál (slope variance);
- $C$  a burkolatrepedések, hálós repedések, csak lazán összefüggő burkolatfelületek területének mérőszáma [ $\text{ft}^2/1000 \text{ft}^2$ ] dimenzióval;
- $P$  a burkolatjavítások, foltozások területének a mérőszáma [ $\text{ft}^2/1000 \text{ft}^2$ ] dimenzióval;
- $\overline{RD}$  a nyomvályú mélysége 1,22 m hosszú gerendával mérve [inch]-ben.

A fenti összefüggések paramétereit az AASHO-útkísérletek alatt felvett nagyszámú mérési adat feldolgozásából, az azokból képzett pontsorokra legjobban illeszkedő regressziós összefüggések meghatározásából nyerték (Carey és Irick, 1960).

Az összefüggések elemzéséből derült ki, hogy az úthasználók a hibátlan burkolatoknál ( $P = C = \overline{RD} = 0$ ) a betonburkolatokat jobbnak tartják; ugyanakkor, ha a betonburkolatot javítják, foltozzák, akkor azt nagyobb értékcsökkenésnek tekintik, mint aszfaltburkolat esetében. Egyértelműen adódott, hogy a döntő állapotparaméter a felületi egyenetlenség, hiszen a többi állapotparaméter hatásának hozzáadásával csupán 5%-nyit lehetett a PSR és a PSI közötti korrelációs együtthatót javítani. Lényeges annak hangsúlyozása, hogy a PSI és a PSR nem két különböző módot jelent a burkolathasználhatóság jellemzésére, hanem a PSI lehetőséget teremt arra, hogy az objektív módon meghatározott állapotadatokat szubjektív alapú paraméter megbecslésére használják (Carey és Irick, 1960; Haas és Hudson, 1971). A bemutatott módszer

alapján értékelték ki 1961-62-ben a nagy AASHO-útkísérletet, amikor is az alábbi osztályozást alkalmazták (Nemesdy, 1971):

- PSI=4,5 estén: nagyon jó.
- PSI=3,5 estén: jó.
- PSI=2,5 estén: még kielégítő.
- PSI=1,5 estén: rossz.
- PSI=0,5 estén: igen rossz.

Egy burkolat hasznos élettartama addig tart, amíg az azt jellemző PSI használhatósági index a 4,5 értékről az idő folyamán le nem csökken 2,5 ill. esetleg 1,5 értékre.

A módszer európai érvényességére Nyugat-Németországban 1967-ben nagyméretű kísérletet végeztek. A kísérlet alatt 105 db eltérő minőségű kísérleti útszakaszt választottak ki, és a szakaszokon rendre gondosan felmérték a  $C$  repedési tényezőt, a  $P$  foltozási, javítási tényezőt, a keresztirányú húrmagasságot és végighaladva a hajlászó készülékkel, a 30 centiméterenként mért hajlások értékeiből képezték a  $\overline{SV}$  szórásnégyzet varianciát. Ezen adatok alapján a fenti két képlettel megállapították 105 szakasz mérések alapján számított PSI használhatósági indexszámát. Ezek után 83 db teljesen különböző foglalkozású egyén saját személygépkocsijával és 17 db tehergépkocsi vezető tehergépkocsival bejárta és szubjektíven a 3.1 a) ábrán már bemutatott értékelőlapon számmal osztályozta az összes mérendő útszakaszt minősége szerint. Az így eredményül kapott PSI becsült átlagértékek valamint a felülethibák mérése és a képletek alapján számított PSI használhatósági index-számok igen nagy megbízhatósággal szorosan megfeleltek egymásnak (3.1 b) ábra).

Az 1960-as évek végén a volt Csehszlovákiában 40 db megerősített burkolattal átépített útszakaszon szintén végeztek méréseket a jellemző használhatósági index-számok megállapítására. Itt kizárólag a pályahibák felmérésére és az egyenetlenségi hullámok mérőlécek alatti méréseire szorítottak. A módosított összefüggés hajlékony burkolatra a következő volt:

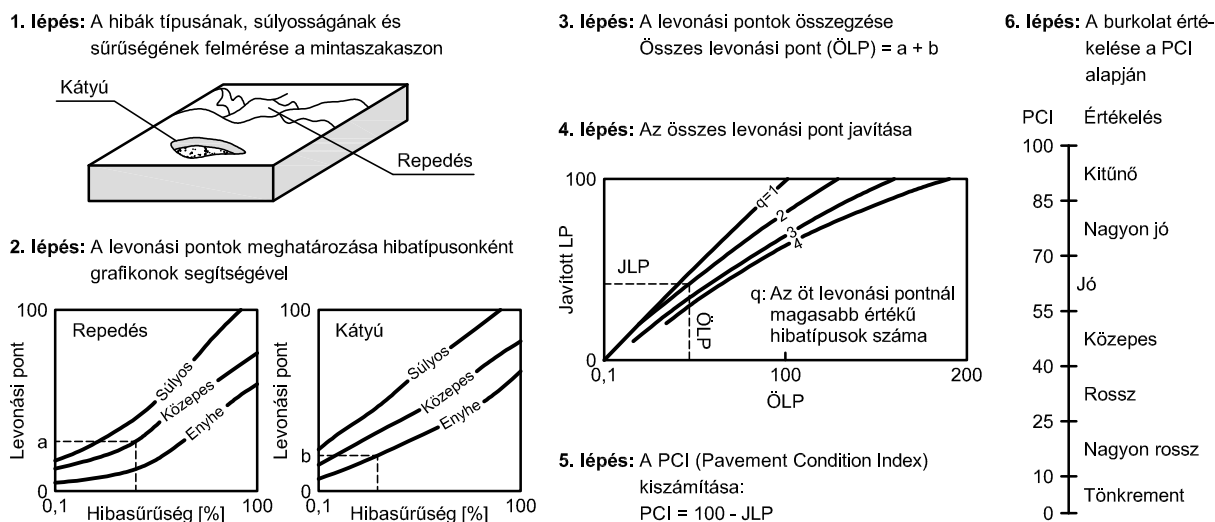
$$PSI = 5,00 - X_{\text{átl}} - 0,3\sqrt{C + P} - 0,22 \cdot \overline{RD}^2 \quad (3.3)$$

Itt a második tag a 4 m hosszú léccel mért egyenetlenségmagasságok átlagértéke, 10 egymás utáni lécfektetésből. A  $C$  és  $P$  értelmezése változatlan, az  $\overline{RD}$  ismét az 1,22 m hosszú, keresztirányban fektetett léccel mért húrmagasságok átlaga 10 mérésből, most már cm-ben. Látható, hogy a burkolatjavításokból és a repedésekből, pályahibákból adódó minőségsökkenést jóval nagyobb súllyal vették figyelembe, mint az amerikai-német változatban. Az USA-ban kidolgozott koncepció és képlet tehát Európában is megerősítést nyert. Az új burkolat állapotát így azonnal az átvételkor, vagy a már elavult burkolat állapotát később is meg lehet objektíven ítélni és mérni a  $PSI$  számok alapján (Nemesdy, 1985a).

### 3.1.2. Pavement Condition Index (PCI)

A Pavement Condition Index (PCI) egyetlen állapotparamétere az út felületi hibáira vonatkozó kombinált index. A módszer egy korai formája az amerikai Washington államban kialakított változat, amely csökkentő tényezőkkel operál (LeClerc és Marshall, 1970).

Az eljárás célja az, hogy a különböző útszakaszokat egy egységes, 100 fokozatú skálán lehessen értékelni. A tökéletesen hibamentes utat tekintik 100 pontosnak. Ebből kerülnek levonásra az egyes hibatípusok értékeléséből számított hibapontok. Az értékelést homogénnek tekintett szakaszokra végzik el. A szakaszon belül kettő, vagy több mintaterületen végeznek állapotértékelést. A mintaterületek kiválasztása általában véletlenszerűen történik. Ez alól kivétel, ha csak két mintaszakasz kerül kijelölésre, ezeknek ugyanis az útra jellemző állapotú felületre kell esniük. A lokálisan jelentkező, jelentősen rosszabb állapotban lévő szakaszokat (pl. munkagépek



3.2. ábra. A PCI meghatározás lépései (Shahin és Walther, 1999).

átjárása) külön, ún. speciális szakaszként értékeli. A mintaterületek nagysága 93–372 m<sup>2</sup>-ig (1000–4000 láb<sup>2</sup>) terjedhet (Shahin, Darter és Kohn, 1976; Shahin és Walther, 1999).

1. lépés: Az értékelést végző személy a mintaterületet bejárva, vagy annak széléről megfigyelve leírja a jellemző hibatípusokat, ezek súlyosságát (3 fokozatú skála: enyhe, közepes, súlyos) és kiterjedését (a mintaterület felületének %-ában).
2. lépés: A súlyosság és a hibasűrűség függvényében grafikonok segítségével külön-külön meghatározható az egyes hibatípusok hibapontja. A vízszintes tengelyen a burkolathiba típus sűrűsége vagy kiterjedése látható. A három görbe a különféle súlyossági fokoknak felel meg.
3. lépés: A hibatípusok levonási pontjainak összegzése.
4. lépés: A hibapontok összege meghaladhatja a 100 pontot, ezért a kapott eredményt ismét egy 100 pontos skálára kell átszámolni. Ennek elvégzéséhez is egy grafikon használható, amely figyelembe veszi azt is, hogy hány meghatározó (hibapont > 5) hibatípus összegzésével alakult ki az átszámítandó érték. E lépés eredményeképp meghatározásra kerül a levonási pontok javított összege. Elképzelhető azonban, hogy egy (vagy több) hibatípus levonási pontja nagyobb a javított összegnél. Ebben az esetben a legnagyobb hibaponttal kell tovább számolni.
5. lépés: A mintaterület PCI értéke úgy kapható meg, ha 100-ból levonjuk a 4. lépésben meghatározott hibapontot. Az útszakasz jellemző PCI értéke a minta és a speciális szakaszok PCI értékeinek területtel súlyozott átlagaként alakul ki.

A 3.2 ábra azt szemlélteti, hogy a PCI különböző értéktartományai a burkolathibák milyen minőségi osztályozásával párosíthatók. Fontos még megemlíteni, hogy míg a PSI az útburkolat használhatóságát a járművezető szemszögéből értékeli, addig a PCI az útpályaszerkezet műszaki állapotát jellemzi. További részleteket találunk Smith, Rodenborn és Wiggins (1986) munkájában.

### 3.1.3. Overall Pavement Index (OPI)

A burkolathiba felvételkor az egyes hibatípusok kiterjedését és súlyosságát rögzítik. A nehézséget a különféle hibatípusok és azok kombinációinak együttes értékelése okozza. Ezért is terjedtek el

a különféle összegző indexek, amelyek az egyes útszakaszok összehasonlításához segítenek hozzá. Az út állapotának komplex értékelését a súlyozó tényezők ismeretében lehet elvégezni. Ezek objektív meghatározását gátolja, hogy egyelőre nagyrészt ismeretlenek azok az összefüggések, amelyek az egyes állapotjelzőkkel jelzett tulajdonságok és a leromlási folyamat között fennállnak, mint ahogy ismeretlenek az egyes tulajdonságok kölcsönös kapcsolatai is (Kosztka, 2001). Jelenleg ezért ezek a mutatók általában szubjektív és empirikus alapokon nyugszanak. A kombinált indexek (Overall Pavement Index) általános formája a következő:

$$OPI = W_1C_1 + W_2C_2 + W_3C_3 + W_4C_4 + \dots + W_iC_i \quad (3.4)$$

ahol:

$OPI$  = összesített burkolatindex.

$W_i$  = az  $i$ -edik burkolatállapot paraméter súlyozó tényezője.

$C_i$  = az  $i$ -edik burkolatállapot paraméter mérőszáma.

A különböző kombinált indexeknek a megalkotásakor tudatában kell lenni a probléma szubjektív jellegével, amely a szubjektív információk számszerűsítését lehetővé tevő technikák alkalmazását teszi szükségessé. Sokszor erre a célra a Delphi-technikát<sup>2</sup> használják fel. A módszer egy kérdőíves felmérés, amely nem egy reprezentatív mintán, hanem a kutatási téma teljes szakértői/véleményformálói körét figyelembe véve kerül lekérdezésre. A felkért szakértői csoport különböző elméleti helyzeteket (az egyes állapotparaméterek szintjeit jellemző kombinációk esetében követendő fenntartási módszereket) állítanak sorba. Statisztikai elemzést követően kapják meg ezután az összegzett burkolatminőségi index egyenletét (Gáspár, 2003).

### 3.2. Az útburkolatok felületi hibáinak felvétele

Az útburkolat felületi hibáinak felvétele vagy az útszakasz mentén sétálva vagy pedig lassan haladó járműből történhet. A gyalogos állapotfelvétel részletes és pontos adatgyűjtésre ad lehetőséget, időigényessége miatt viszont teljes hálózatok felvételezésére nem jöhet számításba. Ennek a hátrányának a kiküszöbölése úgy lehetséges, hogy a teljes hálózatot véletlenszerű mintaszakaszok kijelölésével és felvételezésével jellemzik. A mintaszámot statisztikai közelítéssel célszerű megállapítani, figyelembe véve a burkolathibák minőségi szórását és az állapotfelvételtől megkívánt pontosságot (Gáspár, 2003).

A gyalogos felvétel mellett elterjedt, hogy a felületi hibákat az úton lassan – 8-15 km/h sebességgel – haladó mérőgépkocsiból veszik fel. Az eljárás fő előnye, hogy ily módon a szóban forgó úthálózat nagy része vagy egésze egységesen jellemezhető. Ugyanakkor tény, hogy az így nyert állapotinformációk minősége a gyalogos bejárás alatt gyűjthetőkétől elmarad. Ennél a módszernél gyakran választják azt a megoldást is, hogy a lassan haladó gépkocsival történt értékelést véletlenszerűen választott útszakaszok gyalogos bejárásával kombinálják. A 60-80 km/h sebességgel haladó gépkocsiból történő hibafelvételről többször bebizonyosodott, hogy ekkor a burkolathibákat nem lehet a szükséges részletességgel és pontossággal rögzíteni. Nagy járműsebesség mellett a hosszirányú felületi egyenletességet (IRI) célszerű fő burkolatállapot jellemzési paraméternek tekinteni (Gáspár, 2003).

#### 3.2.1. Burkolatfelület állapotának minősítése Roadmaster rendszerrel

A burkolathiba felvételezés objektivitás fokozása céljából 1991-ben a személyi és célszámítógépekkel segített Roadmaster (RM) burkolatvizsgáló és értékelő rendszert vezettek be kötelező jelleggel a hazai országos közutak évenkénti állapotminősítésére (Ambrus és Pallós, 2004).

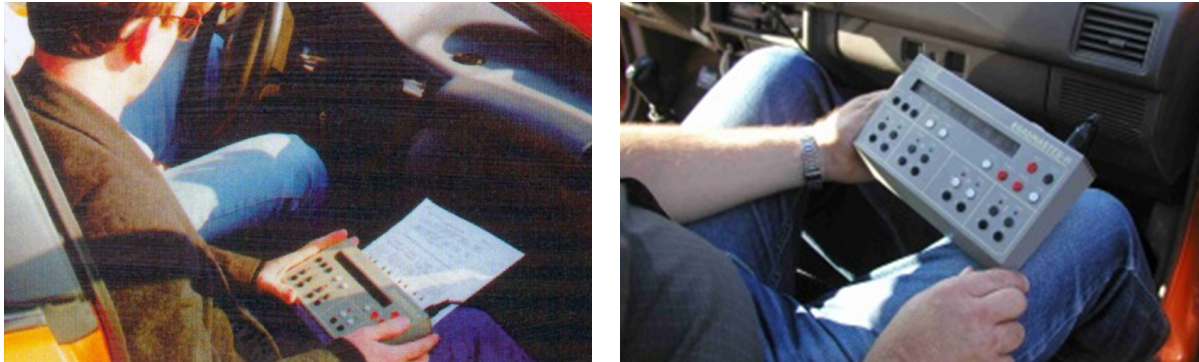
A Roadmaster rendszer lényege, hogy az útvizsgáló, mint azt út állapotáért és az adatok megbízhatóságáért felelős szakember a saját céljai érdekében minden állapotromlást felismer

<sup>2</sup>A megnevezés az adott témában történő, lehető legteljesebb körű összegyűjtött tudás/információ adekvát megfogalmazására utal – akárcsak a Delphi jósda „működési elve”.



F hibamező		D hibamező		H hibamező		E hibamező	
Felületi bomlás		Deformációk		Burkolat szél letörés, hosszrepedés		Keresztrepedés, elágazó repedés	
Kipergés	[S2]	Mély def. szak.	[S2]	Hosszr. széles	[S2]	Mozaikhálós repedés	[S2]
Izzadás	[S1]	Sekély def. szak.	[S1]	Hosszr. keskeny	[S1]	Tömbhálós repedés	[S1]
Kátyú	[P2]	Mély süllyedés	[P2]	Burkolat sz. törés	[P2]	Keresztr. széles	[P2]
Folt(ozás)	[P1]	Sekély süllyedés	[P1]	Burkolat sz. repedés	[P1]	Keresztr. keskeny	[P1]

3.1. táblázat. A Roadmaster burkolathiba típusok neve, kódja és a rögzítő nyomógombok.



3.3. ábra. Roadmaster mérőberendezés tasztatúra (Ambrus és Pallós, 2004).

és a Roadmaster műszerrel rögzít. A Roadmaster műszer egy gépkocsiba szerelhető digitális hosszmérő-modullal ellátott 32 Kbyte-os célszámítógép, amellyel az útvizsgáló szakember a repedések, deformációk és felületi bomlások összesen 16 félé típusát képes helyazonosítással együtt felmérni, kódolni és tárolni irodai feldolgozás céljára (Csorba, 1999). A Roadmaster berendezéssel rögzíthető hibafajtákat a 3.1 táblázat foglalja össze.

A megfigyelést végző személy kis sebességgel haladó gépkocsiban ülve szubjektív megfigyeléssel nyomógombok kezelésével rögzíti a burkolat állapotát (3.3 ábra). A mérőberendezés a gombbal meghatározott jellemzőt a mért szelvényvel együtt tárolja. A jól kiképzett útvizsgáló szakmai felkészültsége és a gépi pontosság együtt alapozza meg a felvett információk megbízhatóságát. A felmért úthiba-adatokat egy program kiolvassa a műszerből és áttölti az irodai számítógépbe, ahol az RM-TANINFO program elkészíti a mért adatokra és az előírt minősítési követelményekre alapozott szakértői állapotszint-számításokat. Az útpálya különböző hibáinak jellemzésére az egész útszakasz vizuális alapú 5 fokozatú osztályozást választották. A Roadmaster-es felméréssel egyidejűleg, a mindkét oldali útpadka- és árokhiányosságok látható mértéke alapján az ún. víztelenítési osztályzat is megállapításra kerül. A jelzőszám jelentése: jó, megfelelő, nem megfelelő állapot. Az 1991-1996 közötti tavaszi RM tréningeken végzett megbízhatósági szint vizsgálatok igazolták, hogy rendszeres oktatás és konzultációk szervezésével az RM rendszerű állapotminősítés megbízhatósági szintje akár 92% felett tartható (Csorba, 1999).

### 3.3. Erdészeti utak szubjektív állapotértékelése

#### 3.3.1. Gyalogos állapotfelvétel és értékelés

A burkolat megfelelőségét kifejező *járhatóság* egy szubjektív módon meghatározott érték, amely az út, úthasználók által ítélt járhatóságára ad felvilágosítást a jellegzetes úthibák súlyozott figyelembevételével. A járhatóság fogalmát először Kosztka (1986) munkájában említi. Ez az érték az úthasználók szempontjaiból minősíti az út állapotát és jelöli ki a szükséges beavatkozásokat. Miután az erdészeti utakon az úthasználók elsőrendű szempontja a forgalmi költségek alakulása – szemben a közutakkal, ahol az utazáskényelmi szempontok a mértékadóak – ezért a burkolat

állapotának értékelésénél alapvető szempontként a hiba forgalmi költségek alakulására gyakorolt hatását kell figyelembe venni. Az értékelést több szempont szerint külön-külön kell elvégezni (Kosztka, 2001).

Állapotfelvételkor a burkolat állapotát az egyes szempontokhoz rendelt skálán értékeljük. Célszerű, ha az állapot leírásához egy olyan rendszert alakítunk ki, amelyik egyrészt numerikus határértékekkel, másrészt különféle szóbeli jellemzéssel írja le az út állapotát (Schönberger, 1983). Ezek mellé a fogalmak mellé egy 5 fokozatú skálát célszerű rendelni úgy, hogy az a vizsgált tulajdonság forgalmi költségekre gyakorolt súlyát kifejezze. A skálán a legjobb állapotot az 1-es osztályzat, a rossz, tűrhetetlen állapotot 5-ös érték jelzi.

A járhatóság meghatározásánál az útburkolat használhatóságát befolyásoló tényezők közül mértékadóknak a legmagasabb értékkel bíró állapotparamétert kell tekinteni. Előnyös, ha ezt az értéket még módosítani lehet további szempontok szerint, amit átlagérték-kiegészítésnek nevezünk. Az út állapotára jellemző járhatóság értékét úgy kapjuk, hogy a használhatósági értékhez hozzáadjuk az átlagérték kiegészítést, majd az így kapott számot fél értékre kerekítjük. A leírtaknak megfelelő – állapot felvételére és értékelésére szolgáló – felvételi lapot a 3.4 ábra tartalmazza. A vizsgálandó állapotjelzők körét, azok egymáshoz viszonyított súlyát és az állapotukhoz rendelt osztályzatokat irodalmi adatok, valamint terepi tapasztalatok és kutatási eredmények alapján állították össze. Az értékelési rendszer sok szubjektív elemet tartalmaz, amit fokozhat az állapotfelvételt végző személyzet összetétele és szakmai felkészültsége is (Kosztka, 2001).

### 3.3.1.1. A burkolat állapotfelvétele és értékelése

A burkolat állapotát jellemző *járhatóság* meghatározása gyalogosan történik. A felvételt végző személyzet minimum két főből áll, akik 100 m-enként értékelik a burkolat állapotát és azt az állapotfelvételi lapon feltüntetik (3.4 ábra). Az értékelés teljesítménye mintegy 3 km óránként. A kifáradásból adódó figyelmetlenség és a kialakuló automatikusság miatt a reális maximális napi teljesítmény 15 km úthossz. A kitöltött felvételi lapokat belső munkával kell feldolgozni. Először a járhatóság értékét kell kialakítani, majd a 100 m-enként meghatározott járhatóságot grafikusán, hossz-szelvényyszerűen ábrázolni. Az így kapott diagram jól érzékelteti az út állapotának változását és a helyi eltéréseket, valamint ennek alapján könnyen kijelölhetők az azonos állapotúnak tekinthető útszakaszok is (Kosztka, 1986; Kosztka, 2001).

### 3.3.1.2. Továbbfejlesztési lehetőségek

A nagy tömegű mérés és kiértékelés elvi lehetőségét és módszerét már Kosztka (1986) értekezésében is olvashatjuk. Az elképzelés szerint a felvétel alapját egy mérőkocsi adja, amely lassan (10 km/h sebességgel) halad, miközben a megfelelően beállított kamerák az út egyes részeit folyamatosan felveszik. A megtett utat egy számítógéphez csatolt útdóval mérik és a kiadott utasításokkal együtt valamilyen adathordozóra rögzítik. Az utasítások ekkor mindig valamilyen úttal kapcsolatos észrevételt (pl. kátyú eleje, kátyú vége) jelentenek. A beutazás végén létrejön elvileg egy bármikor lejátszható képsor az út állapotáról, valamint egy adatsor az adathordozón, amely a későbbi kiértékelés alapját adja. Bár a rendszer elvi felépítése korán megszületett, gyakorlati megvalósítása nem történt meg (erdészeti utaknál).

### 3.3.2. Automatizált állapotfelvétel és értékelés

Az erdészeti feltáróutak gyalogos állapotfelvétele részletes és pontos adatgyűjtést tesz lehetővé, mégis az előnyök mellett számos hátrányos tulajdonsággal is bír:

- az úton végzett munka mindig balesetveszélyes,
- a különböző minősítő személyek eltérő értékeket határoznak meg,
- lassú az állapotértékelés és nagy a bérköltség.

## FEJEZET 3. AZ ÚTHÁLÓZAT ÁLLAPOTÁNAK SZUBJEKTÍV ÉRTÉKELÉSE

20

ÁLTALÁNOS ADATOK	Dátum:	Út megnevezése, jele:	A pályaszerkezet építési módja	Burkolat szélessége:	Szakasz száma:
	Időjárás: <input type="radio"/> száraz idő száraz burkolat  <input type="radio"/> ködszítálás, kis eső nyirkos burkolat  <input type="radio"/> eső vízes burkolat	Útosztály:	Alap:	Korona szélessége:	hm-től
		Felnevő neve:	Burkolat:	Építés éve:	hm-ig
		Foglalkozása:	Talaj: <input type="radio"/> fagyveszélyes <input type="radio"/> fagyérzékeny <input type="radio"/> fagyálló	Utolsó beavatkozás:	Utolsó felvétel:

HASZNÁLHATÓSÁGI ÉRTÉK	EGYENLETESÉG	KOMFORT ÉS BIZTONSÁG SZÁRAZ BURKOLATON	Egyenetlenség	nem érzékelhető	nagyon jó	1,0 <input type="checkbox"/>	LEGNAGYOBB ÉRTÉK ▼ <input checked="" type="radio"/>			
			Egyenetlenség vagy hosszirányú alakváltozás csak a hosszszelvényben	világosan kivehető erősen kivehető	jó	1,5 <input type="checkbox"/> 2,0 <input type="checkbox"/>				
			Bordásodás (vízes makadámon)	kezdődő kivehető erősen kivehető nagyon erősen kivehető zavaró	közepes elviselhető még kielégítő rossz	2,5 <input type="checkbox"/> 3,0 <input type="checkbox"/> 3,5 <input type="checkbox"/> 4,0 <input type="checkbox"/> 4,5 <input type="checkbox"/>				
			Keresztirányú vályúszerű alakváltozások (keréknyomok)	nagyon gyengén kivehető gyengén kivehető egyértelműen kivehető erősen kivehető nagyon erősen kivehető	jó közepes	1,5 <input type="checkbox"/> 2,0 <input type="checkbox"/> 2,5 <input type="checkbox"/> 3,0 <input type="checkbox"/> 3,5 <input type="checkbox"/>				
			Felületi kopások (főként aszfaltmakadámon)	kezdődő foltokban helyenként foltokban gyakran felületen	jó közepes rossz	2,0 <input type="checkbox"/> 2,5 <input type="checkbox"/> 3,0 <input type="checkbox"/> 3,5 <input type="checkbox"/>				
			Felületi hibák, kitérések, kátyúk	egyedül sűrűbb kiterjedt	közepes rossz/még kielégítő	3,0 <input type="checkbox"/> 3,5 <input type="checkbox"/> 4,0 <input type="checkbox"/>				
			Sebesség csökkentése szükséges?	helyenként gyakran tartósan	rossz/még kielégítő nem kielégítő	4,0 <input type="checkbox"/> 4,5 <input type="checkbox"/> 5,0 <input type="checkbox"/>				
			ÁTLAGÉRTÉK KIEGÉSZÍTÉS	Hátós repedések	Repedeztettség	Érintett felület		Beavatkozást nem igényel	0%	nem érzékelhető
Helyi (lokális) beavatkozás	5%	egyedül					jó			
Kitérések	Kátyúk	Érintett felület		Szalagszerű sávjavítás 50%-on	10%	gyakori	közepes	2,5 <input type="checkbox"/> 3,0 <input type="checkbox"/> 3,5 <input type="checkbox"/> 4,0 <input type="checkbox"/> 4,5 <input type="checkbox"/> 5,0 <input type="checkbox"/>	+0,25	
				Szalagszerű javítás 100%-on	20%	kiterjedt	rossz/még tűrhető			
				Teljes felület felújítása	40%	erősen kiterjedt	tűrhetetlen	4,5 <input type="checkbox"/> 5,0 <input type="checkbox"/>	+0,50	
Burkolatszél állapota					Beavatkozást nem igényel	0%	nem érzékelhető	nagyon jó	1,0 <input type="checkbox"/> 1,5 <input type="checkbox"/> 2,0 <input type="checkbox"/> 2,5 <input type="checkbox"/> 3,0 <input type="checkbox"/> 3,5 <input type="checkbox"/> 4,0 <input type="checkbox"/> 4,5 <input type="checkbox"/> 5,0 <input type="checkbox"/>	+0,00
					Helyi (lokális) beavatkozás	5%	egyedül	jó		
					Szalagszerű sávjavítás 50%-on	10%	gyakori	közepes	2,5 <input type="checkbox"/> 3,0 <input type="checkbox"/> 3,5 <input type="checkbox"/> 4,0 <input type="checkbox"/> 4,5 <input type="checkbox"/> 5,0 <input type="checkbox"/>	+0,25
					Szalagszerű javítás 75%-on	20%	kiterjedt	rossz/még tűrhető	4,0 <input type="checkbox"/> 4,5 <input type="checkbox"/> 5,0 <input type="checkbox"/>	+0,50
					Szönyegszerű javítás	40%	erősen kiterjedt	tűrhetetlen		
					Hibátlan			nagyon jó	1,0 <input type="checkbox"/> 1,5 <input type="checkbox"/> 2,0 <input type="checkbox"/> 2,5 <input type="checkbox"/> 3,0 <input type="checkbox"/> 3,5 <input type="checkbox"/> 4,0 <input type="checkbox"/> 4,5 <input type="checkbox"/> 5,0 <input type="checkbox"/>	+0,00
				Rövid szakaszon repedt			jó			
			Hiba a szakasz hosszának 50%-án			közepes	3,0 <input type="checkbox"/> 3,5 <input type="checkbox"/> 4,0 <input type="checkbox"/> 4,5 <input type="checkbox"/> 5,0 <input type="checkbox"/>	+0,25		
			Hiba a szakasz hosszának 75%-án			rossz/még tűrhető	4,0 <input type="checkbox"/> 4,5 <input type="checkbox"/> 5,0 <input type="checkbox"/>	+0,50		
			Hiba a teljes hosszban			tűrhetetlen				
Járhatóság	Összesen		Használhatósági érték + kiegészítés tekintet nélkül a forgalomra		<b>KEREKÍTÉS FÉL ÉRTÉKRE:</b>					

TOVÁBBI HIÁNYOSSÁGOK	TÍPUSOK	Kiterjedés/Gyakoriság			Szelvényben		BEHAJLÁS		Megjegyzés:
		gyenge egyes	jelentős gyakori	erős kiterjedt	-tól	-ig	Bal kerék	Jobb kerék	
	Árok erózió								
	Árok feliszapolódás								
	Árok feltöltődés								
	Padka felhízás								
	Padka erózió								
	Rézsű állapota								
Rézsű növényzete									

3.4. ábra. A járhatóság meghatározásához kidolgozott állapotfelvételi lap.



3.5. ábra. Mérőkocsi (a) és a jellemző pontok (b) állandósítására alkalmazott burkolatjel.

A fenti problémák kiküszöbölésére az erdészeti feltáróutak esetében is törekedni kell. Ezért az erdészeti utak szubjektív állapotának felvételére és kiértékelésére a korábbi manuális értékelési módszert továbbfejlesztve – az Erdőfeltárási Tanszék munkatársaival közösen – kifejlesztettem a digitális felvételezés és értékelés eszközeit és technológiáját.

### 3.3.2.1. Fejlesztési előzmények

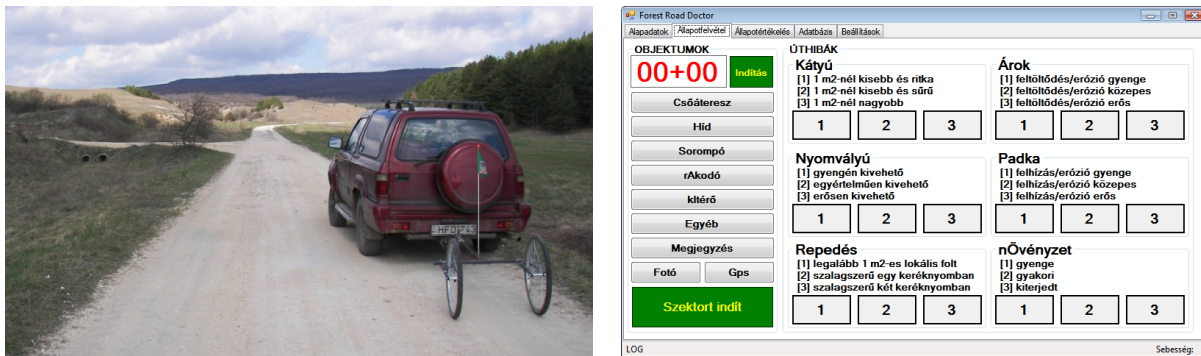
A fejlesztés első szakaszában az állapotértékelést a gyalogos módszer helyett egy lassan mozgó gépjárműből hajtottuk végre. A felvétel alatt az értékelő személy ugyan azt az állapotértékelő lapot töltötte ki, mint a gyalogos módszernél (3.4 ábra). Korán kiderült, hogy még alacsony sebesség mellett (8-10 km/h) sem lehetséges a gyalogos értékelés pontosságát visszaadni (a figyelem megoszlása miatt). Ezért a későbbiekben az értékelő személy már közvetlenül csak egy szubjektív értéket határozott meg (1–5) és amikor az út állapotában változás történt, ezt a szubjektív értékelést – a szelvénnel együtt – egy felvételi lapra manuálisan rögzítette.

**Jellemző pontok rögzítése.** A feltáróutak hosszát egy a mérőkocsihoz kapcsolt kalibrált mérőkerék segítségével határoztuk meg úgy, hogy az út eleje pontjától indulva mértük és jegyzőkönyvben rögzítettük a jellemző pontok távolságát a kezdőponttól (3.5 a) ábra). A jellemző pontok legtöbbször az alábbiak voltak:

- Az út kezdő- és végpontja,
- hidaknál az áthidalt akadály és az út tengelyének metszéspontja,
- becsatlakozó és mért út tengelyének metszéspontja,
- és végül a kilométerpont.

A jellemző pontokat aszfalt burkolatú utaknál az aszfaltba vert szeggel és sárga színű, kör alakú festéssel jelöltük (3.5 b) ábra). Makadám pályaszerkezetű utak esetében a kilométerpontokat a padkán elhelyezett íráskaróval állandósítottuk, feltüntetve a kilométer számát. Az út felmérése alatt jegyzőkönyvbe rögzítettük az úthoz kapcsolódó objektumok típusát is (mútárgyak, rakodók, kiterők stb.), valamint távolságát az út kezdőpontjától.

**Fényképek készítése.** Az utak mérése közben a jellemző pontoknál digitális fényképet is célszerű volt készíteni, kibővítve ezzel a dokumentálható helyszíni információkat. A képek készítésénél a kezdő- és végponton, a hidaknál és a becsatlakozó utaknál törekedtünk arra, hogy a digitális fénykép a beazonosításhoz a lehető legtöbb részletet tartalmazza. A kilométer pontoknál az elsődleges cél az út vonalvezetésének és állapotának vizuális rögzítése volt.



3.6. ábra. A továbbfejlesztett mérőkocsi (a) és az adatgyűjtő szoftver (b).

### 3.3.2.2. A digitális állapotörögzítés eszközzrendszere

A kezdeti módszer legnagyobb hátránya az adatok manuális rögzítése volt. Az értékelő személy figyelmét leginkább a jegyzőkönyv vezetése kötötte le. Komoly problémát okozott az is, hogy az útállapot változás határa sok esetben nem volt egyértelműen megítélhető és ennek javítására irodai körülmények között sem volt lehetőség. Végül pedig csak egy szubjektív érték lett meghatározva, így nem volt lehetőség a szükséges útfenntartási munkák hálózati szintű megtervezésére sem.

A vázolt problémákat csak úgy lehetett megoldani, ha olyan útdadó eszközt szerkesztünk, amely közvetlenül képes számítógépre küldeni a mért távolságot (szelvényezési értéket), majd ehhez rendeljük hozzá az egyes állapotjellemzőket egy grafikus felületen keresztül. Az adatok gyors rögzítése lehetővé teszi, hogy az értékelő személy az állapotértékelést részletesebben hajtsa végre, valamint a kifáradásból származó pontatlanságok is csökkennek. A digitális felvétel továbbfejlesztett eszközei az alábbiak lettek:

- mérőkocsihoz kapcsolt saját fejlesztésű kalibrált mérőkerék,
- kézi számítógép, a saját fejlesztésű adatgyűjtő programmal,
- valamint az ugyancsak tanszéki fejlesztésű számítógépes kiértékelő program.

A mérőkocsit és az adatgyűjtő szoftver felvételi képernyőmásolata a 3.6 ábrán látható. A rendszer egyes elemeinek szerepére és részletes ismertetésére a későbbiekben fogok kitérni.

### 3.3.2.3. A helyazonosítás problematikája

Az útleltár készítés egyik fő feladata az úthibák, műtárgyak és egyéb objektumok felvétele valamint ezek helyazonosításának pontosítása. A helyazonosítás alapvetően két módszerrel történik:

1. műholdas helymeghatározás (GPS),
2. és szelvényezés.

A felvétel végrehajtása közben minden leltárművelet esetén mentésre kerül az aktuális GPS pozíció, így teremtve meg a valós helyen alapuló adatbanki nyilvántartás alapját. Habár a GPS méréstechnika rohamosan fejlődik, mégsem szabad – erdei körülmények között – csak a műholdas helymeghatározásra alapozni. Ennek oka, hogy a GPS-mérés pontossága szoros kapcsolatot mutat a vegetációs ciklussal. A vegetációs időn kívüli, a késő őszi, téli és kora tavaszi időszakban elérhető geodéziai pontosságot elsősorban az erdőterület fatömege befolyásolja. Minél sűrűbben vannak a fák, minél vastagabb a törzsük, annál nagyobb darabot takarnak ki az égboltból és teszik bizonytalanabbá a távolságmérést (Bácsatyai et al., 2007). A vegetációs időben (dús lombkorona) a kitakarás olyan mértékű is lehet, hogy egyáltalán nem képesek pozíciót fogni

a műholdas eszközök. Mivel az útleltár felvétele általában kora tavasztól késő őszig tart, a helyazonosítás alapját mindmáig a szelvényezés adja.

Az utak vonalás létesítmények, így lehetőség nyílik arra, hogy a felvett úthibákat és objektumokat egy szelvényezési értékkel, vagyis az út kezdőpontjától mért távolságukkal rögzítsük. Már a korai térképkészítők is mérőkereket alkalmaztak a hosszak mérésére. A mérőkerék alapvetően fordulatokat számláló szerkezettel ellátott gördíthető kerék volt, amellyel főleg az utak hosszát mérték le, ezért útmérőnek vagy hodométernek is nevezték és lovas kocsin alkalmazták. Útmérőt a görög Héron és a római Vitruvius is szerkesztett vagy használt, újkori változatai vagy jelentősebb alkalmazásai a francia Fernel (1525), a német Schiessler (1583) és a szintén német Trechsler (1584) nevéhez fűződnek, de szabatos kivitelű utódaikat – pl. baleseti helyszínelésnél – még ma is használják<sup>3</sup>.

Ennek mintájára az Erdőfeltárási Tanszéken kifejlesztettünk egy speciális mérőkereket, amely az állapotadatokat terepi rögzítését végző szoftver számára szolgáltatja valós időben az aktuális szelvényértéket. Fejlesztés közben több különböző működési elvű prototípust is megvizsgáltunk. A gyakorlatban bevált megoldás a következő jellemzőkkel rendelkezik:

- A mérőkerék a mérőkocsi vonóhorgához kapcsolódik.
- A szerkezet futóművét két, egymással párhuzamosan elhelyezett kerék alkotja.
- A szelvényérték rögzítése egy, a mérőautó utasterében elhelyezett, saját fejlesztésű adatgyűjtő egységben történik. Az adatgyűjtő a beépített LCD képernyőjén az aktuális szelvényértéket jelzi, illetve USB kapcsolaton keresztül az állapotértékelő szoftver számára továbbítja.
- A távolság mérésére szolgáló szenzorként reed relét alkalmazunk. A relé a kerék egyik küllőjén elhelyezett mágnes elhaladásakor zárja az adatgyűjtő jelfeldolgozó egységének áramkörét, aminek hatására az adatgyűjtőn futó firmware a szelvényértéket a kerék kerületének megfelelő értékkel növeli. A jelenleg alkalmazott kerék kerülete 2015 mm, így az eszköz felbontása 2 m körüli.
- Az állapotértékelő szoftverben lehetőségünk van mind a mérőkerék kerületét, mind az aktuális szelvényértéket beállítani.
- Több, egyenlő távolságra elhelyezett mágnessel a mérőkerék felbontását növelhetjük.

A GPS vevőt a mérőkocsiban, a hozzá kábellel csatlakoztatható antennát pedig egy erős mágneset tartalmazó talp segítségével a mérőkerék közepén helyeztük el (3.7 ábra). A mérőkerék elektrotechnikai fejlesztését és kivitelezését *Markó Gerely* és *Balázs László* kollégám végezte. A kézisámítógépen futó szoftvert pedig én fejlesztettem.

A leírtakból látható, hogy az állapotadatokat megbízható rögzítése csak a két módszer és eszköz együttes használata mellett biztosítható. A GPS pozíció a valós helyen alapuló adatbanki nyilvántartást teremt meg, míg a mérőkerekkel meghatározott szelvényezési érték olyan területeken is lehetővé teszi a munkát, ahol a GPS műholdak jelének vételét a környezet nem teszi lehetővé. A két módszer az úttengely térképi vonalának ismeretében oda-vissza átszámítható.

#### 3.3.2.4. A felvételezés végrehajtása

Az értékeléseknél minden állapotjellemező esetében hármas skálát alkalmaztam. A hiba súlyosságától függően beszélhetünk gyenge/ritka (1), közepes/gyakori (2) és erős/kiterjedt (3) állapotról. A legtöbb állapotfelvételi módszer a hiba mértéke mellett annak felületi kiterjedését is rögzíti. Mivel a felvételezés mozgó gépjárműből történik, ezt a tényezőt is a háromfokozatú skála leírásába építettem be. Ennek oka, hogy a burkolati hibák nagyságának megbecslése a burkolat teljes felületének százalékában még alacsony sebesség mellett is nagyon bizonytalan.

<sup>3</sup><http://lazarus.elte.hu/hun/tanszjg/tarlat/10.htm>

A felvételezés alatt a megfigyelést végző személy a burkolat és az út környezetének állapotát a mérőkocsi folyamatos (5-10 km/h) haladása mellett egy érintőképernyős kézi számítógépen (vagy táblagépen) megjelenő háromfokozatú állapotjellemzők megfelelő értékének megjelölésével rögzíti. Abban az esetben, ha egy hibatípus nem fordul elő, akkor az adott hibaérték súlyossága nulla (0). Ez gyakorlatilag azt jelenti, hogy az adott szelvényértékekhez nem kerül rögzítésre semmilyen érték sem. A felvételezés menetét a 3.7 ábra mutatja be szemléletesen.

A szubjektív állapot felvétele közben az utak kezdeténél és végénél, hidaknál, valamint kilométerenként digitális fénykép is készül, kibővítve ezzel a dokumentálható helyszíni információkat. Később ezek a fényképek további elemzésekre adnak lehetőséget.

### 3.3.2.5. Az útpályaszerkezet felületi romlásának értékelése

A romlások jellege háromféle lehet: *deformáció*, *repedés* és *bomlás*. Az idő függvényében a romlás általában az alábbi fokozatokban jelentkezik:

$$deformáció \longrightarrow repedés \longrightarrow bomlás$$

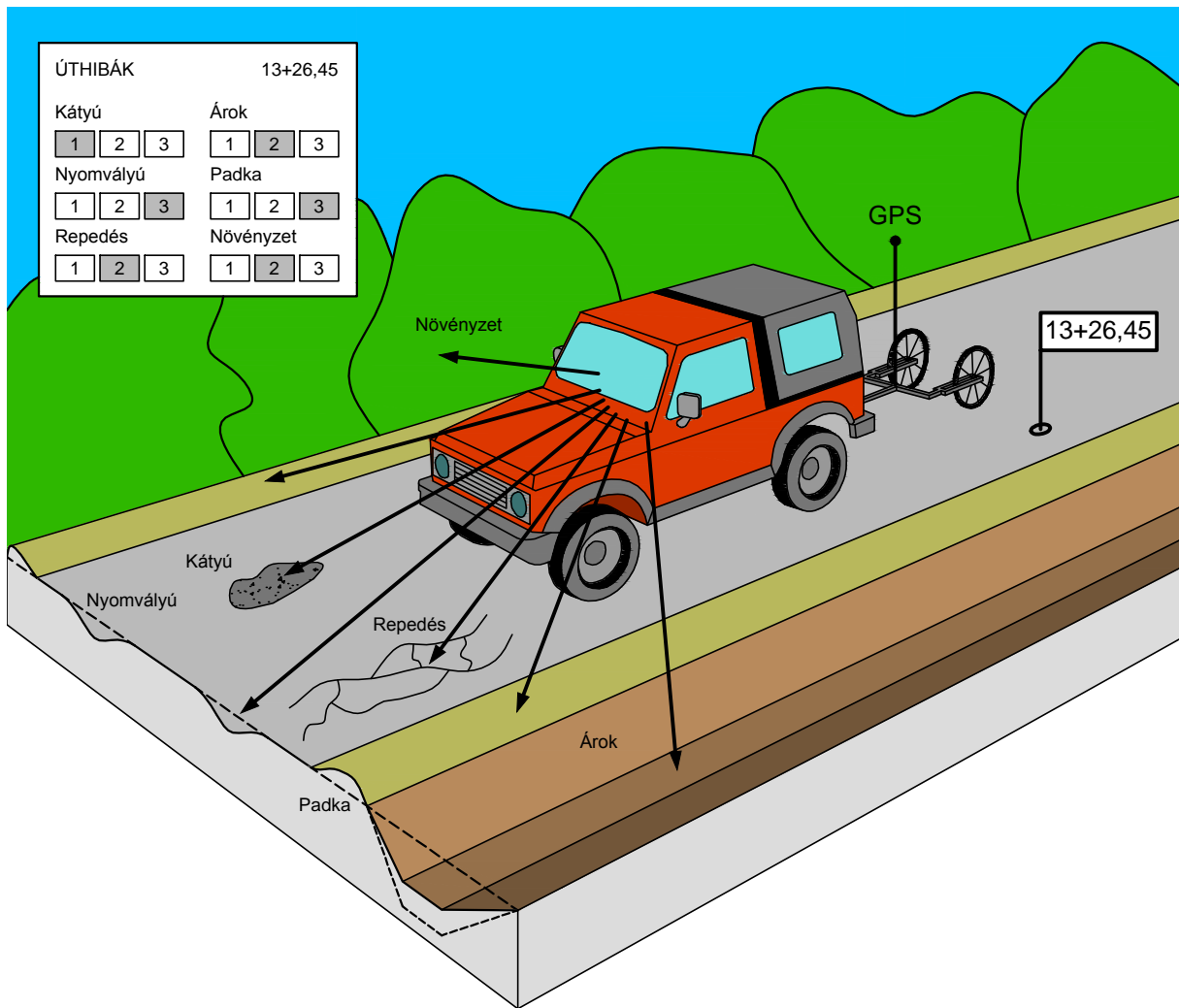
gyakran azonban repedés vagy bomlás formájában is kezdődhet. Az osztályozásnak ez a módja bizonyos mértékig a romlások okaira is utal. A deformáció ugyanis a legtöbb esetben altalaj-okokra vezethető vissza, míg a bomlások előidézője leginkább a pályaszerkezeten belül keresendő (Boromisza, 1958b). A repedések átmenetet képeznek a két csoport között. A romlás különféle változatait a 3.8 ábra mutatja be. A hibafelvétel csak akkor nyújthat hasznosítható információkat, ha az egyes hibatípusok leírása egyértelműen meghatározott.

**Nyomvályú.** A pályaszerkezetnek, vagy a burkolatnak függőleges értelemben való tartós elmozdulását plasztikus alakváltozásnak nevezzük. A plasztikus alakváltozás csak akkor alakulhat ki, ha a pályaszerkezet kellő mértékben hajlékony, ellenkező esetben hirtelen, ill. rövid átmeneti deformáció után elreped (Boromisza, 1958b). A keréknyomok irányában megjelenő hosszirányú alakváltozás a nyomvályú, aszfalt és a makadám rendszerű pályaszerkezeteknél egyaránt jelentkező hibatípus. Az aszfalt burkolatok nyári nyomvályú képződéséhez és egyéb deformációinak létrejöttéhez mindenképpen járműforgalom és pedig nehéz teher vagy nagyon lassú és sűrű könnyű forgalom szükséges (Török, 2000). Normális körülmények között az aszfaltvastagságnak legfeljebb csak a 25%-a lehet a nyommélység (az eredeti felülethez képest) és ehhez a számításához legfeljebb csak 15 cm vastagságot érdemes figyelembe venni a nagyobb vastagságú aszfaltburkolatból. A nyomvályúban felgyülemelő csapadék egyrészt növeli a vízen csúszás veszélyét, másrészt a mikro repedéseken át beszivárgó nedvesség gyorsítja a leromlás folyamatát. Ha a nyomvályú mélysége 20 mm-nél nagyobb, akkor – az esésviszonyoktól függően – már több milliméteres vízmegállások is kialakulhatnak (Ambrus és Pallós, 2004).

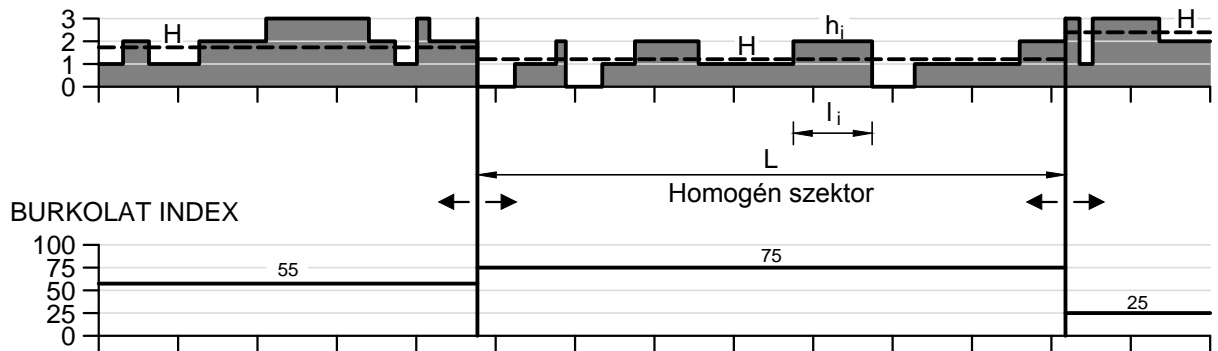
Makadám rendszerű pályaszerkezeteknél a hosszirányú deformációk már az építés után is viszonylag hamar kialakulnak. A járműforgalom alatt folyamatosan mélyülnek, de sokáig nem okoznak szerkezeti problémát, csak a fedőréteg vastagsága csökken le (kopás). Később már a zúzottkő pálya felülete is megjelenik, a kiékelő zúzalék kipereg, és a kialakuló deformációk a zúzottkő pálya szerkezetét is érintik.

A leírtakból következik, hogy a „nyomvályúsodás” mértéke a burkolatfelület keresztirányú profiljának süllyedésével hozható kapcsolatba. Értékelése:

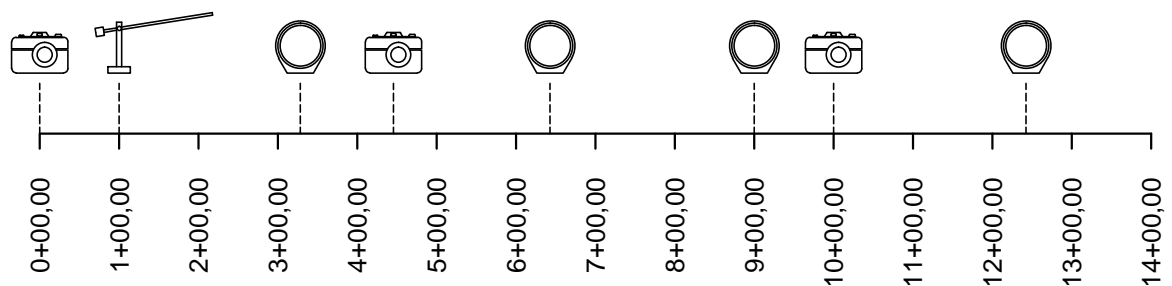
- [0] : Ha a felület ép, szemmel láthatóan nincs hosszirányú deformáció.
- [1] : Ha a deformáció szabad szemmel már gyengén kivehető és a csapadék egy része megáll vagy benne folyik.
- [2] : Ha a deformáció szabad szemmel már egyértelműen kivehető és a csapadékból származó víz nem képes távozni.



ÁLLAPOTJELZŐK (Nyomvályú, Repedés, Kátyú, Padka, Árok, Növényzet)

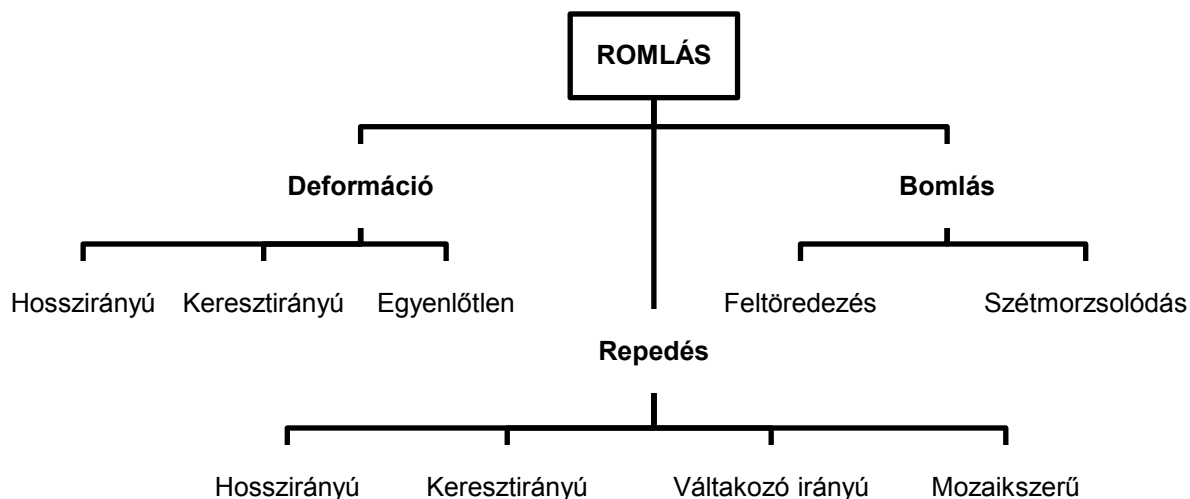


LELTÁRI OBJEKTUMOK



3.7. ábra. A szubjektív állapotfelmérés és értékelés.





3.8. ábra. A hajlékony útburkolatok jellemző hibatípusai (Boromisza, 1958b).

- [3] : Ha a deformáció szabad szemmel már erősen kivehető és makadám burkolatoknál a zúzottkő alapot érinti.

**Repedés.** A repedésképződés – az aszfalt burkolatoknál – többféle ok folytán alakul ki. Általában a repedések a vízszintes irányú feszültségek (pl. termikus feszültségek) felhalmozódásának hatására, vagy pedig a túlzott hajlító igénybevétel következtében jönnek létre. Az aszfaltburkolat élettartama alatt különböző repedések alakulnak ki: hosszirányú repedések, keresztirányú repedések, elágazásos repedések és hálós repedések. Értékelése:

- [0] : Ha a felület repedésmentes.
- [1] : Ha egyes hosszirányú vagy keresztirányú repedések láthatók a felületen.
- [2] : Ha hosszirányú és keresztirányú repedések együttes megjelenése figyelhető meg laza hálózatban.
- [3] : Ha hosszirányú és keresztirányú repedések sűrű hálózata vagy az ún. mozaikos repedés figyelhető meg.

**Az útburkolat bomlása (kátyúk).** A romlás utolsó fázisában a burkolat felbomlik, kátyúk képződnek és megkezdődik a pályaszerkezet teljes széteséses (Boromisza, 1958b). Értékelése:

- [0] : Ha a felület teljesen ép, kátyúmentes.
- [1] : Ha a kopóréteg mélységéig terjedő ún. sekély kátyú előfordulása lokális és 0,5 m<sup>2</sup>-nél kisebb.
- [2] : Ha a sekély kátyú folyamatosan és foltszerűen megjelenő, valamint 0,5 m<sup>2</sup>-nél nagyobb.
- [3] : Ha a bomlás mértéke eléri az ún. ütőkátyú mértékét.

### 3.3.2.6. A pályaszerkezeten kívüli részek állapotának értékelése

Útfenntartási szempontból nem elég, ha csak a pályaszerkezet tulajdonságait ismerjük, hanem lényeges annak feltárása is, hogy milyen állapotban vannak és milyen beavatkozásokat igényelnek a padkák, vízvezető berendezések valamint a műszelvényt borító növényzet. A pályaszerkezeten kívüli részek minősítése különösen jelentős, mivel az útpályaszerkezet leromlási folyamatban

kiemelten fontos szerepet játszanak, főleg a keskeny egy forgalmi sávós erdészeti utaknál. Nem véletlen, hogy a Roadmaster rendszer is víztelenítési osztályzatot képez ezekből a paraméterekből. Az árkok, áteresztők, padkák és rézsűk értékelését külön-külön kell elvégezni, célszerűen a burkolat minősítésével egy időben. A legfontosabb pályaszerkezeten kívüli részek (Kosztka, 2001):

- Az árkok állapotának minősítése.
- Az áteresztők minősítése.
- A padkák állapotának minősítése.
- A rézsű állapotának minősítése.
- A növényzet állapota.

Mivel az állapotfelvétel mozgó gépjárműből történik, nincs mód az áteresztők állapotának rögzítésre (felhalmozódott hordalék mennyiségének becslése), csupán azok helyazonosítása lehetséges. Ezt a hiányosságot egy későbbi gyalogos bejárás alatt könnyedén orvosolhatjuk. A rézsűk állapotát az eróziós károk, hámlások, kagylósodások és suvadások mértékének függvényében ítéljük meg. Mivel a rézsűk kijavításánál rendkívül fontos, hogy a meghibásodást előidéző okokat is megszüntessük, ezért mindig szükséges részletes terepi feltárás is, így mozgó gépjárműből nem célszerű rutinszerűen ezt a hibatípust értékelni.

**Az árkok állapota.** Az árkok alapvető célja, hogy az útpályára jutó vizet gyorsan elvezessék. Az árok használhatóságát kétféle hiba ronthatja, amelynek megszüntetése is különböző: az árok feltöltődése és az árok eróziója. A két hiba nem különül el felvételezéskor, mivel mozgó gépjárműből nem lehetséges egyértelműen elkülöníteni mindig a két hibatípust. Jellemzően pedig az árok különböző mértékű félhízása fordul elő. Értékelése:

- [0] : Ha az árokfenék ép illetve az árok fenékszintje a pályaszerkezet alsó síkja alatt min. 10 cm-rel van.
- [1] : Ha az árok fenékszintje rövid szakaszon az előbbi szintet meghaladja, vagy ha az árokfenéken az erózió kezdeti jelei már mutatkoznak.
- [2] : Ha az árok teljes hosszában már megfigyelhetők a feltöltődés vagy az erózió jelei.
- [3] : Ha az árok mélysége rövidebb szakaszon a szükséges mélység felét már elérte, vagy ha az árokfenék eróziója a 10 cm-t meghaladja.

**A padkák állapota.** A padka feladata a kitérő vagy leálló gépkocsik számára megfelelő hely biztosítása, valamint a szegélyfélelem csökkentése. Műszakilag az útpályaszerkezet oldalsó megtámasztásáért felel. Ezeknek a feladatoknak a kellő teherbírású, befüvesedett sima padka felel meg. A padka hibája kétféle lehet: vagy felhízott, vagy erodált állapotú. Jellemzően a padka különböző mértékű félhízása fordul elő. Értékelése:

- [0] : Ha a padka ép és megfelelő teherbírású, valamint 1 cm-nél nem magasodik jobban a burkolat széle fölé.
- [1] : Ha a padka szakaszonként a burkolat széle fölé emelkedik, vagy rövid szakaszon már előfordul keréknyom és kezdeti padkaerózió.
- [2] : Ha a padka folyamatosan a burkolat széle fölé emelkedik, vagy kis mélységű padkaeróziót tapasztalunk.
- [3] : Ha a padka szakaszonként úgy felhízik, hogy a víz a burkolat felszínéről nem tud elfolyani, vagy a kopórétegnél mélyebb padkaeróziót tapasztalunk.

**A növényzet állapota.** A padkán, árokban és a rézsún felnövő növényzet kedvezőtlené válhat, ha lecsökkenti a szabad látótávolságot, illetve gátolja a műszelvény gyors kiszáradását, és akadályozza a padkára való kitérést (fás növényzet). Értékelése:

- [0] : Ha nincs növényzet, vagy jelenléte nem zavaró.
- [1] : Ha a növényzet ápolását kaszálással el lehet végezni.
- [2] : Ha a fás cserjék megjelennek a padkán és az árokban.
- [3] : Ha túlburjánzott, forgalmat és útfenntartást egyaránt akadályozó.

### 3.3.2.7. A rögzített adatok értékelése

Az útleltár alatt felvett elsődleges adataink kiértékelésére egy saját fejlesztésű számítógépes programot készítettem. Az állapot könnyebb értékelését segíti elő, ha a pályaszerkezet állapotát kifejező mérőszámokat egy összevont ábrán tüntetjük fel, amit állapotrajznak nevezünk. A szoftver ezt az állapotrajzot automatikusan generálja a terepi felvételtől (A.2. függelék).

Az állapotjellemzők grafikus képernyőn megjelenő értékei alapján meg kell állapítanunk, hogy melyik szelvényben változik meg számottevően az út állapota. Az így kijelölt határok között kialakulnak az állapot szempontjából homogénnek tekinthető szektorok. Ezek a szektorok jelentik a felújításkor a legkisebb egyben kezelhető egységet. A pontos szektorképzést – a programon belül – a határ dinamikus változtatásának lehetősége is tovább segíti (3.7 ábra). A lehatárolt szakaszokra egy átlagos állapotérték lesz jellemző, számítása a következő:

$$H = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^n h_i l_i \quad (3.5)$$

ahol:

$H$  = az adott hibatípus súlyozott átlagértéke szakaszon belül (0–3).

$h_i$  = adott burkolathiba  $i$ -edik állapotértéke szakaszon belül (0–3).

$l_i$  = adott burkolathiba  $i$ -edik állapotértékének hossza a szakaszon belül (m).

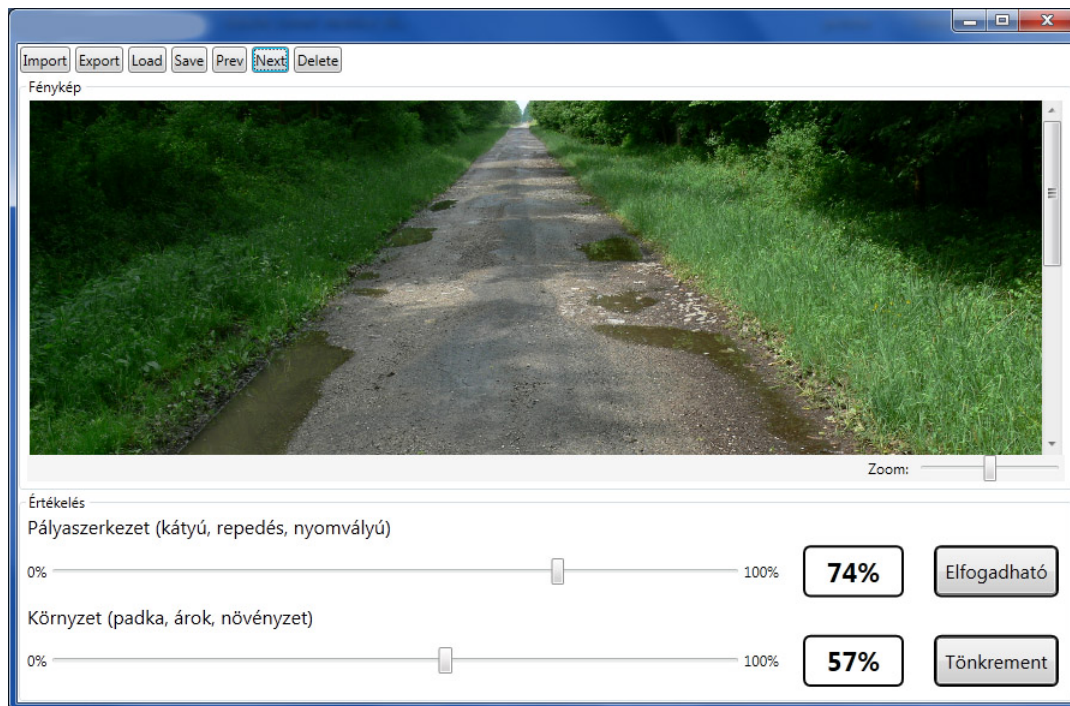
$L$  = az adott szakasz teljes hossza (m).

A fenti összefüggés a hibák területarányos átlagát fejezi ki. A legfontosabb ekkor, hogy építéstechnológiai szempontból az út ne aprózódjék fel. Célszerűnek látszik ezért aszfalt pályaszerkezetű útszakaszoknál a minimális hosszat kb. 500 m-ben, makadám rendszerű utaknál pedig minimum 100 m-ben meghatározni. A kiértékelő szoftver működési elvét a 3.7 ábra mutatja be. Jól látható, hogy a folyamatosan rögzített állapotparaméterekből, szubjektív megítélés alapján homogén szakaszokat képzünk. A képzett szakaszok átlagos értékét a 3.5 összefüggéssel számítjuk (Kisfaludi et al., 2012).

Az állapotfelvétel és értékelés eredményeként ismertté válik, hogy különböző szempontok szerint vizsgálva, milyen az út állapota. A nehézséget a különféle hibatípusok és azok kombinációinak együttes értékelése okozza. Jelenleg a különféle összegző indexek (OPI) terjedtek el, melyek az egyes útszakaszok összehasonlítását segítik. Az út állapotának komplex értékelését csak az egyes hibák súlyozó tényezőinek ismeretében lehetséges elvégezni.

Hasznos megközelítés, ha a különböző burkolathiba-típusokat aszerint osztályozzuk, hogy forgalmi vagy környezeti hatás, esetleg a kettő kombinációja váltotta-e ki azokat (Gáspár, 2003). Ennek megfelelően először a nyomvályú ( $h_{ny}$ ), repedés ( $h_r$ ) és kátyú ( $h_k$ ) hibatípusból célszerű egy összegző osztályzatot kidolgozni, mivel ezek közvetlenül jellemzik a pályaszerkezet pillanatnyi műszaki állapotát. Másodsorban pedig a padka ( $h_p$ ), árok ( $h_a$ ) és növényzet ( $h_n$ ) paraméterekből kell levezetni egy környezeti osztályzatot, amely a pályaszerkezet leromlási kockázatáról (víztelenítési problémák) valamint a szükséges karbantartási munkák sürgősségéről tájékoztat. A burkolat állapotát a *Burkolat Index* ( $B_i$ ), míg az út környezetét az ún. *Környezeti Index* ( $K_i$ ) jellemzi:

$$B_i = 100 - (b_0 h_{ny} + b_1 h_k + b_2 h_r) \quad (3.6)$$



3.9. ábra. A PaveRater szubjektív szakértői vélemények gyűjtését támogató program.

és

$$K_i = 100 - (b_0 h_a + b_1 h_p + b_2 h_n) \quad (3.7)$$

Az összegző osztályzat kidolgozásánál egy 100 fokozatú skálából indultam ki, ahol a tökéletesen hibamentes utat tekintjük 100 pontosnak vagy 100%-nak (hasonlóan a PCI-hez). A százalékos értékelés azért praktikus, mivel az értékelő személyek sokkal könnyebben tudják megfogalmazni szubjektív véleményüket, valamint bármilyen más skálára is könnyen átszámítható az így kapott eredmény. Az egyenletek együtthatóit a szubjektív állapotértékelés közben készített fényképek számítógépes feldolgozásával becsültem meg. Az egyes fényképekhez tartozó állapotadatokat az állapotrajz alapján gyűjtöttem ki. Ezután felkértem az Erdőfeltárási Tanszék munkatársait, hogy a feltáróutakról készített felvételeket egy általam fejlesztett program segítségével értékeljék (3.9 ábra). Az egyenletek együtthatóit ( $b_0$ ,  $b_1$  és  $b_2$ ) pedig az irodai értékelések után kapott szakértői vélemények statisztikai feldolgozása után kaptam:

$$B_i \approx 100 - (15h_{ny} + 5h_k + 1h_r) \quad (3.8)$$

és

$$K_i \approx 100 - (10h_a + 5h_p + 2h_n) \quad (3.9)$$

Az egyenletek együtthatói még nem véglegesek, mivel több mint 1000 km felmért erdészeti út értékelése folyamatban van. Az már viszont jól látszik, hogy a burkolati hibák közül a nyomvályú hibatípus, a környezeti jellemzők közül pedig az árok állapota a legmeghatározóbb. Mindkét index esetében az aszfalt burkolatú utaknál az 50 pont alatti, míg makadám rendszerű utaknál a 25 pont alatti érték a tönkrement útállapotot jelenti. Ilyenkor már csak komoly ráfordításokkal lehetséges beavatkozni, ezért ezt tudatos útfenntartással el kell kerülni.

### 3.3.3. Az automatizált állapotfelvétel és értékelés gyakorlati tapasztalatai

#### 3.3.3.1. A mintaterületek bemutatása

A bemutatott rendszerrel 2006 óta végeztünk útleltározást és állapotértékelést. Két erdőgazdaság teljes úthálózatát felmértük (Bakonyerdő, Mecsekerdő). További négy erdőgazdaság (Észak-

erdő, KAEG, Zalaerdő, Egererdő) területén folyamatban van a digitális útleltár kialakítása és állapotadatokkal való feltöltése. Az eddigi felmérések legnagyobb részét hegy- és dombvidéki területeken végeztük. Tapasztalatunk szerint ezeken a területeken a helyazonosítást nem szabad csak GPS mérésekre alapozni, mivel a mérés pontossága szoros kapcsolatot mutat a vegetációs ciklussal és a domborzattal (meredek oldalak). Így a helyazonosítás alapját minden körülmények között a mérőkerék és a szelvényezés biztosítja.

Az eredmények alapjául a 2006-2011 között azonos elvek szerint végzett felmérések szolgálnak. Ez alatt az idő alatt 1080 km erdészeti út állapotértékelése történt meg. Itt a két jellemző burkolattípusra – aszfalt és makadám – vonatkozó adatokat közlöm. Aszfalt burkolatú útból 454 km-t, makadám burkolatúból 626 km-t értékeltünk. Tapasztalataink szerint az aszfalt burkolatú utak meghatározó hibatípusa a repedés, ami az irodalmi adatokkal megegyezik. Ezt jól igazolja, hogy a felmért utak 60%-án a repedés elérte a legrosszabb kategóriát, ami az erdészeti utaknál jellemző vékony aszfaltrétegek következménye. Emellett a többi hibatípus a közepes állapotot jelölő 2-es szinttel jellemezhető. A makadám utakon az árok feltöltődés és a padka felhízás volt jellemző (Kisfaludi et al., 2012).

### 3.3.3.2. Az adatokból számítható felújítási költség

Az állapotjelzők értékei és a gyakorlati tapasztalatok alapján meghatározható, hogy milyen beavatkozás szükséges a hiba javításához. A beavatkozás ismeretében pedig kiszámítható, hogy adott útszakasz javítása milyen költséggel jár. Az állapotjelzők közül a felület megbomlásával járó kátyúk kialakulása utal a pályaszerkezet elhasználódásra. Ennek 3-as értéke már olyan mértékű tönkremenetelt jelez, amelyet a pályaszerkezet egy részének vagy egészének újraépítésével lehet hosszútávon megnyugtatóan helyreállítani. Ezzel viszont az összes állapotjelzőt az új útnak megfelelő vagy azt megközelítő értékre hozzuk fel. A felmért és kiértékelt 1080 km erdészeti út állapotjellemzői közül a kátyúk kijavításának költségeit határoztam meg, annak mértékétől és a burkolat típusától függő technológiát alkalmazva.

A 3.2 táblázat a kátyússág mértékétől függő beavatkozásokat és azok költségeit mutatja be. A burkolat felületének meghatározásánál a terepi felvételkor megállapított szélességek átlagával számoltam, amely aszfalt burkolatú utaknál 3,00 m makadám burkolatú utaknál 3,50 m volt. A kátyúk felületének a teljes felülethez viszonyított arányát aszfalt burkolat esetén próbamérésekkel becsültem meg. Makadám burkolatnál a kisebb mélységű kátyúk kevésbé vehetők észre, ezért a kátyú állapotjelző 2-es értéke esetén a felület 50%-nak javítását vettem számításba. Mind az aszfalt, mind a makadám burkolatnál a kátyú állapotjelző 3-as értéke esetén az állapot megnyugtató helyreállítása teljes felületre kiterjedő beavatkozást igényel. A beavatkozások egységárait az országos normákat felhasználó HunKalk költségvetés készítő programból vettem. Miután meghatároztam az egységárakat, az állapotértékelési adatokból hibatípusonként kigyűjtöttem az 1, 2, 3-as értékű állapotjelzőkhöz tartozó úthosszakokat (3.3 táblázat). A hosszt megszorozva az egységárral megkapható, hogy mennyibe kerül a felmért úthálózat kátyús szektorainak javítása. Az „a” és „b” módszer közötti különbség értékelésénél figyelembe kell venni, hogy a „b” eljárással amellet, hogy minden burkolatot érintő hiba megszűnik, az eljárás teherbírás növekedéshez is vezet, mivel gyakorlatilag a pályaszerkezet újraépítéséről van szó (hidegremix). Az új pályaszerkezet élettartalmát már objektív mérésekkel (teherbírásmérés) szükséges megállapítani. A teljes felmért hálózat felújítási költség-becslésének bemutatásától annak terjedelme miatt tekintek el. A 3.4 táblázatban szereplő számok tükrében érdemes azonban belegondolni, hogy Magyarországon 1 km új autópálya építési költsége átlagosan 1,5 milliárd Ft<sup>4</sup>, amennyiből gyakorlatilag a felmért 626 km makadám pályaszerkezetű erdészeti út magas színvonalon felújítható lenne (Kisfaludi et al., 2012).

<sup>4</sup>www.nfi.hu

Állapotjelző	Aszfalt		Makadám		
1	Átlagosan a felület 1%-a		Átlagosan a felület 1%-a		
	Kátyúzás	126 Ft/m	Javítás	38 Ft/m	
2	Átlagosan a felület 5%-a		A felület 50%-án		
	Kátyúzás	629 Ft/m	Javítás	1880 Ft/m	
	Felületi bevonat	2787 Ft/m			
	Összesen	3416 Ft/m	Összesen	3416 Ft/m	
3a	Átlagosan a felület 12%-a		A teljes felületen		
	Kátyúzás	1509 Ft/m	Javítás	3759 Ft/m	
	Felületi bevonat	2787 Ft/m			
	Összesen	4296 Ft/m	Összesen	3759 Ft/m	
3b	Remixelés	7815 Ft/m	Remixelés	9118 Ft/m	
	Kopóréteg	11571 Ft/m			
	Felületi bevonat	2787 Ft/m			
	Összesen	22173 Ft/m	Összesen	22173 Ft/m	

3.2. táblázat. A kátyúk kijavításának fajlagos költsége burkolattípus és súlyosság szerint.

Állapotjelző	Aszfalt burkolatok állapotjelzői [m]					
	Kátyú	Nyomvályú	Repedés	Árok	Padka	Növényzet
Nincs	23200	28 597	11 705	9 139	14 651	25 579
1	65716	67 353	33 173	20 034	42 398	24 521
2	321247	322 250	131 774	355 586	358 932	323 054
3	54443	35 406	276 94	68 847	37 625	80 452
Állapotjelző	Makadám burkolatok állapotjelzői [m]					
	Kátyú	Nyomvályú	Repedés	Árok	Padka	Növényzet
Nincs	8 803	5 980	5 980	6 807	7 643	28 016
1	36 389	48 287	48 287	19 680	31 564	53 532
2	546 813	506 409	506 409	296 973	394 721	450 436
3	33 813	65 142	65 142	302 358	191 890	93 834

3.3. táblázat. A felmért utak megoszlása hibatípusok, és azok mértéke szerint.

Állapotjelző	Aszfalt		Makadám	
1	8 260 501 Ft	Ft	1 171 726 Ft	Ft
2	1 059 710 678 Ft	Ft	1 027 735 034 Ft	Ft
3a	233 876 239 Ft	Ft	127 103 067 Ft	Ft
3b	1 207 164 639 Ft	Ft	308 306 934 Ft	Ft
Összesen „a”:	1 301 847 419 Ft	Ft	1 156 009 826 Ft	Ft
Összesen „b”:	2 275 135 818 Ft	Ft	1 337 213 694 Ft	Ft
Átlagosan „a”:	2 867 505 Ft/km	Ft/km	1 846 661 Ft/km	Ft/km
Átlagosan „b”:	5 011 312 Ft/km	Ft/km	2 136 124 Ft/km	Ft/km

3.4. táblázat. A kátyúk kijavításának költsége burkolattípus és súlyosság szerint.

### 3.4. Összefoglalás

Az útgazdálkodási rendszerekben a döntéseket megalapozó információkat az állapotfelvételkor és a felvett adatok értékelésekor szerezzük be. Az állapotfelvétel és értékelés első ütemében célunk a hálózat állapotának felmérése és a durva diagnózis felállítása. Ennek érdekében az úthálózat pillanatnyi állapotát jellemző állapotparaméterek és forgalmi adatok beszerzése szükséges.

Az automatizált szubjektív állapotfelvétel gyors, gazdaságos és megbízható adatokat szolgáltat az erdészeti feltáróutak állapotáról (A.1. függelék). A burkolati hibák és a pályaszerkezet környezetét leíró paraméterek együttesével jellemzett útállapot pedig már kifejezi, hogy hol és miért kell beavatkozni, valamint a szükséges költségek is jól megbecsülhetők. Hálózati szinten viszont szükséges egyetlen számadattal is kifejezni az út állapotát. Ezt a komplex állapotjellemző paramétert a felvett hibatípusok szubjektív súlyozásával lehetséges kialakítani. A komplex állapotjellemző valamint a forgalmi adatok együttese lehetővé teszi, hogy az elvégzendő munkák sürgőssége szerint rendezzük a hálózat elemeit. A pénzügyi lehetőségeknek megfelelően pedig ki lehet választani azokat a hálózati elemeket, amelyeken a finom diagnózis felállításához szükséges részletes állapotfelvételt és teherbírásmérést végrehajtjuk.

Az automatizált szubjektív állapotértékelés eszközrendszerének (mérőkerék, elektronika) gyakorlati megvalósítását *Markó Gergely* és *Balázs László* kollégám végezte. Az állapotfelvétel és értékelés elvi háttérét – valamint szoftveres támogatását – pedig én dolgoztam ki. A rendszer tesztelésében és az úthálózatok állapotértékelésében *Péterfalvi József*, *Kisfaludi Balázs* és *Balázs László* kollégám volt segítségemre. A felvételi eljárást Kosztka (1986) által javasolt módon érdemes továbbfejleszteni. Eszerint a szelvényértékekhez csatoltan hang alapú értékelés tárolását kell megoldani, valamint az értékelt útról olyan képsorozatot, vagy videofelvételt kell készíteni, amelyen az állapotjelzők minősítése szelvényhez kötötten elvégezhető.

A fejezethez kapcsolódó új, tudományos eredményeimet a 8.2 fejezet 1. tézisében foglaltam össze.

## 4. fejezet

# Útpályaszerkezetek mechanikai méretezése

Ismeretes, hogy az útpályaszerkezetek méretezése ma már régóta nem önálló feladat, sem új útnál, sem meglévő utak korszerűsítésénél, hanem tágabb értelemben vett, „*pavement management*”, azaz útüzemeltetés egy szerves része (Nemesdy, 1977). Ezért a továbbiakban egységes rendszernek kell tekintenünk az útpályaszerkezetek *tervezését - építését - fenntartását - állapot-felvételét - méretezését - erősítését*. Az optimális útgazdálkodás ugyanis csak ezen szempontok együttes figyelembevételével valósítható meg. Ennek megfelelően a rendszer egyes elemeit célszerű közelebbről is áttekinteni, megismerni a bennük rejlő lehetőségeket és korlátokat. A következőkben ennek próbálunk eleget tenni.

A valós világ végtelen és bonyolult. Minél mélyebbre hatolunk az elemzésbe, annál bonyolultabb. A lebontásban tehát valahol meg kell állnunk, illetve szelektálnunk kell. Az absztrakció a valós világ leegyszerűsítése a lényegre koncentrálás érdekében. Az egyes objektumok csak azon tulajdonságait és viselkedésmódjait vesszük figyelembe, melyek célunk elérése érdekében feltétlenül szükségesek. Pontosán ezért, a hajlékony pályaszerkezetnek a forgalmi és környezeti terhelésekre gyakorolt reakcióját elemző szerkezeti modellek a legkülönbözőbb bonyolultságú fokúak lehetnek (Gáspár, 2003). A pályaszerkezet reakcióinak mechanikai modellekkel való megfogalmazása a valóságos fizikai jelenségek idealizálásán, majd annak matematikai formulákba való öntésén alapul. Az összes kialakult reakciómodell él valamilyenféle kiindulási és korlátozó feltételekkel, amelyek legtöbbje parciális differenciálegyenletekkel fogalmazható meg. A matematikából ismeretes határérték-probléma megoldására két lehetőség kínálkozik:

- az analitikus vagy klasszikus módszerek, és
- a numerikus vagy közelítő eljárások.

Az analitikus eljárások egyik szemléletes példája Burmister (1945) rugalmas rétegek elmélete és a vékony lemezek megoldása (Westergaard, 1926). A numerikus megoldások közül, pedig a véges- és diszkrét elemek módszerét érdemes megemlíteni. Jelen fejezetben a hajlékony pályaszerkezetek modellezésére felhasznált rugalmas rétegek elmélete és annak analitikus megoldása kerül ismertetésre. A modell kialakításakor a következő feltételezésekkel élünk:

- homogén anyagtulajdonságok,
- véges rétegvastagságok, a végtelen vastagságúnak tekintett legalsó réteg kivételével,
- izotróp anyagtulajdonságok,
- tökéletesen érdes határfelületek a rétegek között (teljes tapadás),
- nyírófeszültségek hiánya a kopóréteg felületén,



- az anyagok lineárisan rugalmasak és Hook-törvényét követik,
- a terhelést statikusnak és kör alakú felületen egyenletesen megoszlónak tételezzük fel.

Az iménti felsorolást végigtekintve könnyedén beláthatjuk, hogy a kialakított modellel nem lehet megfelelően jellemezni a hajlékony pályaszerkezeteket, mivel a valóságban feltételezéseink nem állják meg helyüket. A burkolat egyes rétegeinek végtelen vízszintes méreteinek feltételezése ezeknek a modelleknek az egyik legnagyobb hátrányuk. Ennek ellenére mindenképpen nagy szerepe van abban, hogy az eddigi tapasztalati összefüggéseket sikeresen tudja helyettesíteni megfelelő bemenő paraméterek birtokában, és így sokkal jobban lehet megvalósítani a helyi viszonyokhoz való alkalmazkodást aszfaltburkolatok esetén.

## 4.1. Rugalmasságtani ismeretek

Rugalmas viselkedésűnek akkor tekintjük az anyagot, ha a rá működő terhelés megszüntetése után az előzőleg keletkezett alakváltozások megszűnnek, a test visszanyeri eredeti, nyugalmi állapothoz tartozó alakját. A legtöbb mérnöki anyagnál ez általában akkor következik be, ha a terhelésből keletkező feszültségek lényegesen kisebbek, mint a határfeszültség. Az anyag akkor lehet ilyen viselkedésű, ha mikroszerkezetében csak olyan alakváltozások keletkeznek, amelyek az atomok közötti távolságot csupán igen kicsiny értékkel változtatják meg. A rugalmas viselkedés érvényességi intervalluma anyagonként különböző, a határfeszültség néhány százalékától annak 80–90%-áig terjedhet (Bojtár, 2007).

### 4.1.1. Az általános Hooke-törvény

A Hooke-törvény kimondja, hogy egy rugalmas test alakváltozása arányos azzal az erővel, amely az alakváltozást okozza. Azokat az anyagokat, melyek a Hooke-törvényt követik, lineáris-rugalmas, vagy Hooke-anyagoknak nevezik. A törvényt a 17. században élt fizikusról, Robert Hooke<sup>1</sup>-ről nevezték el. Azokban a rendszerekben, melyek a Hooke-törvényt követik, a megnyúlás egyenesen arányos a terheléssel:

$$F = -k \cdot x \quad (4.1)$$

ahol:

$x$  = a megnyúlás [m].

$F$  = a rugó erő [N].

$k$  = a rugó merevsége, dimenziója erő/hossz, mértékegysége a newton/méter [N/m].

Ha ez az egyenlőség fennáll, azt mondjuk, hogy a rugó lineáris rugó. Az összenyomódás-erő diagramban az ilyen rugó görbéje egyenes lesz ([Wikipedia](#)).

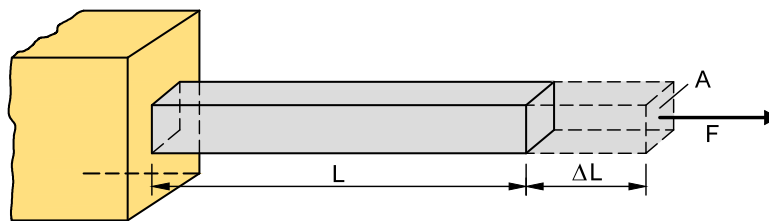
### 4.1.2. Nyújtás és összenyomódás

Sok anyag követi a Hooke-törvényt. Ha egy ilyen anyagból készült vékony, mindenütt azonos keresztmetszetű rudat vizsgálunk, azt kisméretű lineáris rugónak foghatjuk fel. A nyújtás és összenyomás során bekövetkező alakváltozás és az alkalmazott erő közötti összefüggést legegyszerűbben mérés segítségével állapíthatjuk meg.

A rúd egyik vége befogott, míg az ellentétes oldalon lévő keresztmetszetre egy  $F$  erő hat. Ha az  $F$  erővel meghúzzuk, akkor a rúd hossza megnő (4.1 ábra). Nem túl nagy  $\Delta l$  hosszváltozásnál a tapasztalat szerint a hosszváltozás arányos az erővel, az eredeti hosszal ( $l$ ), fordítva arányos a keresztmetszettel ( $A$ ):

$$\Delta l = \frac{F \cdot l}{A} \quad (4.2)$$

<sup>1</sup>Robert Hooke (1635. július 18.–1703. március 3.) angol tudós, polihisztor, a Royal Society tagja.



4.1. ábra. A Hook-féle törvény értelmezése húzás esetén

Az alakváltozás jellemzésére érdemes bevezetni a relatív hosszváltozást megadó  $\varepsilon = \Delta l/l$  deformációt, a külső hatást pedig célszerű a keresztmetszetre merőlegesen ható erő és a keresztmetszet  $\sigma = F/A$  hányadosával jellemezni. Ezekkel a mennyiségekkel a fenti arányosság egyszerűbb alakba írható (Tóth, 2007a). Az összefüggést általában:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (4.3)$$

formában használják, ahol az E-arányossági tényező a Young<sup>2</sup>-modulus, ami kísérleti úton határozható meg. A Young-modulus adott külső körülmények (pl. adott hőmérséklet) mellett a tapasztalat szerint csak az anyagi minőségtől függ. Ugyanez az összefüggés érvényes a rúd összenyomásakor is, csak ekkor  $\Delta l$  rövidülést jelent.

Az itt bevezetett mennyiséget (felületre merőleges erő és a felület hányadosa) általában normális feszültségnek nevezik, nyújtás esetén használatos még a húzófeszültség, összenyomásnál pedig a nyomás elnevezés. A nyomás jelölésére  $\sigma$  helyett rendszerint a  $p$  szimbólumot használják. A rugalmas testek kismértékű alakváltozásánál általában is érvényes, hogy az alakváltozást jellemző mennyiség (deformáció) a külső hatást jellemző mennyiséggel (feszültség) lineáris kapcsolatban van. Ez a tapasztalati összefüggés a Hooke-törvény, amely esetünkben a  $\sigma = E \cdot \varepsilon$  alakot ölti (Tóth, 2007a).

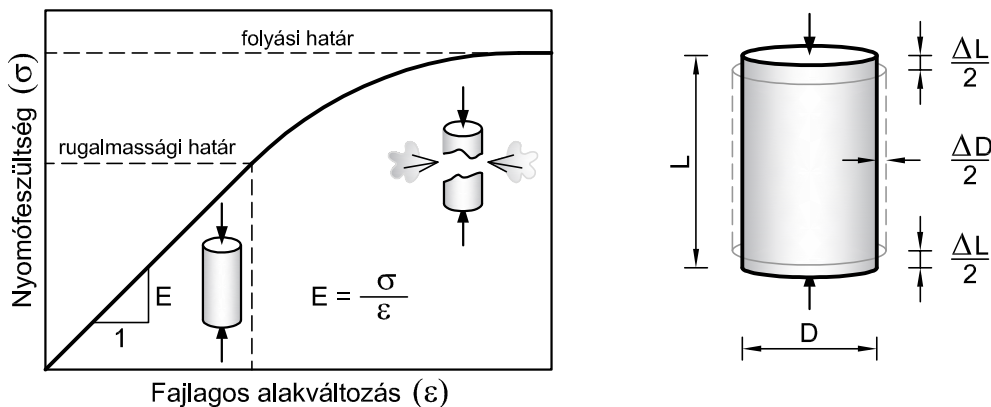
Mérnökök számára az anyagtulajdonságok közül talán legfontosabb a  $\sigma - \varepsilon$  diagramok, vagyis a feszültség és alakváltozás összefüggések ismerete (4.2 a) ábra). Ez kísérlet útján nyerhető, ilyen pl. az egyirányú nyomókísérlet. A kísérlet eredményeit grafikusan ábrázolva a következő megállapítások tehetők:

- Az útépitési anyagok esetén a terhelés kezdeti szakaszában általában a Hooke-féle rugalmassági viszonyokat tekinthetjük érvényesnek, ahol a feszültség és az alakváltozás jellege lineáris összefüggést követ. Ezt nevezzük rugalmas alakváltozási szakasznak.
- A terhelés további növekedésekor a képlékeny testekben kialakul egy olyan feszültség, amikor ez a jelleg eltér a lineáristól, az alakváltozás mértéke mintegy „meglödul” a feszültséghez képest. Az alakváltozásnak ez a szakasza a maradó vagy képlékeny alakváltozás tartománya. A rugalmas és a maradó alakváltozás között a különbséget a visszafordíthatóságban lehet megfogalmazni: a rugalmas alakváltozási szakaszban a terhelés megszűnése után a darab visszanyeri kiinduló méretét, alakját, míg a maradó alakváltozási szakaszban nincs meg ez a „visszaállás”, a képlékeny alakváltozásra tehát az irreverzibilitás jellemző.
- A rugalmas és a képlékeny alakváltozási szakaszt általában egyetlen feszültség-alakváltozás értékpárral jellemzett ponttal szokás elválasztani, ezt hívjuk rugalmassági határnak vagy folyáshatárnak.

#### 4.1.3. Haránt összehúzódás és tágulás

Ha a rúd nyújtásánál vagy összenyomásánál bekövetkező alakváltozást pontosabban megvizsgáljuk, akkor azt találjuk, hogy a rúd haránt irányú mérete is megváltozik, ami a rúd húzásánál

<sup>2</sup>Thomas Young (Milverton, 1773. június 13. – London, 1829. május 10.) angol orvos és fizikus, polihisztor.



4.2. ábra. A rugalmassági modulus (a) és a haránt összehúzódás-tágulás (b) értelmezése.

haránt összehúzódást, a rúd összenyomásánál pedig haránt tágulást jelent (Tóth, 2007a). Ha a viszonylagos (fajlagos) összenyomódás

$$\varepsilon_h = \frac{\Delta l}{l}$$

és a viszonylagos (fajlagos) kiterjedés

$$\varepsilon_k = \frac{\Delta d}{d}$$

akkor az

$$\mu = \frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_h} = \frac{\varepsilon_k \cdot E}{\sigma}$$

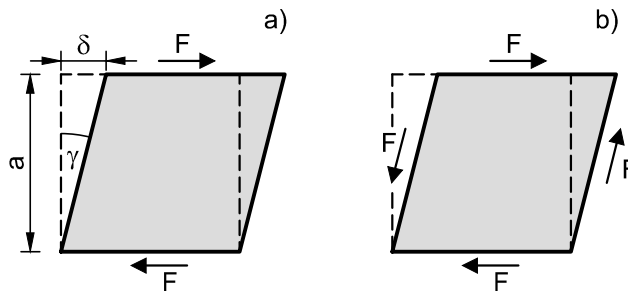
viszonyszámot Poisson-féle tényezőnek nevezzük (4.2 b) ábra). Vagyis a Poisson-féle tényező alatt a hosszirányú összenyomódásnak a keresztirányú nyúlásához való viszonyát értjük. Ennek reciprok-értéke:  $\frac{1}{\mu} = m$  az ún. Poisson-féle szám (Széchy, 1957). A  $\mu$  harántkontrakciós tényező mértékegység nélküli anyagállandó, nagysága az anyagtól függően 0,1–0,5 érték között változik (Kaliszky, Kurutzné és Szilágyi, 2000).

A tökéletesen rugalmas anyagokra nézve a  $\mu$  értéke is állandó. Mindaddig, amíg a deformációk olyan kicsik, hogy nem változtatják meg a külső erők működését, jogosan számíthatjuk az alakváltozásokat a test eredeti méretei és alakja alapján. És ha az  $E$ -re, valamint a  $\mu$ -re a már megállapított összefüggések érvényben vannak, akkor az összetett feszültségi állapotnak megfelelő alakváltozás megegyezik az egyes feszültségek által okozott alakváltozások összegével (szuperpozíció). A rugalmas anyagok alakváltozása tehát a fentiek értelmében a Hook-törvény alapján az  $E$  és  $\mu$  értékek megadásával jellemezhető (Széchy, 1957).

Az építő-gyakorlatban használt építőanyagok csak rugalmassági tartományon: az arányossági határon belül követik a Hook-törvényt. Mivel azonban a megengedett feszültségek mindenkor az arányossági határ alatt maradnak, a feszültség ( $\sigma$ ) és az alakváltozás ( $\varepsilon$ ) közötti összefüggés szempontjából gyakorlatilag rugalmas anyagoknak tekinthetőek. Az útpályaszerkezetek méretezésekor is mindig arra kell törekedni, hogy a forgalom által keltett igénybevételek hatására kialakuló alakváltozások az arányossági határon belül maradjanak.

#### 4.1.4. Nyírás

A nyírást legegyszerűbben egy téglatest alakú hasábon lehet bemutatni. A hasábra ható erőket oldalnézetben mutatja a 4.3 ábra. Az erő párhuzamos a felülettel, amire hat (4.3 a) ábra), a rögzítés hatását egy ellentétes erővel helyettesítjük. A valóságban egyensúlyi állapot esetén a nyírás hatására két másik erő is fellép, mert a test csak így marad egyensúlyban, vagyis ha az erők és a forgatónyomatékok eredője nulla (4.3 b) ábra).



4.3. ábra. A nyírási deformáció.

Az alakváltozást a relatív  $\gamma = \delta/A$  elmozdulással jellemezhetjük, amit *nyírási deformációnak* neveznek (ez kis elmozdulásnál az ábrán látható  $\gamma$  szöggel egyenlő). A külső hatás jellemzésére a felülettel párhuzamos  $F$  nyíróerő és az  $A$  felület  $\tau = F/A$  hányadosát használhatjuk (Tóth, 2007a). Az így definiált  $\tau$  mennyiséget *nyírófeszültségnek* nevezik. A tapasztalat szerint kis deformációk esetén ebben az esetben is érvényes a Hooke-törvény, vagyis a nyírófeszültség és a nyírási deformáció között lineáris összefüggés van. A rugalmassági moduluszt csak húzásra-nyomásra értelmezzük. Nyírásra a nyírási rugalmassági modulus érvényes:

$$\tau = G\gamma \quad (4.4)$$

itt  $\tau$  a csúsztató feszültség, a  $\gamma$  szögelfordulás,  $G$  a nyírási rugalmassági modulus. A nyírási rugalmassági moduluszt használjuk a torziós (csavaró) igénybevételnél is. Kimutatható, hogy rugalmassági modulus és a *nyírási rugalmassági modulus* (csúsztató rugalmassági modulus) között az alábbi összefüggés áll fenn:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (4.5)$$

vagyis ez az anyagállandó is visszavezethető a korábban bevezetett kettőre.

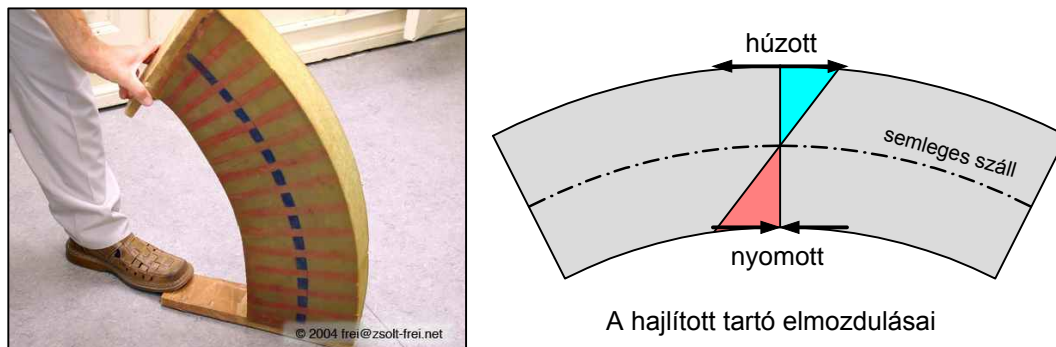
Útpályaszerkezeteknél a terhelésből keletkező nyírófeszültségek legnagyobb részét a kötőréteg veszi fel. A kötőréteg a kopórétegben fellépő vízszintes irányú feszültséget lecsökkentve az alaprétegre juttatja, valamint a kopóréteg és a felső alapréteg együttdolgozását, összekötését biztosítja. Emellett a nyári meleg periódusban a kötőréteg hőmérséklete csak néhány Celsius fokkal alacsonyabb, mint a kopórétegé. Ezért olyan útszakaszokon, ahol a forgalom lefolyása lassú – fékezési és gyorsítási hatások vannak – a kötőréteg csúsztató feszültségekkel szembeni ellenállásának megfelelőnek kell lennie.

#### 4.1.5. Hajlítás

Az útpályaszerkezeteket terhelő forgalom a járművek abroncsain keresztül adja át a terhelését. Ennek hatására függőleges (nyomó, ütő, rázó, hajlító, szívó) igénybevételek és vízszintes hatásokból (fékezésből, gyorsításból, koptatásból) származó, általában nyíró igénybevételek keletkeznek. Ez az összetett igénybevétel leginkább a hajlított tartó vizsgálatán keresztül lehetséges közelebbről megismerni. A hajlításnak kitett, lineárisan rugalmas anyagú, egyenes rúd súlyvonala meggömbül. Ezt a meggömbült súlyvonalat hívjuk rugalmas szálnak. A rugalmas szál differenciálegyenlete a következő:

$$\kappa(x) = \frac{M(x)}{E \cdot I} \quad (4.6)$$

Vagyis a meghajlított test adott pontjában ható forgatónyomaték ( $M$ ) és az adott pontban létrejövő görbület ( $\kappa$ ) arányosak, az arányossági tényezőt hajlítási merevségnek nevezik. Értéke az  $E$  Young-modulus és az  $I$  másodrendű nyomaték szorzata (Csizmadia és Nándori, 1999). A görbület a lehajló rúd alakját megadó  $y(x)$  függvény hely szerinti második deriváltja. Éppen ez ad lehetőséget arra, hogy a lehajló rúd alakváltozását meghatározzuk.



4.4. ábra. A hajlító igénybevétel értelmezése.

Tegyük fel, hogy a vízszintesen befogott rúdnak  $l$  hosszúságú darabja áll ki a falból. A rúd súlyától eltekinthetünk, amikor a végére  $F$  erő hat függőlegesen lefelé (4.4 ábra). Ekkor a befogott végétől  $x$  távolságra ( $0 \leq x \leq l$ ) lévő pontra vonatkozó forgatónyomaték (Radnai, 2005):

$$M = F(l - x) \quad (4.7)$$

ezek szerint

$$F(l - x) = EI \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (4.8)$$

Ennek a differenciálegyenletnek a megoldását szolgáltatató  $y(x)$  függvény adja meg a lehajló rúd alakját. Nem is olyan nehéz ezt a függvényt megtalálni. Ha

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{F}{EI} (l - x) \quad (4.9)$$

akkor

$$\frac{dy}{dx} = \frac{F}{EI} \left( lx - \frac{x^2}{2} \right) \quad (4.10)$$

és hasonló módon

$$y(x) = \frac{F}{EI} \left( l \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right) \quad (4.11)$$

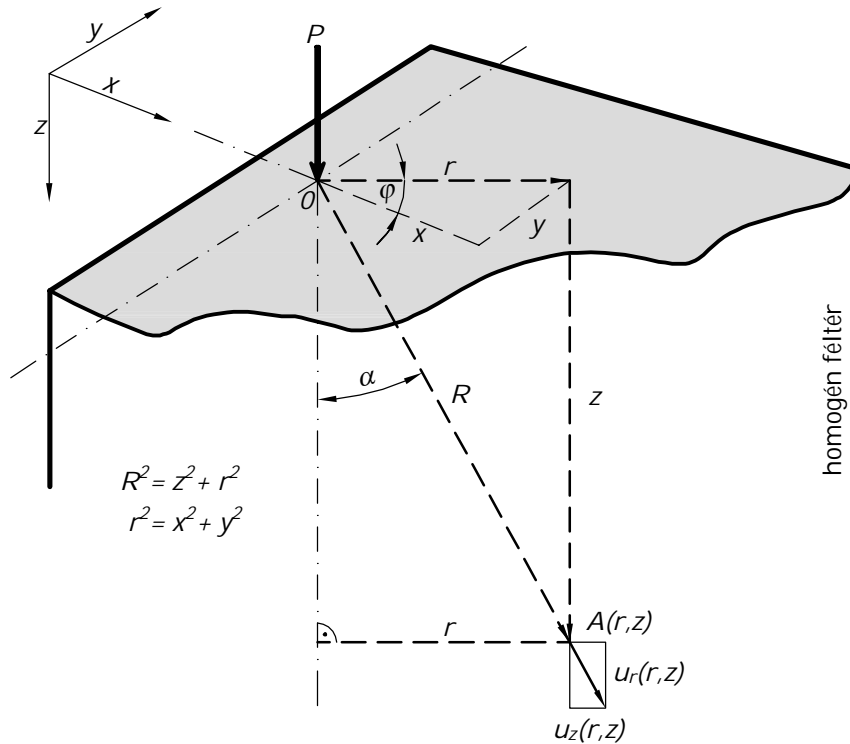
Felhasználtuk közben, hogy a befogásnál  $x = 0$ , és az érintő vízszintes:  $dy/dx = 0$ . A lehajló rúd tehát nem körív alakú, se nem parabola alakú, hanem egy harmadfokú görbéből származtatható. Ebből a függvényből megkaphatjuk a rúd végének lehajlására vonatkozó összefüggést:

$$y(l) = \frac{F l^3}{EI 3} \quad (4.12)$$

Speciálisan téglalap keresztmetszetű rúdnál:  $I = ab^3/12$ , tehát

$$y(l) = \frac{4F}{EI} \left( \frac{l}{b} \right)^3 \quad (4.13)$$

Látható, hogy a lehajlás kiszámításához az anyagállandók közül csak az  $E$  rugalmassági modulusra van szükség. Ennek éppen az a magyarázata, hogy a hajlítás visszavezethető a rúd külső ívén alkalmazott nyújtásra és a belső ívén alkalmazott összenyomásra (Radnai, 2005).



4.5. ábra. A Boussinesq-féle rugalmas féltérmodell sematikus vázlata.

## 4.2. A Boussinesq-féle rugalmas féltérmodell

A rugalmasságtan egyik nevezetes kontinuum feladata az úgynevezett Boussinesq<sup>3</sup>-féle feladat, ami a rugalmas-izotróp feltér felszínének egyetlen pontjában ható  $P$  koncentrált erő hatására kialakuló feszültség és alakváltozás viszonyokat írja le (4.5 ábra).

A problémát először a francia matematikus Boussinesq oldotta meg 1885-ben, aki számításánál feltételezte, hogy a Hooke-féle törvény korlátlanul érvényes, és a féltérben az elemi test egyensúlyát a Cauchy-féle differenciálegyenlet fejezi ki (Széchy, 1957). Figyelembe kell venni azonban, hogy az alakváltozást szenvedett elemi részek pontosan illeszkednek egymáshoz, amit geometriai feltételnek nevezünk. Az egyensúlyi és geometriai feltételek kielégítését a

$$\nabla^2 \nabla^2 \phi = 0 \quad (4.14)$$

összefüggés teljesülése biztosítja, ahol  $\phi$  az ún. Airy-féle feszültségfüggvény. Ennek parciális differenciálhányadosai adják a feszültségkomponenseket. Berezancev kimutatta, hogy a megoldás a

$$\phi = C_1 z \ln(r) + C_2 R + C_3 z \ln\left(\frac{R-z}{R+z}\right) \quad (4.15)$$

feszültségfüggvény felhasználása mellett nyerhető. A megoldás levezetése megtalálható Ponomarjov et al. (1965) munkájában. Boussinesq szerint a feszültségkomponensek a következők.

Függőleges nyomófeszültség:

$$\sigma_z = -\frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad (4.16)$$

Radiális vagy vízszintes feszültség:

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left[ (1-2\mu) \frac{1}{R(R+z)} - \frac{3r^2 z}{R^5} \right] \quad (4.17)$$

<sup>3</sup>Joseph Valentin Boussinesq (1842. március 13. – 1929. február 19.), francia matematikus.

Gyűrű vagy érintőirányú feszültség:

$$\sigma_{\varphi} = \frac{P}{2\pi} (1 - 2\mu) \left[ \frac{z}{R^3} - \frac{1}{R(R+z)} \right] \quad (4.18)$$

Csúsztató vagy nyírófeszültség:

$$\tau = -\frac{3P}{2\pi} \frac{rz^2}{R^5} \quad (4.19)$$

ahol most  $\mu = \frac{1}{m}$  az altalajra jellemző Poisson-féle tényező és  $R = \sqrt{r^2 + z^2}$ . A fenti értékek közül a gyakorlatban leginkább a függőleges feszültségekre van szükségünk, melyet a süllyedés-számításhoz használhatunk fel. Ehhez elegendő a terhelt talaj egyes vízszintes metszeteiben ismerni a függőleges feszültségek nagyságát és eloszlását.

Egy tetszőleges  $x$ ,  $y$ ,  $z$  pontban lévő tengelyben felvett hengeres elem  $z$  irányú összenyomódása ezen főfeszültségek ismeretében integrálással számítható. A  $z$  mélységig terjedő réteg összenyomódása, az  $x$ ,  $y$  ponton átmenő tengely irányában:

$$D_0 = \frac{1}{E} \int_0^z (\sigma_z - \mu(\sigma_r + \sigma_{\varphi})) dz \quad (4.20)$$

A teljes összenyomódás pedig a koncentrált  $P$  erő hatására:

$$D_0 = \frac{P}{\pi E r} (1 - \mu^2) \quad (4.21)$$

Így tehát megkapjuk egy tetszőleges  $x$ ,  $y$  pontban felvett hengeres elem  $z$  irányú összenyomódását  $P$  koncentrált erő hatására. A levezetett összefüggés közvetlenül a koncentrált erő alatt végtelen nagy elmozdulásokat ad.

#### 4.2.1. Körlemezrel terhelt rugalmas féltér

A gyakorlatban leggyakrabban nem pontszerű terheléssel találkozunk, hanem valamilyen zárt alakú (kör, négyzet, téglalap, sokszög stb.) alaptest adja át a terhelést az altalajnak. Ha a feszültségek a végtelen féltér felületén tetszőleges alakú felületen adódnak át, akkor a féltér egy adott pontjában keletkező feszültségek a Boussinesq-féle képletek integrálása útján adódnak. Ilyen esetben a feladat még egyenletesen megoszló terhelés esetén is meglehetősen bonyolult és a számítási menetet nem lehet néhány egyenlettel pontosan kielégíteni, mindemellett erre a problémára is születtek megoldások (Kézdi, 1979).

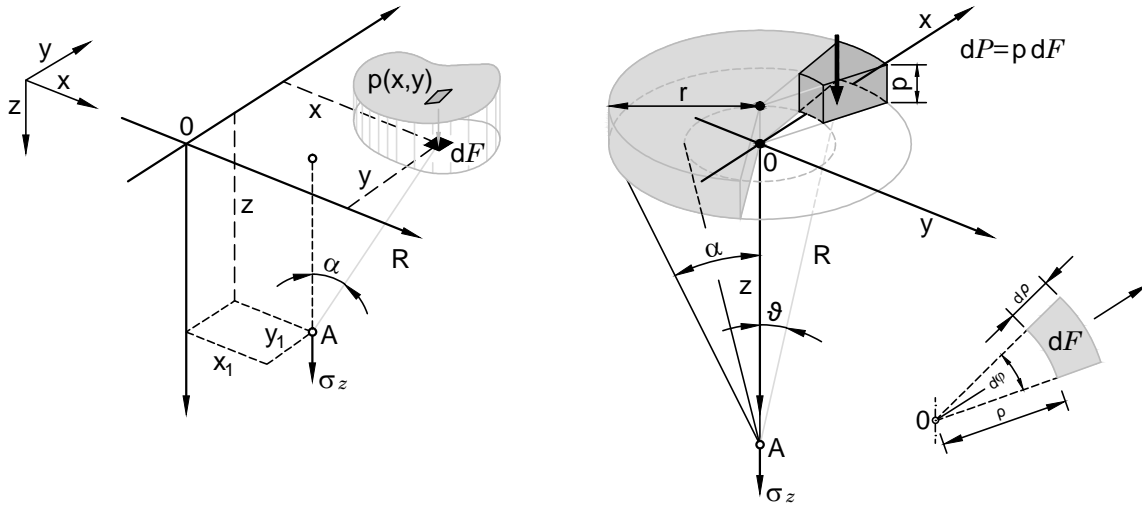
Így a 4.6 ábrán feltüntetett esetben az  $F$  felületen  $p = f(x, y)$  függvény szerint megoszló feszültség működik. A  $dF$  felületelemen működő elemi erő:  $dP = p \cdot dF$  és így az  $A$  pontban fellépő feszültség 4.16 alapján (Kézdi, 1979):

$$\sigma_z = \int_F d\sigma_z = \frac{3z^3}{2\pi} \int_F \frac{f(x, y)}{R^5} dF \quad (4.22)$$

A 4.22 egyenletben kijelölt integrálás végrehajtása még az aránylag egyszerű esetekben is meglehetősen bonyolult. Így még a pályaszerkezetek méretezése alatt leggyakrabban feltételezett körfelület esetében sem lehet egy tetszőleges pont feszültségállapotait zárt alakban kifejezni. A körlemez függőleges tengelyében fellépő feszültségeknél már más a helyzet, ezek meghatározhatóak zárt alakban is.

Az egyenletesen terhelt  $r$  sugarú körfelület alatt a tengelyben  $z$  mélységben fekvő  $A$  pontban a  $p$  egyenletesen megoszló terhelés hatására keletkező feszültség a Boussinesq-féle (4.16) alapegyenlet alapján (Széchy, 1957):

$$d\sigma_z = \frac{3p \cdot dF}{2\pi R^2} \cos^3 \vartheta \quad (4.23)$$



4.6. ábra. Tetszőleges alakú zárt felületen (a) és körtárcsán (b) megoszló terhelés hatása.

ahol az elemi felület  $dF = \rho \cdot d\varphi \cdot d\rho$  mivel  $\rho = z \cdot \tan \vartheta$  és  $d\rho = z \frac{d\vartheta}{\cos^2 \vartheta}$ , továbbá  $R = \frac{z}{\cos \vartheta}$ . Behelyettesítve a 4.23 egyenletbe:

$$d\sigma_z = \frac{3p \cdot \rho \cdot d\rho \cdot d\varphi}{2\pi R^2} \cos^3 \vartheta = \frac{3p}{2\pi} \sin \vartheta \cdot \cos^2 \vartheta \cdot d\vartheta \cdot d\varphi \quad (4.24)$$

és innen integrálással:

$$\sigma_z = \frac{3p}{2\pi} \int_{\varphi=0}^{\varphi=2\pi} \int_{\vartheta=0}^{\vartheta=\alpha} \sin \vartheta \cdot \cos^2 \vartheta \cdot d\vartheta \cdot d\varphi \quad (4.25)$$

A második integrál általános megoldása:

$$\int \cos^n x \cdot \sin x dx = -\frac{1}{n+1} \cos^{n+1} x \quad (4.26)$$

mivel most  $n = 2$ , az eredmény  $-\frac{1}{3} \cos^3 x$ . Az első integrálás végrehajtása és a határok behelyettesítése után nyerjük a végeredményt:

$$\sigma_z = p \left(1 - \cos^3 \alpha\right) = p \left[1 - \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}}\right] \quad (4.27)$$

ahol  $\cos \alpha = \frac{z}{\sqrt{r^2 + z^2}}$  és  $\alpha$  a terhelt körfelület és a vizsgált tengelypont által meghatározott kúp félnyílásszöge. A  $\sigma_r$  vízszintes irányú radiális feszültség pedig a következő

$$\sigma_r = \frac{p}{2} \left[ (1 + 2\mu) - \frac{2(1 + \mu)z}{\sqrt{r^2 + z^2}} + \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (4.28)$$

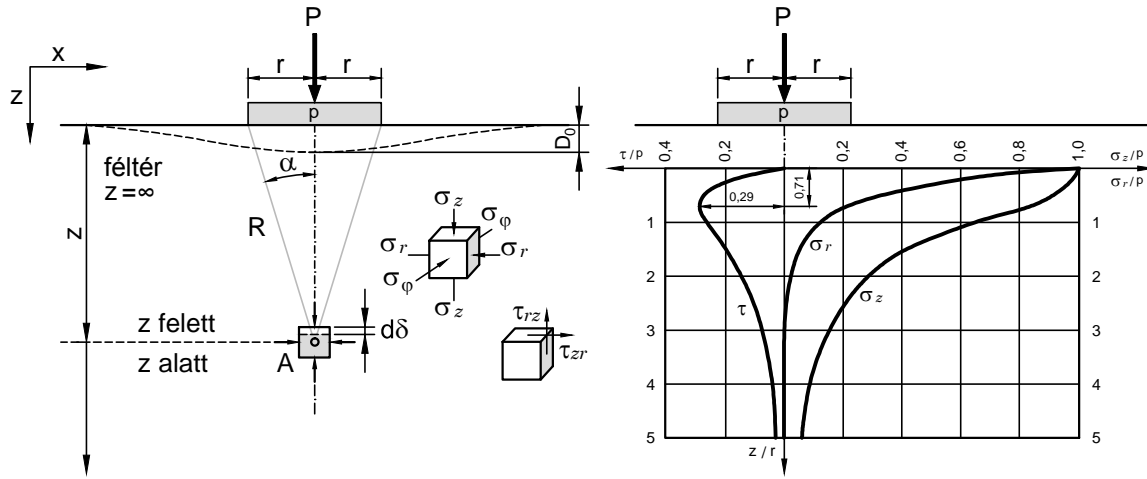
A nyírófeszültség a két főfeszültségből már számítható

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_z - \sigma_r) \quad (4.29)$$

A terhelés tengelyén kívüli pontokban is meghatározhatóak a feszültségek de már nem zárt alakban, a továbbiakban ezért nem foglalkozunk velük.

A  $\sigma_z$ ,  $\sigma_r$  és  $\tau$  feszültségek mélységbeli eloszlását a  $z/r$  paraméter függvényében a 4.7 b) ábra mutatja. Látható, hogy a  $\sigma_z$  és  $\sigma_r$  értéke a teher alatt a legnagyobb, és onnan lefelé





4.7. ábra. A rugalmas féltér feszültségeloszlása (a) és süllyedése körtárcsa alakú teher alatt (b).

rohamosan csökken, míg a  $\tau$  nyírófeszültség értéke  $\mu = 0,5$  esetén a  $z = 0,71 \cdot r$  mélységben mutat maximumot, amelynek értéke:

$$\tau_{max} = 0,29 \cdot p$$

Érdeemes megjegyezni, hogy az eddigi összefüggésekben csak az anyag Poisson-féle tényezője szerepelt, az  $E$  rugalmassági modulusa pedig nem (Nemesdy, 1985a).

A rugalmas homogén féltér  $E$  modulusa és  $\mu$  Poisson-féle tényező segítségével a 4.7 ábra szerint számítani lehet a  $z$  mélységben lévő elemi  $dz$  élű kockaelem  $d\delta$  összenyomódását a  $\sigma_z$ ,  $\sigma_r$ ,  $E$  és  $\mu$  adatok alapján. Az elemi kocka  $\varepsilon_z$  összenyomódásának fajlagos értéke:

$$\varepsilon_z = \frac{d\delta}{dz} = \frac{1}{E} (\sigma_z - 2\mu \cdot \sigma_r)$$

azaz

$$d\delta = \frac{1}{E} (\sigma_z - 2\mu \cdot \sigma_r) dz$$

A körtárcsa  $D_0$  lehajlását kapjuk meg, ha most  $z = 0$  és  $z = \infty$  határok között integráljuk a fenti képletet:

$$D_0 = \frac{1}{E} \int_0^{\infty} (\sigma_z - 2\mu \cdot \sigma_r) dz$$

azaz

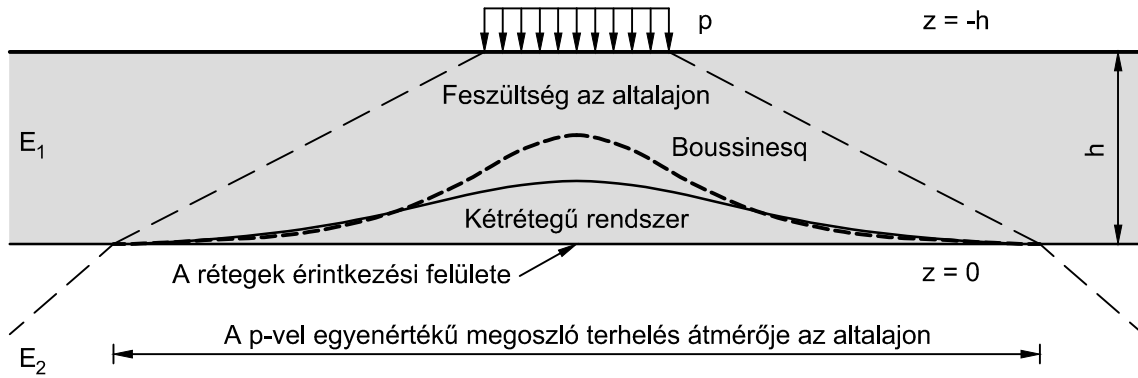
$$D_0 = 2 \left(1 - \mu^2\right) \frac{pr}{E}$$

A tárcsa  $D_0$  lehajlásának  $z$  mélység alatti összenyomódását ( $D_b$ ) a  $z = z$  és  $z = \infty$  határok közötti integrálással kapjuk meg:

$$D_b = \frac{1}{E} \int_z^{\infty} (\sigma_z - 2\mu \cdot \sigma_r) dz$$

azaz

$$D_b = \frac{p}{E} \left[ 2 \left(1 - \mu^2\right) \left(r^2 + z^2\right)^{\frac{1}{2}} - (1 + \mu) \frac{z^2}{\left(r^2 + z^2\right)^{\frac{1}{2}}} + \left(\mu + 2\mu^2 - 1\right) z \right]$$



4.8. ábra. Burmister kétrétegű rendszere.

Szükség lehet még a  $z$  mélység feletti összenyomódásnak a képletére is. Ez az érték a két képlet  $D_t = D_0 - D_b$  különbségéből adódik:

$$D_t = \frac{p}{E} \left[ 2(1 - \mu^2)r - 2(1 - \mu^2)(r^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} + (1 + \mu) \frac{z^2}{(r^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}} - (\mu + 2\mu^2 - 1)z \right]$$

Az előbbieken levezetett képletekben szereplő Poisson-féle tényező értékét 0,5-nek véve fel a  $D_0$ ,  $D_b$  és  $D_t$  képletek nagymértékben egyszerűsödnek:

$$D_0 = 1,5 \frac{pr}{E} \quad (4.30)$$

$$D_b = 1,5 \frac{pr}{E} \frac{r}{\sqrt{r^2 + z^2}} \quad (4.31)$$

$$D_t = 1,5 \frac{pr}{E} \left[ 1 - \frac{r}{\sqrt{r^2 + z^2}} \right] \quad (4.32)$$

Ezeket a rugalmasságtani alapon homogén féltérre, azaz egyrétegű rendszerre levezetett képleteket fogjuk felhasználni később a többrétegű pályaszerkezetek modellezésére is.

### 4.3. Két vagy többrétegű pályaszerkezetek mechanikai modellje

#### 4.3.1. Burmister kétrétegű rendszere

Egy  $h$  vastagságú,  $E_1$  rugalmassági modulussal és  $\mu_1$  Poisson-féle tényezővel bíró anyagból álló réteg egy végtelen kiterjedésű,  $E_2$  rugalmassági modulussal és  $\mu_2$  Poisson-féle tényezővel bíró alapon nyugszik. Egy  $2a$  átmérőjű körtárcsa egyenletesen megoszló terhelést ad át a rendszernek; a feladat a felső és alsó rétegben keletkező feszültségek meghatározása. Ennek a matematikai-mechanikai modellnek a megoldása először 1945-ben született meg Burmister által, aki később megoldását kiterjesztett  $n$  réteg esetére is 1954 és 1956 között. A feladat megoldásánál rendszerint megelégszünk azzal, hogy a terhelés tengelyében ismerjük a feszültségeket, mert ezek lesznek a mérvadóak. Két esetet különböztetünk meg:

- I. a két réteg érintkezési felületén tökéletes folytonosság van (teljes tapadás).
- II. az érintkezési felület súrlódásmentes (teljes elcsúszás).

Az elméleti megoldásban most is az összeférőségi egyenletből kell kiindulni. Négy zérustól eltérő feszültségkomponens van, melyek egy feszültségfüggvény segítségével nyerhetők. Burmister,

akitől a kétrétegű rendszer első rugalmasságtani tárgyalása származik (4.8 ábra), a következő feszültségfüggvényből indult ki:

$$\phi = J_0(mr) [Ae^{mz} + Be^{-mz} + Cze^{mz} + Dze^{-mz}] \quad (4.33)$$

A kerületi feltételek a két eltérő estre:

I. az érintkezési felület érdes (teljes tapadás). Peremfeltétek a felszínen  $z = -h$

$$\sigma_{z2} = p(r) \text{ és } \tau_{rz2} = 0$$

valamint  $z = \infty$

$$\sigma_{z1} = \tau_{rz1} = 0 \text{ és } w_1 = u_1 = 0$$

Az érintkezési felület mentén ( $z = 0$ ) további kerületi feltételek vannak

$$\sigma_{z1} = \sigma_{z2} \text{ és } \tau_{rz1} = \tau_{rz2}$$

valamint a függőleges és vízszintes elmozdulásokra:

$$w_1 = w_2 \text{ (} z \text{ - irány)} \text{ és } u_1 = u_2 \text{ (} r \text{ - irány)}$$

Az érintkezési felület mentén szakadás van a  $\sigma_r$  húzófeszültségekben, mivel a vízszintes elmozdulások azonosak  $u_1 = u_2$ . A  $\sigma_{r1}$  és  $\sigma_{r2}$  feszültségek értéke a rétegek  $E_1$  és  $E_2$  modulusának felhasználásával számítható.

II. súrlódásmentes érintkezés (teljes elcsúszás) esete. Az érintkezési felület mentén ( $z = 0$ ) a következőképpen módosulnak a kerületi feltételek:

$$\sigma_{z1} = \sigma_{z2} \text{ és } \tau_{rz1} = \tau_{rz2} = 0 \text{ és } \sigma_{r1} \neq \sigma_{r2}$$

valamint a függőleges és vízszintes elmozdulásokra:

$$w_1 = w_2 \text{ és } u_1 \neq u_2$$

A  $\phi$  feszültség függvény és a kerületi feltételek figyelembevételével a feszültségek értékei kifejezhetőek. A részletes levezetés megtalálható magyar nyelven Kézdi (1951) munkájában. A felírt feszültségek a szimmetrikusan terhelt körlap függőleges tengelyében lépnek fel, vagyis egyúttal főfeszültségek.

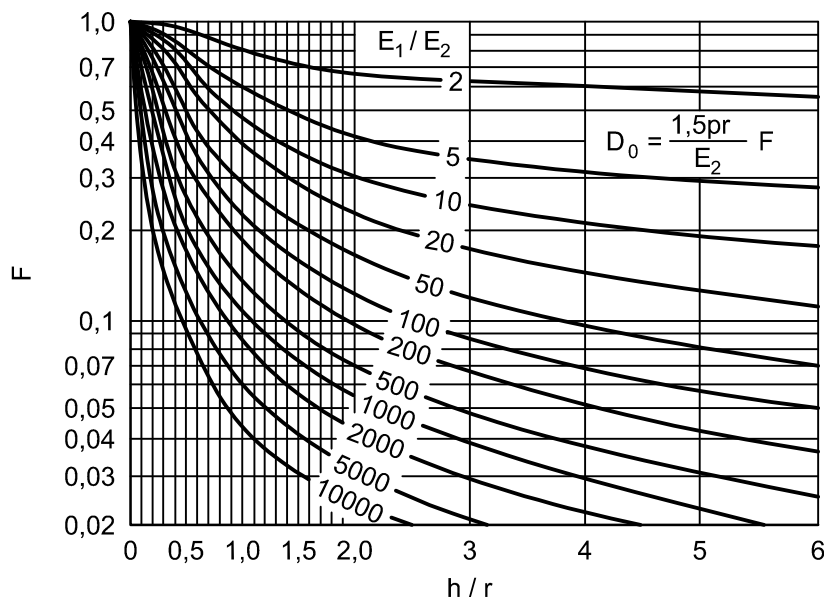
Burmister (1943) eredeti tanulmányában elsősorban nem feszültségekkel, hanem az alakváltozásokkal foglalkozott. Kiszámította a felszínnek a terhelés tengelyében bekövetkező elmozdulását abban az esetben, mikor az érintkezési felülete érdes. A kétrétegű rendszer megoldására – a bonyolult számítások elkerülése érdekében – diagramot is közölt (4.9 ábra). A központi lehajlás számítására az egyrétegű rendszerénél már megismert képletet alkalmazta:

$$D_0 = \frac{2pr}{E_2} (1 - \mu^2) F \quad (4.34)$$

ahol:

$r$  = az egyenletesen terhelt tárcsa sugara.

A képletben tehát az alsó réteg (a féltér) modulusát veszi figyelembe, amit egy  $F$  süllyedési tényezővel szoroz, amelyet az ismert  $h/r$  és  $E_1/E_2$  arányszámok alapján határoz meg. A süllyedési tényező tulajdonképpen az  $F = E_2/E_e$  hányadossal egyezik meg (Nemesdy, 1985a).



4.9. ábra. A lehajlási határértékek Burmister szerint,  $h/r$  függvényében.

#### 4.3.2. Három és többretegű rendszerek számítása

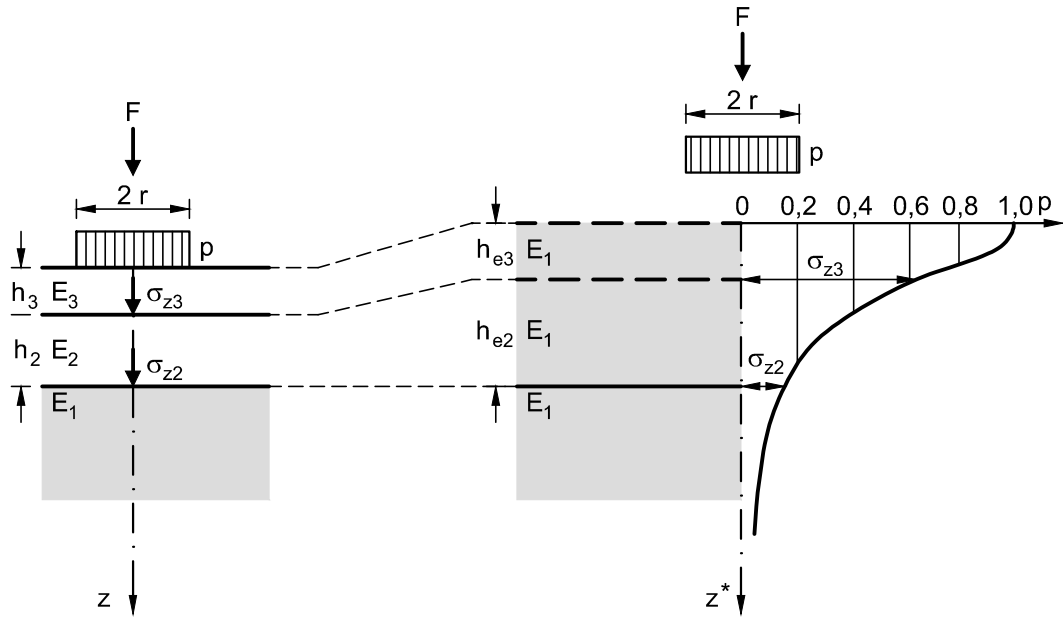
A valóságos útpályaszerkezeteket legalább háromrétegű rendszerrel kell helyettesíteni a reálisabb számításhoz. Ennek megfelelően Burmister kétrétegű rendszere alapján számítási módszert dolgoztak ki három réteg esetére is. Ez azonban igen nagy számítási munkát jelentett akkoriban, így gyakorlati alkalmazása csak korlátozottan valósulhatott meg. Ezért a gyakorlat számára grafikon-sorozatokot készítettek, de ezek pontos leolvasása esetenként nehézkes volt. Változást hozott ezen a területen Jones munkássága, amikor 1962-ben számítógéppel kiszámította és táblázatos formában közölte Burmister háromrétegű rendszerekre vonatkozó alapegyenleteinek megoldását (Fi, 1974). A táblázatokból négy paraméter, négy viszonyszám függvényében kapható meg a pályaszerkezet alakváltozása. Ezen paraméterek:

$$H = h_1/h_2 \text{ és } A = r/h_2 \text{ és } K_1 = E_1/E_2 \text{ és } K_2 = E_2/E_3$$

A táblázatok ezeket a paramétereket nagy lépcsőben adták meg és így gyakorlati alkalmazásukat a többszörös (három-négyszeres) lineáris interpolálás szükségessége igen megnehezítette. A kézi számítás kiküszöbölésére Fi (1974) a Jones táblázatok számítását gépesítette, valamint a lineáris interpolálás helyett magasabb fokszámú polinomot alkalmazott (parabola). A grafikonok és táblázatok nehézkes használata miatt idővel ezek a módszerek eltűntek a gyakorlatból és helyüket két fő irányzat foglalta el: számítógépes programok használata, amelyek igen sokféle feladatra alkalmasak, valamint a közelítő eljárások használata, melyek praktikusak és még kielégítő pontosságú eredményt adnak.

#### 4.3.3. Odemark közelítő számítása helyettesítő rétegvastagságokkal

Közelítő eljárásunk az útépítésben már Ivanov (1943) és Odemark (1949) által bevezetett helyettesítő rétegvastagság felhasználásával kezdődik. Valószínűsíthető, hogy e két szerző régebbi alapozási számítási módszerekre támaszkodva, egymástól függetlenül jutott hasonló alap gondolatra majd egymástól eltérő módszerekre. Kiindulásként legyen adott egy  $n$  rétegű rendszer, ahol ismerjük alulról felfelé haladva az  $E_1$ ,  $E_2$  és  $E_n$  modulusokat, a megfelelő  $\mu_1$ ,  $\mu_2$  és  $\mu_n$  Poisson-féle tényezőket, valamint a  $h_1$ ,  $h_2$  és  $h_n$  rétegvastagságokat. A cél az, hogy e sokrétegű rendszert olyan rétegvastagságokká alakítsuk át, hogy a végül kapott egyrétegű Boussinesq-féle



4.10. ábra. Odemark helyettesítő módszere.

rugalmas féltér modulusa a legalsó  $E_1$  (legalacsonyabb) talajréteg-modulus legyen, és az átalakított helyettesítő rendszeren a nyomófeszültség eloszlást és a süllyedést a már ismertetett Boussinesq-képletekkel lehessen számítani a  $2r$  átmérőjű,  $p$  terhelésű körtárcsa alatt (Nemesdy, 1985a). Odemark (1949) módszerének alapja azon a feltételezésen nyugszik, hogy az erők és az ébredő feszültségek, egy adott réteg alatt, kizárólag az adott réteg merevségén múlnak. Abban az esetben, amikor az adott réteg vastagsága, modulusa és Poisson-arányszáma változik, de a merevség változatlan marad, a réteg alatti erőknek és feszültségeknek is (relatív) változatlanoknak kell maradniuk. Egy réteg merevségét a lemezelmélet alapján a  $D$  tényezővel veszi figyelembe Odemark:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)} \quad (4.35)$$

ahol  $h$  a réteg vastagsága. Ezen a ponton hagyjuk el a rugalmasságtan szigorú alkalmazását és térünk át közelítő mechanikai módszerek alkalmazására. Legyen most a helyettesítő réteg és a helyettesített réteg merevségi tényezője (4.35) egyenlő. Ez esetben a rendezés után:

$$h_e = h_2 \sqrt{\frac{E_2(1 - \mu_1^2)}{E_1(1 - \mu_2^2)}} \quad (4.36)$$

ahol  $h_e$  az ekvivalens (egyenértékű) vastagság. Ezt a módszert az „egyenértékű vastagság módszereként” – angol rövidítéssel: MET – is ismerik.

A 4.10 ábrán bemutatott transzformációs rendszer, egy végtelen féltér, amelyre már alkalmazhatók Boussinesq egyenletei, de kizárólag erőkre, feszültségekre és a határfelület alatti elmozdulásokra. Odemark módszere meglehetősen közeli válaszokat ad a rugalmassági elméletre, amikor az alábbi feltételek teljesülnek:

- A modulusok értéke a mélység növekedésével csökken ( $E_{i+1}/E_i > 2$ ), és
- minden egyes réteg ekvivalens (egyenértékű) vastagsága nagyobb, mint a terhelt terület (felület) sugara.

#### 4.3.3.1. Az $F$ süllyedési tényező közelítő meghatározása

Az  $F$  süllyedési tényező értékére becslést adhatunk, ha felhasználjuk Odemark (1949) helyettesítő rétegvastagság elméletét. Ennek megfelelően írjuk fel a felső réteg helyettesítő magasságát:

$$h_e = \alpha h_2 \left( \frac{E_2}{E_1} \right)^{\frac{1}{3}}$$

A teljes rendszer  $D_0$  süllyedését az alsó réteg  $D_b$  összenyomódásának, valamint a felső réteg  $D_t$  összenyomódásának összegéből számíthatjuk ki. Mivel a helyettesítő magasság bevezetésével egy egyrétegű Boussinesq-rendszert kaptunk  $E_1$  modulussal, így az alsó réteg összenyomódására a 4.31 képletet alkalmazzuk,  $z = h_e$  helyettesítéssel:

$$D_b = 1,5 \frac{pr}{E_1} \frac{r}{\sqrt{r^2 + h_e^2}} = 1,5 \frac{p}{E_1} \frac{r^2}{\sqrt{r^2 + \alpha^2 h_2^2 K^{\frac{2}{3}}}} \quad (4.37)$$

A felső réteg  $D_t$  összenyomódását a (4.32) összefüggéssel számítjuk  $0 - z$  között,  $E = E_2$  és  $z = \beta \cdot h_2$  helyettesítéssel:

$$D_t = 1,5 \frac{pr}{E_2} \left( 1 - \frac{r}{\sqrt{r^2 + \beta^2 h_2^2}} \right) \quad (4.38)$$

A teljes süllyedés a két összenyomódás összege:

$$D_0 = 1,5 \frac{p}{E_1} \frac{r^2}{\sqrt{r^2 + \alpha^2 h_2^2 K^{\frac{2}{3}}}} + 1,5 \frac{pr}{E_2} \left( 1 - \frac{r}{\sqrt{r^2 + \beta^2 h_2^2}} \right)$$

Emeljünk ki innen az  $E_1$  modulusú féltér süllyedésértékét és a  $h_2/r$  és  $K = E_2/E_1$  arányok szerint rendezzünk:

$$D_0 = 1,5 \frac{pr}{E_1} \frac{1}{\sqrt{1 + \alpha^2 \left( \frac{h_2}{r} \right)^2 K^{\frac{2}{3}}}} + \frac{1}{K} \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \beta^2 \left( \frac{h_2}{r} \right)^2}} \right)$$

Ez az igen fontos képlet explicit, egyszerűbb formában adja meg a kétrétegű rendszer süllyedését. Ebből az  $F$  süllyedési tényező pedig a következő:

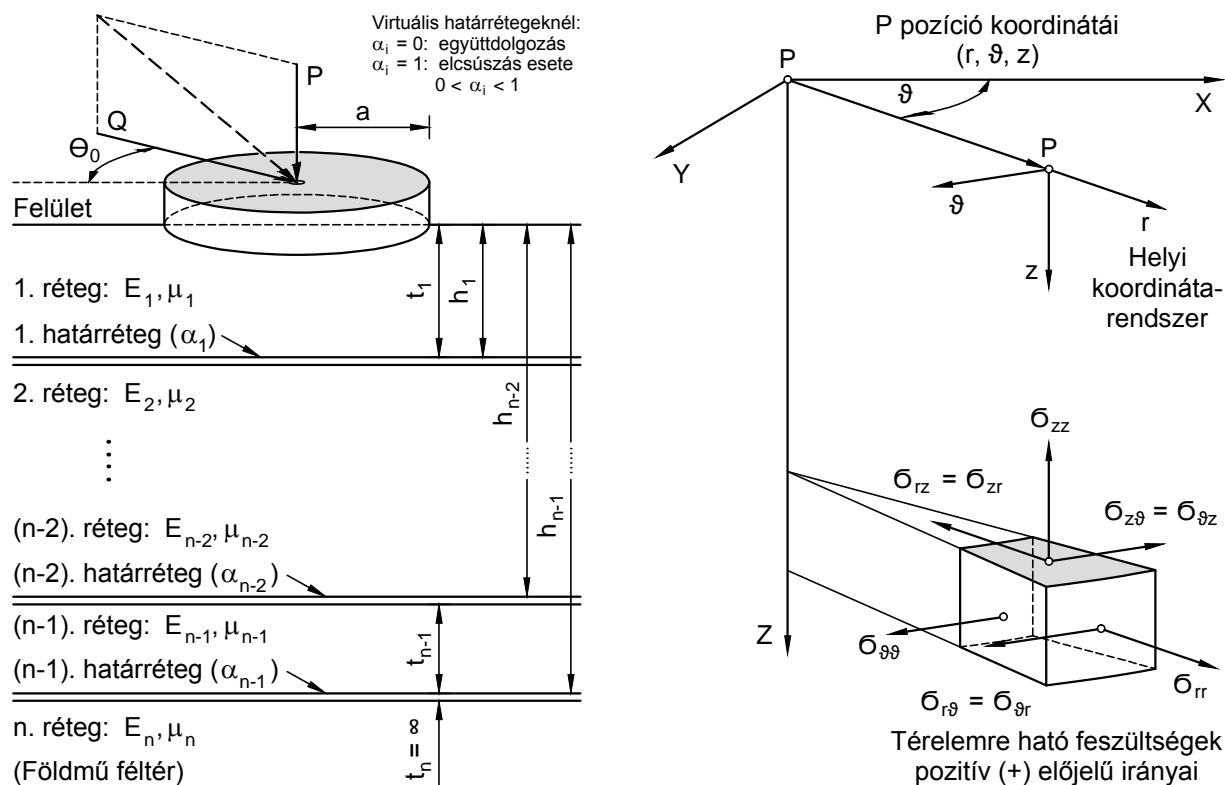
$$F = \frac{1}{\sqrt{1 + \alpha^2 \left( \frac{h_2}{r} \right)^2 K^{\frac{2}{3}}}} + \frac{1}{K} \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \beta^2 \left( \frac{h_2}{r} \right)^2}} \right) \quad (4.39)$$

Odemark az  $\alpha$  és  $\beta$  tényezők értékét 0,8–1,0 között határozta meg a szerkezeti rétegek számának illetve az első réteg vastagságának függvényében. Kétrétegű rendszer esetén mindkét paraméternél a 0,9-es korrekciós szorzót vette fel.

Ha lehetőség nyílna arra, hogy a behajlási teknő geometriája és a kétrétegű rendszer  $K = E_2/E_1$  aránypára között összefüggést találjunk, akkor mind az alsó, mind a felső réteg modulusa közvetlenül visszaszámítható az FWD mérésekből (Primusz és Markó, 2010).

## 4.4. Többrétegű rendszerek számítása a BISAR programmal

Ma már az útpályaszerkezetekben keletkező igénybevételek meghatározásának az egyik legelterjedtebb és legmegbízhatóbb módja a számítógépes programok alkalmazása. Jelenleg több olyan szoftver áll rendelkezésre (pl.: BISAR, ALIZE, CHEVRON, CIRCLY, WIPI, NOAH),



4.11. ábra. A BIZAR program elvi háttere.

amelyek segítségével rugalmas állapot feltételezéssel a rétegek tetszőleges pontjában, vagy a réteghatárokon a feszültségek, alakváltozások, behajlások számíthatók (Adorjányi, 1999a; Pethő, 2008).

A felsorolt szoftverek közül a legismertebb BIZAR programot mutatom be. A BIZAR nevű programot (Bitumen Stress Analysis in Roads) a Shell-Laboratórium dolgozta ki 1970-ben Amszterdamban, melyet a Shell Pavement Design Manual (1978) méretezési diagramjainak készítéséhez használtak fel. A BIZAR személyi számítógépeken futtatható változatát 1987-ben dolgozták ki, amely a hosszú számítási idő miatt nem tartalmazta az eredeti változat minden opcióját. A DOS verzióban 1995-re elkészített 2.0 változat az eredeti nagyszámítógépes program minden opcióját magában foglalta. Az eredeti változattal megegyező, Windows környezetben futó 3.0 változatot 1998-ra készítették el (Fi et al., 2012).

A BIZAR-program abban hozott újdonságot az öt megelőző programokhoz képest, hogy képes volt kezelni a rétegek közötti részleges tapadás kérdését is. A részleges tapadás figyelembevételére a BIZAR alkotói a *shear spring compliance* koncepcióját dolgozták ki, amely során azzal a közelítéssel élnek, hogy két felület között egy végtelen vékony réteg helyezkedik el, amely egy rugóállandóval írható le. Ennek a fizikai jelentése az, hogy a nyírási igénybevétel a felületen a két réteg relatív elmozdulását eredményezi. Ez a felületen ható feszültséggel egyenes arányosságban áll. Az elcsúszás nagysága pedig a terhelő felület nagyságától függ, mivel nem köthető anyagtulajdonsághoz. A terhelő tárcsa 100-szoros értéke a program készítői szerint már teljes elcsúszást jelent (Pethő, 2008; Fi et al., 2012).

A program által megoldható, számítható feladatot a 4.11 ábrán láthatjuk. Egy  $n$ -rétegű rendszer ( $n_{max} = 10$ ) vizsgálható, a legalsó réteg egy végtelen rugalmas féltér, a többi réteg meghatározott  $h_i$  vastagságú és homogén, rugalmas anyagú. Mindegyik réteg külön-külön eltérő nagyságú  $E_i$  modulussal és  $\mu$  Poisson-féle tényezővel rendelkezik. A terhelést egy  $r$  sugarú kör-lapon kapja a legfelső réteg. A terhelés nemcsak függőleges, hanem a fékezés-gyorsítás esetének megfelelően ferde irányú is lehet, külön megadandó a függőleges és a vízszintes – a felső réteg

felületi síkjában – ható erő is, melynek iránya az  $x$  tengellyel  $\theta$  szöget zár be. Maga a terhelő kör középpontja is egy  $x - y$  koordináta rendszerben helyezkedik el  $(x, y)$  koordinátákkal megadva (Nemesdy, 1985a). A vizsgált elem, ahol a feszültségek számíthatók, bármely  $x, y, z$  pontban is elhelyezkedhet (nem csak a teher alatti függőlegesben).

A BISAR-programot a Shell kutatóközpontban De Jong, Peutz és Korswagen fejlesztette. A matematikai rugalmasságtani alapokból indultak ki, függőleges terhelésre a Sneddon-féle függőleges és a Muki-féle vízszintes erővel terhelt rugalmas féltér analitikus megoldásait felhasználva (Nemesdy, 1985a). A rugalmasságtan általános alapegyenleteiből kiindulva, azokat hengerkoordinátákba transzformálva, az elmozdulás módszert alkalmazták. A transzformáció után így csak három parciális differenciálegyenlet maradt, melyekben a három eltolódáskomponens az ismeretlen. Két alakváltozás függvényét  $(\psi, \phi)$  vezettek be. A rugalmasságtani feltételeknek megfelelő parciális differenciálegyenlet-rendszer megoldása Fourier-sorokkal és Hankel-transzformáció alkalmazásával történik. A  $\psi$  és  $\phi$  függvények meghatározása után már a keresett feszültségek és alakváltozások számíthatók (L. Peutz és Korswagen, 1973). A BISAR szoftver matematikai hátteréről további részletek olvashatóak a AMSR.0006.73 jelzésű jelentésben.

A BISAR program és a hozzá hasonló szoftverek előnye, hogy majdnem minden gyakorlati esetre képesek megadni a választ a bemenő adatok bármilyen kombinációjára. Hátrányuk, hogy a Hooke-törvény linearitásának feltételezésén alapulnak, így minden matematikai és számítástechnikai fejlettségük ellenére is csak közelíteni képesek a valóságos útpályaszerkezetek viselkedését. Megállapítható azonban, hogy a lineárisan rugalmas anyagmodelleket alkalmazó többrétegű modellek meglehetősen jó közelítést adnak a pályaszerkezet viselkedését illetően a mozgó kerékterhekből adódó rövid terhelési idő és a relatív kis alakváltozások miatt.



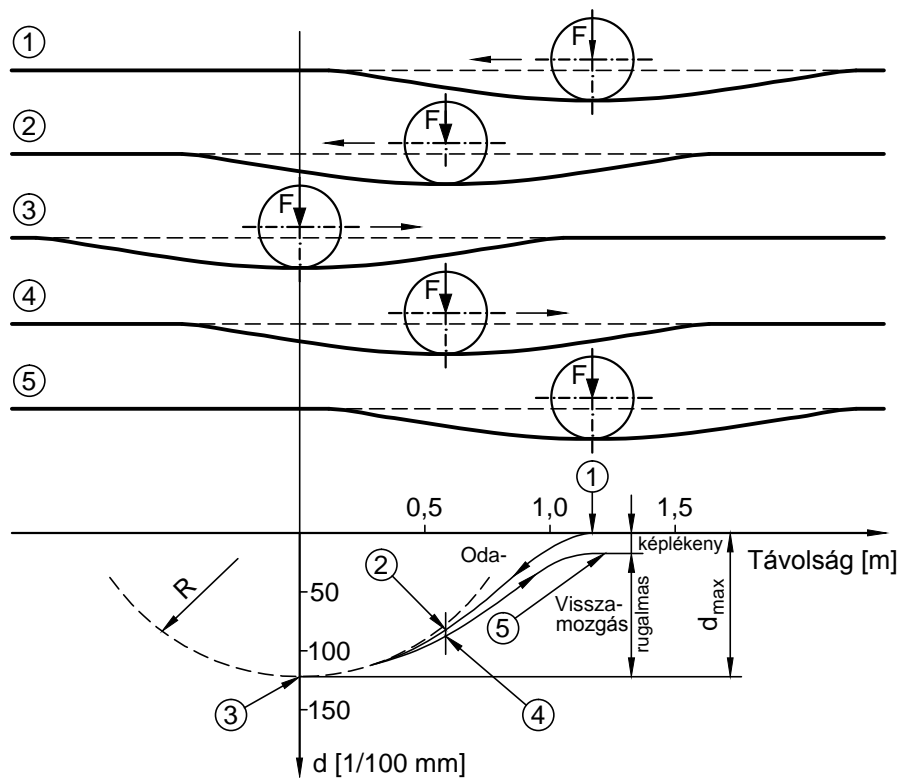
## 5. fejezet

# Az állapotértékelés objektív mérőeszközei

Utak pályaszerkezetének tervezésekor célként fogalmazható meg, hogy olyan pályaszerkezetet hozzunk létre, amely hosszútávon gazdaságosnak tekinthető. Alapvető feltétel mindig, hogy az út pályaszerkezete az élettartam alatti forgalom terhelését elviselje, teherbírása megfelelő legyen. Az utak teherbírása használatuk közben fokozatosan csökken, majd elérnek egy olyan állapotot, amikor már biztonságosan a további forgalom elviselésére alkalmatlanná válnak. Ilyenkor a pályaszerkezet megerősítése szükségszerűvé válik. A kívánt útállapot létrehozásához szükséges költségek a leromlás mértékével arányosak, így meglévő útjaink állapotának megismerése nélkülözhetetlen. A megfelelő fenntartási eljárás kiválasztása sem képzelhető el objektíven enélkül (Kosztka et al., 2008).

### 5.1. A forgalom és az útpályaszerkezet kapcsolata

A forgalom a járművek abroncsain keresztül adja át terhelését a pályaszerkezetnek. Ennek hatására függőleges igénybevételek (nyomó, ütő, rázó, hajlító, szívó stb.) és a vízszintes erőhatásokból (fékezésből, gyorsításból, koptatásból stb.) származó nyíró igénybevételek jelennek meg (Kosztka, 2009). Ezen feszültségek az egyes pályaszerkezeti rétegekben eltérő hatást fejthetnek ki, ilyenek a rugalmas és a plasztikus (maradandó) alakváltozás, a törés és a szerkezeti átrendeződés (Boromisza, 1976). Mindezen szerkezeti változások összessége a burkolat felszínén alakváltozásokban jelentkezik, vagyis kialakul az úgynevezett behajlási teknő vagy deformációs felület.

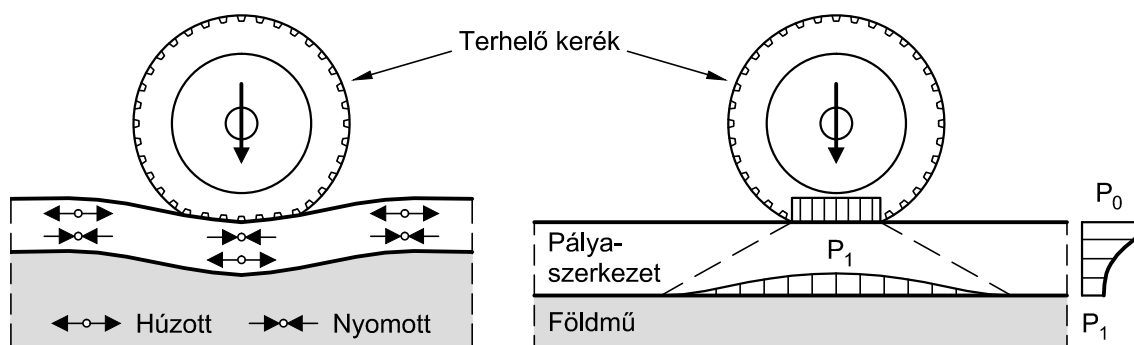


5.1. ábra. Mozdó kerékterhelés hatására kialakuló elmozdulások.

Szigorúan véve egy jól megtervezett és megépített pályaszerkezet csak rugalmas alakváltozást szenvedhet el a külső kerékterhelés hatására. Ilyenkor a terhelés megszűnése után az eredeti alakjába tér vissza a szerkezet. A valóságban a rugalmas alakváltozás mellett kismértékű maradandó alakváltozással is számolni kell. Ennek mértéke általában a mérési eszközök pontossági határán kívül esik. Ugyanis, ha a maradandó alakváltozás nagysága csupán 0,0001 mm is lenne, akkor 10000 kerékáthaladás után már 1,0 mm süllyedés mutatkozna a szerkezet felületén, ez viszont a valóságnak nem felel meg (Boromisza, 1976). Ezért az esetek többségében a kerékterhelés hatására létrejövő maximális elmozdulást a rugalmas alakváltozás nagyságával egyenértékűnek foghatjuk fel. Ezt az egyszerűsítést igazolja az ismételt terhelések hatására bekövetkező alakváltozások törvényszerűsége is. Az 5.1 ábrán jól megfigyelhető, hogy ha a kerékterhelés többszörösen terheli a pályaszerkezetet egy adott szelvényben, akkor a gyakorlatban kicsi az a hiba, amely a rugalmas vagy a teljes alakváltozás mérésének különbségéből adódik. Természetesen hosszútávon a maradó alakváltozások összegződnek és keréknyom kialakulásához vezethetnek (Boromisza, 1976).

### 5.1.1. Az útpályaszerkezetek hajlító igénybevétele

A forgalom alatt lévő pályaszerkezet elsősorban hajlító igénybevételt szenved, a hajlításból származó húzófeszültség nagysága pedig a hajlítás minimális sugarától függ. Hajlításra csak azok a felületek vehetők igénybe, amelyek kohézióval és húzószilárdsággal rendelkeznek. A szemcsés, kohézió és kötőanyag nélküli rétegek csak nyomó- és nyírófeszültségek felvételére és átadására képesek. A hajlékony pályaszerkezeteken – a jármű kerékabroncs terhelésének hatására – behajlási teknő jön létre a kerék alatt, amely a kerékkel együtt mozog. Ennek hatására a kerék haladási síkjában a pályaszerkezet minden pontjában kétszer változnak ellenkező előjelűre a hajlító feszültségek (5.2 ábra). Ugyanakkor a keréknyom szélső peremén csak a közel kör alakú behajlási medence változatlan hajlítófeszültségei terhelik a burkolatot – egy kerékáthaladásakor csak egyszer – felső felületén keresztirányú hajlító-húzófeszültséget okozva, melynek nagysága a



5.2. ábra. A pályaszerkezet igénybevételei és feszültségeloszlása.

kerék alatti alsó hajlító-húzófeszültségnek kb. 25%-a (Török, 2000).

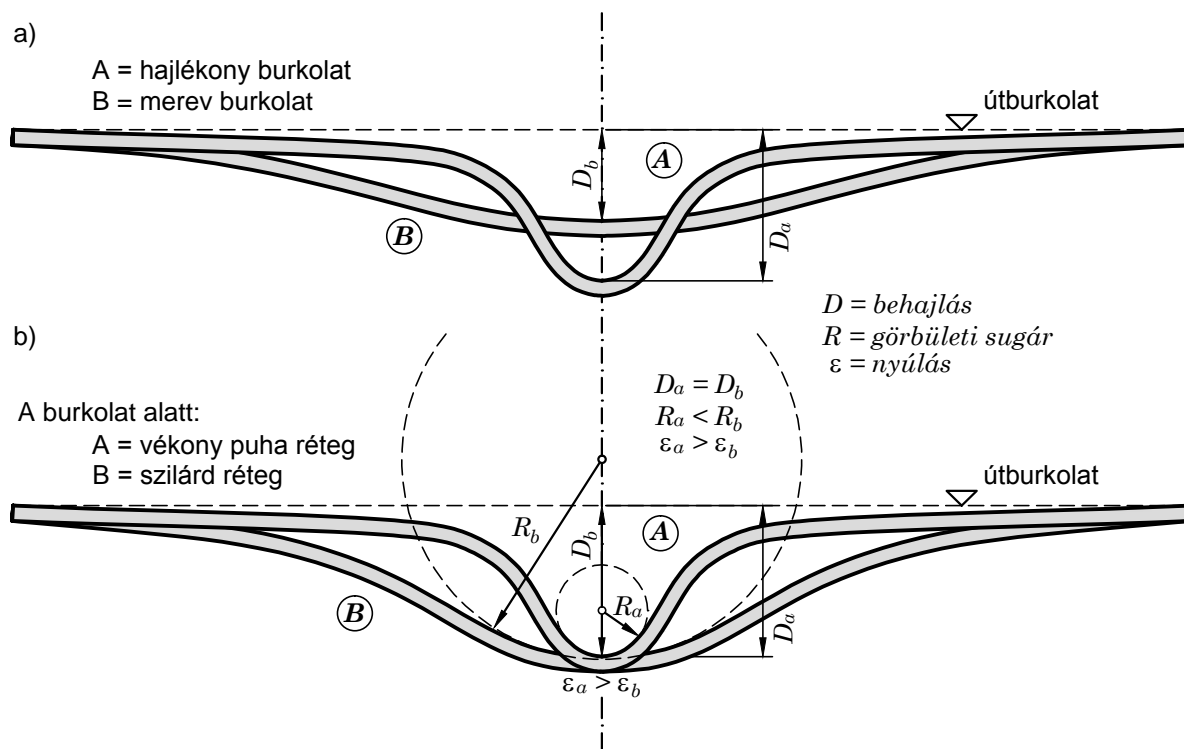
A klasszikus elmélet szerint a tönkremenetel akkor következik be, amikor az alsó aszfaltréteg fokozatosan csökkenő fáradási szilárdsága már a terhelésekből eredő, ismétlődő húzófeszültségek szintje alá süllyed. Ekkor alulról felfelé fáradási repedések indulnak, melyek a burkolat felületére érve fokozatosan kialakuló, összefüggő hálós repedéseket, felületi bomlásokat okozva eredményezik az anyag kifáradását, a tönkremenetelt. Hagyományosan a burkolat hátralévő élettartamát a központi behajlás nagysága alapján határozzuk meg. A terhelés tengelyében mért elmozdulás magában foglalja a talaj legfelső rétegének, az ágyazat, az alap és a burkolat függőleges elmozdulásait is. Szigorúan véve a földmű (altalaj) felületén mért behajlás kisebb, mint a szerkezet felszínén. Az eltérés a pályaszerkezet egyes rétegeinek különböző mértékű összenyomódásaiból tevődik össze (Boromisza, 1959).

A hajlékony pályaszerkezetek a terhelést az alátámasztó földműnek kisebb felületen adják át, mint a merev pályaszerkezetek. Ennek köszönhetően alapesetben a merev és a hajlékony pályaszerkezetek behajlási vonala markánsan különbözik egymástól, amit az 5.3 ábra felső része szemléltet. Sok esetben tapasztalhattuk már, hogy a mért központi behajlás megengedhető értéke ellenére is rövid idő alatt összeroppedezett a felület. Ennek oka lehet az, hogy a jó minőségű burkolat és az alatta fekvő rétegek között lecsökkent teherbírású réteg helyezkedik el, aminek hatására a kicsi alakváltozás mellett a görbületi sugár is alacsonyra adódik (Boromisza, 1976). A fárasztási igénybevételnek kitett burkolat pedig ott fog megrepedni, ahol a hajlítás a legnagyobb mértékű. Fontos tehát tudnunk, hogy azonos behajlás értékek eltérő pályaszerkezet kombinációk mellett is előállhatnak. A példából is látható, hogy a központi behajlás önmagában nem képes egyértelműen eldönteni a burkolat megfelelőségét, az 5.3 ábra a fentiek szemléltetését szolgálja.

Összefoglalva azt mondhatjuk, hogy a pályaszerkezet fő feladata az, hogy a külső terhelés hatására létrejövő igénybevételeket a földmű felületén egyenletesen elossza, így a viszonylag kis teherbírású földműnek – ezzel együtt magának a pályaszerkezetnek – a káros alakváltozásait megakadályozza (Kosztka, 2009). Tönkremenetel szempontjából pedig a hajlítás sugara lesz a döntő, nem pedig a központi behajlás nagysága. Ezért, ha a pályaszerkezetre nézve a kritikus igénybevételt vizsgáljuk, a központi behajlás mérése mellett a hajlított burkolat görbületi sugarát is elemezni kell.

## 5.2. A teherbírás és a behajlásmérés kapcsolata

A továbbiakban a pályaszerkezet teherbírásán azt a határigénybevételt értjük, amelynek túllépése után a pályaszerkezetet – vagy annak rétegeit – rendeltetésszerűen már nem lehet tovább használni. A behajlásmérés értékeiből ezen igénybevétel nagyságára lehet következtetni valamint annak a teherismétlődésnek a számára, amit a pályaszerkezet élettartama végéig elviselni képes. A pályaszerkezet rugalmas alakváltozásának nagysága elsősorban a szerkezet típusától, környezetétől, a terhelés nagyságától és időtartamától függ. Hazánkban az alkalmazott teher



5.3. ábra. A központi behajlás és a görbületi sugár viszonya (Boromisza nyomán, 1976).

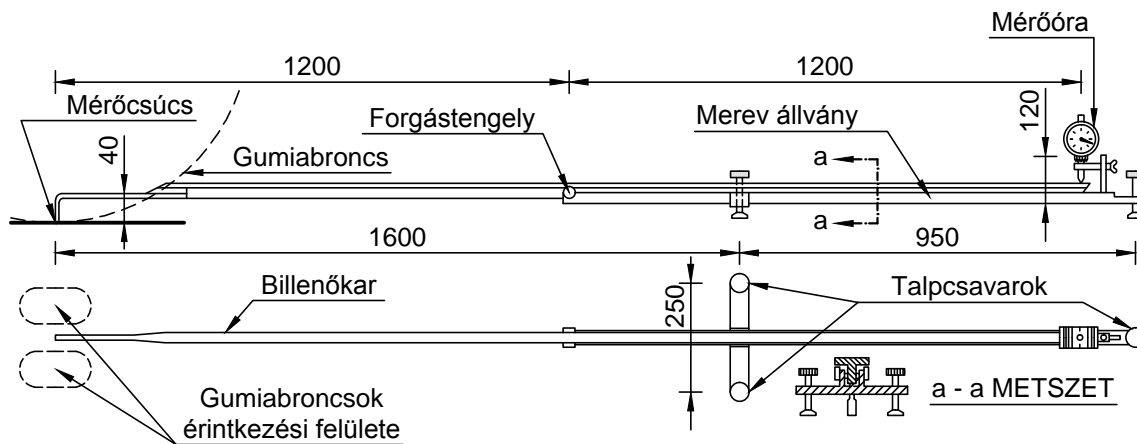
nagyságát 50 kN-ban határozták meg, így az első három paramétert rögzítettnek tekintve a továbbiakban csak a terhelés jellegét vizsgáljuk (Kosztka et al., 2008).

A pályaszerkezetek teherbírásának mérésére az elmúlt 50 esztendőben számos a gyakorlatban is bevált eljárást dolgoztak ki az adott kor műszaki színvonalának megfelelően. Mindegyik eljárás eltérő módon modellezi a forgalom és a pályaszerkezet kapcsolatát. Ennek megfelelően a mért eredmények is kisebb-nagyobb mértékben eltérnek egymástól (Kosztka et al., 2008). Az útpályaszerkezet teherbírását roncsolásmentes alapon jellemző összes berendezés a pálya behajlását méri. Három fő csoportjuk különböztethető meg:

- statikus berendezések (statikus vagy lassan mozgó teher hatására mérik a szerkezet reakcióját),
- vibrációs berendezések (vibrációs vagy ciklikus teher által kiváltott pályaszerkezet-reakciót regisztrálnak),
- impulzusos berendezések (ismert nagyságú tömeg ismert magasságról a pályára ejtése után a pályaszerkezet-reakcióját rögzítik).

Attól függően, hogy a teherbírás mérés közben statikus vagy dinamikus terheket használunk, beszélhetünk statikus vagy dinamikus vizsgálatokról. A statikus vizsgálatok jellemzője, hogy a terhelő erő nulláról indulva lassan és folyamatosan éri el végső értékét. A terhelés lassú növekedésének megfelelően az alakváltozások is lassan alakulnak ki, így a hőfejlődés mértéke alacsony és – legalábbis elvileg – a terhelés folyamata alatt el is távozik. A vizsgált szerkezet hőmérséklete a terhelés folyamata alatt állandó, tehát a folyamat izotermikus (Szalai, 1994).

A dinamikus vizsgálatok legfontosabb jellemzője, hogy a vizsgált szerkezet részecskéi viszonylag kis amplitúdójú, de nagy gyorsulású (általában harmonikus rezgő) mozgást végeznek. Ilyenek a rezonanciafrekvencia vagy a hanghullámok terjedési sebességének mérésével kapcsolatos vizsgálatok. A gyors mozgás – a belső súrlódás révén – hőfejlődéssel jár, melyről feltételezzük, hogy a rövid vizsgálati időtartam alatt nem tud a környezetbe kisugárzódni. A dinamikus vizsgálatok



5.4. ábra. A billenőkaros behajlásmérő (Benkelman-tartó) vázlatos rajza.

folyamata elvileg tehát adiabatikus. A gyakorlatban a két különböző termodinamikai folyamatból származó teherbírási paraméterek eltérése elhanyagolható mértékű. Ennél jóval nagyobb eltéréseket eredményeznek a mérési metodikákban rejlő különbségek (Szalai, 1994).

A valóságban az elhaladó jármű hatására egy adott keresztmetszetben a terhelés fokozatosan nő, majd csökken. Az alakváltozás a sebesség függvényében a másodperc tört része alatt lezajlik. A pályaszerkezet igénybevétele tehát dinamikai jellegű. A terhelés hatására a pályaszerkezet rezgésbe jön, alakváltozása pedig periodikus és csillapodó jellegű lesz. A kialakuló feszültségek és alakváltozások az időben eltérést mutatnak egymáshoz képest, vagyis az alakváltozás késleltetett. A késleltetés okát az anyagok viszkoelasztikus tulajdonságában kell keresni (Boromisza és Abdelaziz, 1980). Ha a pályaszerkezetet a rezgések figyelembevételével kívánjuk tárgyalni, olyan fizikai modellt kell létrehozunk amely tömeg-rugó-dugattyú rendszerből épül fel.

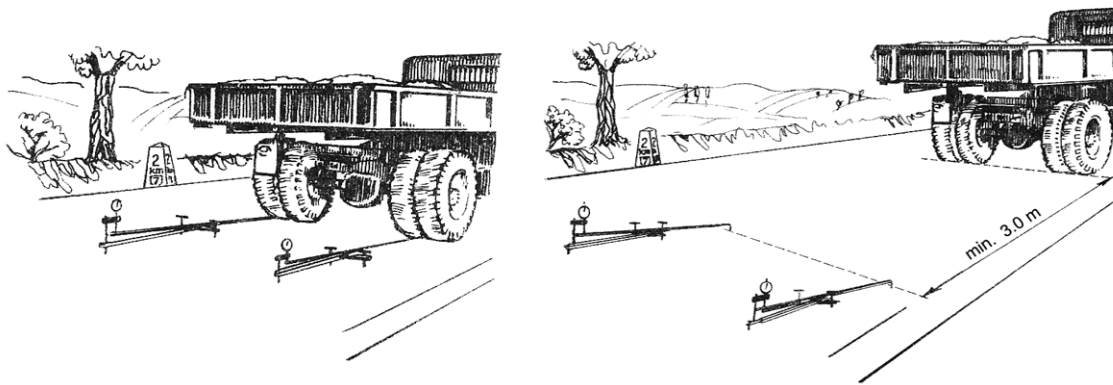
A dinamikus vizsgálatok jellege szerint alapvetően roncsolásos és roncsolásmentes eljárásokat különböztetünk meg attól függően, hogy sor kerül-e a pályaszerkezet anyagának megzavarására. Az előbbieknél a vizsgálat alapelve a fárasztás, az utóbbiaknak pedig a rezgéstani (Boromisza, 1993).

## 5.2.1. Statikus és kvázi statikus teherbírásmérés

### 5.2.1.1. Benkelman-tartó (billenőkaros behajlásmérő)

Több mint 50 éve jelentek meg az első közlemények arról az egyszerű mérőeszközzel, amelyet A. C. Benkelman tervezett és alkalmazott a kerékterhelés hatására bekövetkező behajlások mérésére. Az egyszerű és olcsó Benkelman-tartót az amerikai Western Association of State Highway Officials (WASHO) útkísérletekhez alakították ki az 1950-es években. Azóta világszerte szinte példátlan mértékben elterjedt pályaszerkezetek állapotfelmérésére, kutatásra és erősítéstervezésre (Gáspár, 2003). A kifejlesztett módszer szerint a terhelt tehergépkocsi ikerabroncsai közé a maximális behajlás helyén egy a burkolatra támaszkodó vízszintes tengely körül forgó kart kell elhelyezni és a burkolat elmozdulását a kar másik végén mért elmozdulásból lehetséges meghatározni. A mérés közben a terhelő tehergépkocsi álló helyzetben van, így a terhelés statikus jellegű (Boromisza, 1959). Az eszköz alapelvét az 5.4 ábra mutatja be. Eszerint az alumínium vagy faanyagú kerethez erősített kétkarú emelő végét a szabványos terhelésű tehergépkocsi ikerabroncsai közé helyezik. A terhelőjármű elhaladása után mérőórával a burkolatfelület függőleges irányú (rugalmas) mozgását határozzák meg (Gáspár, 2003).

**A mérés végrehajtása.** A készülék mérőcsúcsát a vizsgálat alá vett pályaszerkezeti réteg felületére állított tehergépkocsi ikerabroncsa közé helyezük és leolvassuk a mérőóra állását. A



5.5. ábra. A billenőkaros behajlás mérése.

behajlásérték kiszámításának egyszerűsítése érdekében az első leolvasáskor a mérőóra nulla értékre állítható. Ezután a gépkocsit mintegy 3,0 m-rel előre küldjük, és a mérőórát leolvassuk (5.5 ábra). A két leolvasás értékének különbsége megadja a vizsgált réteg felületén a kerékterhelés hatására előálló függőleges irányú rugalmas alakváltozást (Gáspár, 1968). A mérőkart úgy helyezük a gumiabroncsok közé, hogy azokkal ne érintkezzék. A mérőóra leolvasása előtt meg kell győződni arról, hogy a készülék forgó és elmozduló alkatrészeiben nincs-e szabad mozgást gátló súrlódás. Ez a gyakorlatban a tartóállvány gyenge ütögetésével érhető el, és akkor tekinthető megszüntnek, ha a mérőóra mutatója már nem halad tovább, hanem egy adott érték körül mozog. A mérőórát 1/100 mm pontossággal olvassuk le. A gépkocsi egy percnél hosszabb ideig nem állhat a mérési helyen. A gépkocsi mintegy 3,0 m-rel történő továbbhaladása után a mérést megismételjük (Gáspár, 1968; 2509/4, 1989). Ha a mérési szelvények távolsága 25 m-nél kisebb, akkor szelvényenként elegendő egy mérés is.

**A mérési eredmények értékelése.** A mérési hely mértékadó behajlásértékét az egymástól 3,0 m-re végzett mérések átlagértéke adja. A behajlás értékét mindig 0,1 mm pontosan és a szabványos 50 kN nagyságú kerékterhelésre vonatkoztatva fejezzük ki. A számításnál a behajlás és a terhelés közötti összefüggést lineárisnak tételezzük fel. Az eredményeket végül hossz-szelvényen ábrázoljuk (Gáspár, 1968; Kosztka, 2009).

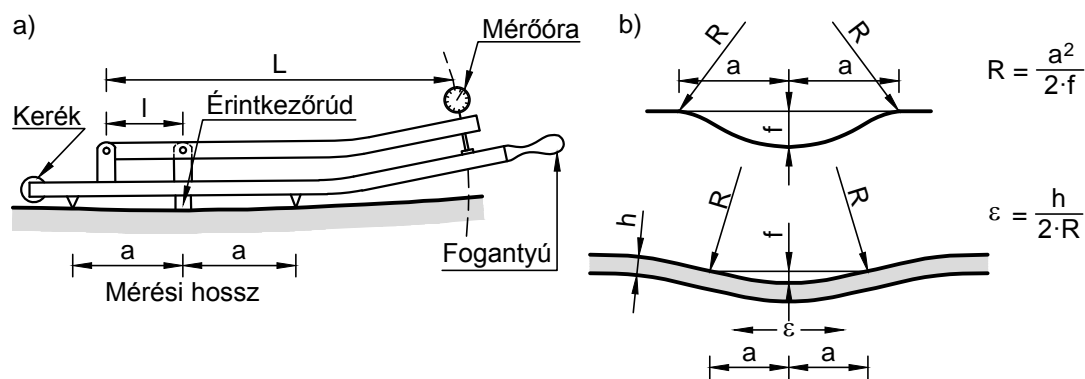
### 5.2.1.2. Müller-féle görbületmérő eszköz

A behajlás legnagyobb értéke mellett szükséges annak megvizsgálása is, hogy a terhelő kerék közelében, hossz- és keresztirányban milyen alakú a behajlási teknő. A görbületmérő berendezéseket ezért kezdetben a statikus terhelés következtében kialakuló behajlási teknő görbületi sugarának közelítő meghatározásához fejlesztették ki. A görbületi sugár méréséhez először a moszkvai MADI-Egyetemen majd Müller F. készített egyszerű mérőműszert (5.6 a) ábra), amellyel már korán számos mérést végeztek. A mérési elv megfelel a Benkelman-féle mérési elvnek, azzal a különbséggel, hogy utóbbinál a behajlást egy meghatározott mérési bázison (30–60 cm) belül vizsgálják, vagyis a húrmagasságot olvassák le (Strunck, 1968).

A mérési eredményekből a következő számítással becsülhető meg a görbületi sugár (5.6 b) ábra):

$$R = \frac{a^2}{2f} \quad (5.1)$$

A görbületi sugár jelentősége abban rejlik, hogy ha ismerjük a bitumennel kötött réteg vastagságát, valamint a kötött réteg felületén meghatározott görbületi sugár nagyságát, akkor a vizsgált réteg alján keletkező megnyúlások ( $\varepsilon$ ) a következő képlettel megbecsülhetőek (Boromi-



5.6. ábra. A Müller-féle görbületmérő eszköz

sza, 1997):

$$\varepsilon = \frac{h}{2R} \quad (5.2)$$

A fellépő nyúlások ezután az anyagra vonatkozó megengedhető nyúlásokkal már összevethetőek (Strunck, 1968).

### 5.2.1.3. Automatizált behajlasmérő eszközök

Ezek a berendezések megőrizték a Benkelman-tartó alapelvét, csupán a mérési sebesség növelésére törekedtek. Tulajdonképpen a behajlasmérő berendezés felkerült a terhelő járműre, így a pálya egy adott pontjának maximális elmozdulását a jármű haladása közben automatikusan képes regisztrálni.

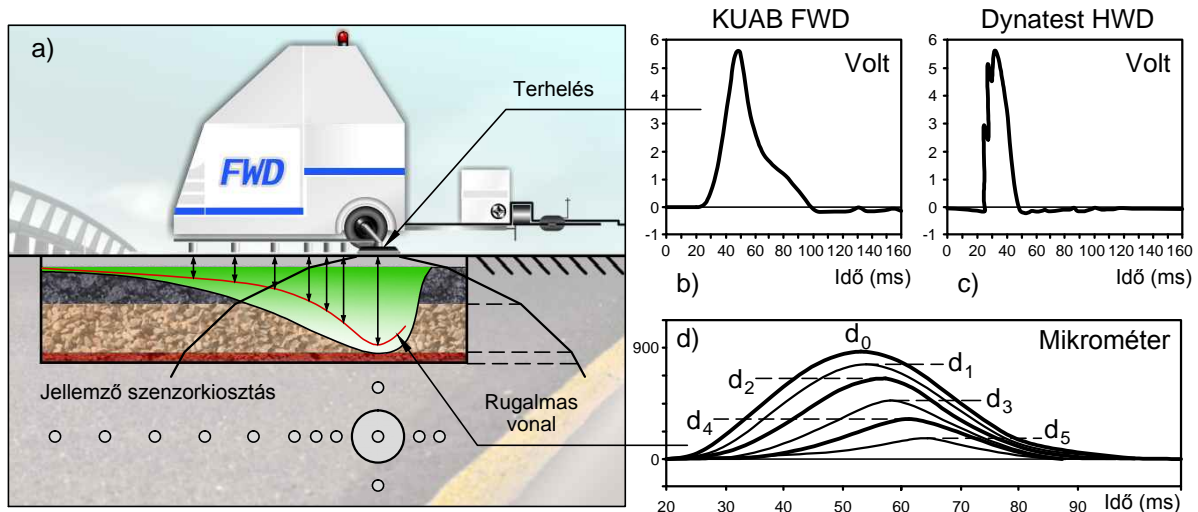
A Lacroix-deflektográf készüléket francia mérnökök fejlesztették ki abból a célból, hogy a pályaszerkezet alakváltozásait – a forgalmat jobban szimuláló – mozgó terhelés alatt legyenek képesek rögzíteni. A 3–4 km/h sebességgel közlekedő automatikus mérőkocsi két fő (gépkocsivezető és mérőtechnikus) személyzettel a hátsó ikerkerék abroncsok alatti behajlást 0,02 mm pontossággal, induktív elmozdulásmérővel méri úgy, hogy a kerekek a mérőkocsi alváza alatt elhelyezett, az útburkolaton álló mérőkar felé gördülnek. A legnagyobb behajlás elérése után a mérőkart az elektromechanikus szerkezet 3–4 m-re, a következő mérőpontig tovább csúsztatja, miközben rögzíti a szelvényezési értékeket is. Az eredmények számítógépes feldolgozásra alkalmas adattárolóra kerülnek, de grafikusan is megjeleníthetők. Az automatikus Lacroix-deflektográf mérőberendezéssel végzett munkát egyértelműen kényelmesebbnek, a kapott adatokat úgy mérés technikailag, mint statisztikailag megbízhatóbbnak kell minősíteni a kézi behajlasmérővel szemben (Kosztka, 2009; Kosztka et al., 2008; Baksay, 1976).

A British Pavement Deflection Data Logging Machine ehhez hasonló alapelvű. A California Traveling Deflectometer 6,22 m-enként határozza meg a pályabehajlást, miközben a jármű 0,8 km/h sebességgel halad előre (Gáspár, 2003).

## 5.2.2. Dinamikus teherbírásmérés

### 5.2.2.1. Impulzusalapú behajlasmérő eszközök

A csillapított rezgéskeltésen alapuló mérési eljárásokat elsősorban pályaszerkezetek vizsgálatára fejlesztették ki. A rezgéskeltést egy-egy impulzus adja, az impulzusok időtartama a másodperc törtrésze. Többszöri impulzuskeltés esetében ezek egymás közötti időtartama akkora, hogy a keltett rezgések egymást nem befolyásolják (Boromisza, 1993). A gyakorlatban az impulzussal operáló behajlasmérő berendezések általában egy lökés csillapítóval ellátott tárcsára – a helyzeti energia felhasználásával – adott magasságból adott tömeget ejtenek le. Ezzel elérhető, hogy viszonylag kis tömeg mozgatásával akkora nyomás adható át a vizsgált pályaszerkezetre, mint



5.7. ábra. Az FWD készülékek működési elve.



5.8. ábra. KUAB (a) és Dynatest típusú (b) FWD készülékek.

a sokkal nagyobb terhelést igénylő statikus módszerrel. A tömeg, a rugórendszer (gumiütköző) és az ejtési magasság egymástól függetlenül állítható, hogy ezáltal a felületre az általunk kívánt terhelést vihezzük fel. Az útpályára ható terhelési impulzus rugalmas alakváltozásokból vagy behajlásokból álló, a terhelési centrumból kiinduló „hullámfrontot” eredményez. A függőleges elmozdulások maximális értékeit a terhelési lemez közepén és több a terhelési centrumtól sugár irányban elhelyezett érzékelőkkel rögzítik. Ezek a behajlások a terhelési impulzus függvényében jellemzik a felépítmény szerkezeti szilárdságát. Az ezen elven alapuló berendezéseket általánosan nehéztömegű behajlásmérő (Falling Weight Deflectometer, FWD) eszközöknek nevezik (5.7 és 5.8 ábra).

A mérés alatt rögzített behajlási teknő lényegesen több információt szolgáltat a pályaszerkezet pillanatnyi állapotáról mint a központi behajlás, így pontosabban határozható meg annak teherbírása, hátralévő élettartama és a szükséges erősítőréteg vastagsága. Egy adott pályaszerkezet esetében az alkalmazandó rehabilitációs eljárás kiválasztása igen nagy gazdasági jelentőséggel bír. A pályaszerkezet állapotának megfelelő ismerete nélküli döntéshozatal igen költséges lehet. Az FWD berendezés által képzett adatok az egyes rétegvastagságokkal kombinálva igen biztosan alkalmazhatók a burkolat helyszíni rugalmassági modulusának (felületi egyenértékű modulus) megállapítására. Az így kapott információk felhasználhatóak a szerkezeti elemzéseknél a teherbírás meghatározására, a hátralévő élettartam becslésére, az erősítő réteg vastagságának meghatározására, amennyiben szükséges (akár az elvárt tervezési élettartamon túl is).



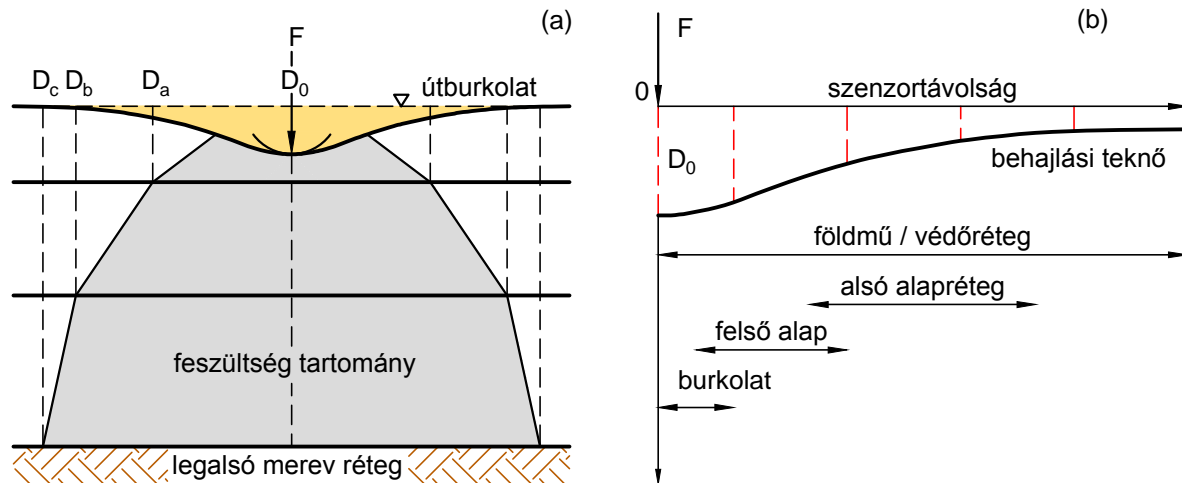
### 5.2.2.2. A terhelési impulzus és az elmozdulások rögzítése

Az FWD készülék szerkezete részleteiben gyártónként különbözhet. Ez gyakran azt is jelenti, hogy a terhelési impulzus az egyes készüléktípusok esetében eltérő lehet. Az aszfaltréteg (és néha a többi rétegek) merevsége a terhelési sebességtől függ, így a felépítmény reakciója függ a teherimpulzus típusától. Egy jármű terhelési impulzusának szimulálásánál azt a terhelési időt kell figyelembe venni, ami megközelítően megfelel egy gördülő kerék terhelési idejének. A legtöbb FWD készülék esetében az impulzus kezdetétől a maximális érték eléréséig 5–30 ms telik el, és a terhelési impulzus időtartama pedig 20–60 ms (5.7 b) és c) ábra). Fontos kiemelni, hogy normális esetben a terhelés időben változó grafikonja nem szimmetrikus lefutású, ezért a terhelés teljes időtartalma (szélessége) nem alkalmas az FWD készülékek jellemzésére. Helyette célszerűbb a kiindulási állapot és a maximális impulzus közötti időtartamot, azaz az ébredési időt (*rise time*) alkalmazni (Shahin, 2005). Az FWD berendezések kb. 30 ms idő alatti méréseikkel az útpálya teherbírását közelítő módon tudják csak jellemezni, mivel az egymástól bizonyos távolságokban fekvő geofonok mindig a helyi maximális behajlásokat regisztrálják, amelyek azonban nem pontosan azonos időben, hanem a sebesség szerint eltolódott időpillanatokban keletkeznek (5.7 d) ábra). Az ebből fakadó hiba minimalizálható, ha a teherimpulzus felfutó ágát az időben megnyújtjuk. A nagyobb ébredési idő – a szenzorok maximális elmozdulásai között – kisebb időeltérést fog eredményezni (Shahin, 2005). Az ejtősúlyos készülék terhelési idejét dinamikus frekvenciára átszámítva csak 30–60 Hz frekvencia körüli értékeket lehet kapni, amely értékek növelése tovább már csak nehézkesen oldható meg (Grätz, 1999). Fontos tehát figyelembe venni a teherimpulzus alakját és az ébredési idő hosszát, mivel ennek függvényében a maximális elmozdulások értéke akár 10–20%-os eltérés is mutathatnak FWD típusonként. A behajlási teknő alakjának meghatározásához szükséges, hogy az FWD készülék megfelelő számú behajlás-érzékelővel rendelkezzen. A behajlás-érzékelőknek az FWD készülékek körében két típusa létezik, a geofon és a szeizmométer. Az alkalmazott érzékelő típusa az adott FWD készüléktől függ. Vékony aszfaltréteget tartalmazó felépítményeknél a behajlás érzékelőknek a terhelési centrumhoz közelebb kell lenniük, mint vastagabb aszfalt rétegeket tartalmazó felépítmények esetében.

### 5.2.2.3. A mért deformációk információtartalma

Az útpályaszerkezetek mechanikai modellje alapján alapvető feltevésekkel élhetünk az FWD készülékek által mért elmozdulások elemzésével kapcsolatosan. A legfontosabb, hogy a pályaszerkezet felületén átadott külső terhelés a mélységgel arányosan csak eloszolhat az egyes rétegekben, de sohasem csökkenhet le, és így minden vízszintes síkmetszetben a függőleges feszültségek eredője azonos értékű. Ezért a felszínen mért maximális elmozdulások a szerkezetet alkotó anyagok saját deformációinak összege a kialakuló feszültségzónán belül. A terhelés tengelyétől távolodva pedig minden deformációhoz tartozik – a pályaszerkezeten belül – egy olyan jellegzetes mélység, amely csak közvetlenül hozható kapcsolatba a mért elmozdulással (5.9 a) ábra). Vagyis elvi lehetőség van arra, hogy a terhelés tengelyétől jellegzetes távolságra mért elmozdulásokkal közvetlenül jellemezzünk egyes szerkezeti rétegeket. Ezt az összefüggést szemlélteti a teherbírás-mérésre vonatkozó brit előírás (HD29/94, 2008) egyik ábrája is (5.9 b) ábra). Egy ponton túl már nem alakulnak ki további felszíni deformációk, mivel a feszültségzóna nem terjed tovább, ezt a mélységet határmélységnek nevezzük. A gyakorlatban ez úgy képzelhető el, hogy egy alsó végtelen merev réteg gátolja a elmozdulások kialakulását vagy egy adott mélységnél a belső súrlódás már képes ellensúlyozni a kialakuló deformációkat.

Az útpályaszerkezeteket alkotó rétegek jellemzésére ezért számos teknőparamétert dolgoztak ki. Ezek részletes összefoglalóját megtalálhatjuk Horak (1987) munkájában. Az aszfaltburkolatok jellemzésére a felszíni görbületi indexe (Surface Curvature Index, SCI) terjedt el. Csupán a terheléshez közeli elmozdulások használhatóak fel hozzá. Az SCI növekedése azt mutatja, hogy az aszfaltréteg gyengül. Az alaprétegek szerkezeti jellemzésére az alap károsodási index (Base Damage Index, BDI) használatos. A BDI növekedése a rétegek gyengülését jelenti. A távolabb



5.9. ábra. A rögzített behajlási teknő különböző paramétereinek alapján a felszín alatti rétegek állapotára becsléseket tehetünk.

mért behajlások vagy az alap görbületi indexek (Base Curvature Indices, BCI) jól használhatóak az alap alatti rétegek és a teherhordó altalaj elemzésére. Ezen paraméterek növekedése is a rétegek gyengülését jelenti (Van Gurp, 1995). A legfontosabb teknőparaméterek összefoglalóját az 5.1 táblázat tartalmazza. A behajlási teknő paramétereit a következő célokra használhatjuk: a vizsgálandó útszakasz homogén alszakaszokra osztása, vagy a várható élettartam meghatározása.

### 5.3. Behajlásmérő eszközök az erdészeti úthálózatokon

A teherbírás mérésére hosszú ideig csak a kézi behajlásmérő eszköz állt rendelkezésre. A kézi behajlásmérésnél fontos szempont, hogy a mérőkar alátámasztásának olyan távra kell kerülnie a terhelő gépkocsi gumibroncsától, hogy az már a pályaszerkezet mozgásában ne vegyen részt. Ezt a terhelés hatására kialakuló ún. együttdolgozó hosszt kísérleti úton lehetséges csak meghatározni. Hazánkban ezzel kapcsolatban Boromisza (1959) végzett méréseket a 60-as években. Vizsgálatai során az együttdolgozó hossz mértékét 1,2 m-ben határozta meg, bár a WASHO (Western Association of State Highway Organizations) mérések szerint ez akár 2,0 métert is elérhet. Mindenesetre hazánkban az 1:1 arányú mérőkarok terjedtek el, ahol az alátámasztás és a mérőcsúcs közötti távolság 1,2 m volt (5.4 ábra).

Az erdészeti feltáróhálózatok felmérését először az 1:1 arányú mérőberendezésekkel kezdték el végrehajtani, de már viszonylag korán kiderült, hogy a berendezés állványának lábai a deformációs vonalon belül helyezkednek el. Az ebből eredő hiba az erdészeti utak vékony pályaszerkezetein jelentős mértékűre adódott (Herpay et al., 1975; Kosztka, 1978). A vázolt probléma kiküszöbölésére ezért a behajlásmérő eszköz módosítására volt szükség (Kosztka, 1978). Azért, hogy a behajlásmérő talpai a tehergépkocsitól távolabb kerüljenek, a tapogatócsúcs felé eső mérőkart kétszeresére kellett megnyújtani, tehát a mérőkarok aránya így 2:1 arányúak lettek. Ez a túlnyújtás általában elég arra, hogy a lábak már deformációmentes helyre kerüljenek, a műszer hossza pedig még nem befolyásolja a kezelhetőséget. Kedvezőtlen ennél az elrendezésnél az, hogy a leolvasott értékből a valódi értéket kettővel való szorzás útján nyerjük, ami az esetleges hiba nagyságát is ugyanígy növeli. Gondos méréssel ez a hiba minimálisra csökkenthető és a várható végeredményt nem befolyásolja (Kosztka, 2001). A berendezés mérőcsúcsának helyzete is eltér a közutakon alkalmazott méréshez képest. Erdészeti feltáróutaknál a mérőcsúcsot nem a kerék felfekvésének vonalába, hanem az elé kell elhelyezni (B.3. függelék). Ezáltal a kerék áthaladásakor a pályaszerkezet először benyomódik, a mérőóra negatív szélsőértéket vesz fel,

Paraméter	Összefüggés	Eszköz	Hivatkozás
Felület görbületi index <i>SCI - Surface Curvature Index</i>	$SCI = D_0 - D_{300}$	BB, RR, Dyn., FWD	Shrivner, 1968
Alap romlási index <i>BDI - Base Damage Index</i>	$BDI = D_{300} - D_{600}$	RR, FWD	
Alap görbületi index <i>BCI - Base Curvature Index</i>	$BCI = D_{600} - D_{900}$	Dyn., FWD	Peterson, 1972
Hajlítási index <i>BI - Bending Index</i>	$BI = D_0/a$	BB	Hveem, 1954
Lapultság <i>S - Spreadability</i>	$S = \frac{25}{D_0} (D_0 + D_{300} + D_{600} + D_{900})$	Dyn., RR, FWD	Vaswani, 1971
Alaktényező <i>F - Shape Factor</i>	$F_1 = (D_0 - D_{600}) / D_{300}$ $F_2 = (D_{300} - D_{900}) / D_{600}$ $F_3 = (D_{600} - D_{1200}) / D_{900}$	FWD	Hoffman, 1981
Maximális elmozdulás <i>Maximum deflection</i>	$D_0$	BB, RR, Dyn., FWD	Shrivner, 1968
Alap görbületi tényező <i>CBF - Curvature Basin Factor</i>	$CBF_x = (D_0 - D_x) / D_0$	FWD	Hothan-Schäfer
Behajlási tényező <i>DR - Deflection Ratio</i>	$DR = D_x / D_0$	FWD	Classen, 1976
Terület index <i>AI - Area Index</i>	$AI = \frac{6}{D_0} (D_0 + 2D_{300} + 2D_{600} + D_{900})$	FWD	Hoffman, 1981
<i>AP - A. Under Pavement Profil</i>	$AP = \frac{1}{2} (5D_0 - 2D_{300} - 2D_{600} - D_{900})$	FWD	Hill-Thompson
Érintő iránytangens <i>TS - Tangent Slope</i>	$TS = (D_0 - d_L) / L$	FWD	Stock, 1984
Behajlások iránytangense <i>SD - Slope of Deflection</i>	$SD = \tan^{-1} [(D_0 - D_x) / x]$	BB	Kung, 1967
Hatótávolság <i>RI - Radius of Influence</i>	$RI = L / D_0$	BB	Ford, 1962
Görbületi sugár <i>RoC - Radius of Curvature</i>	$RoC = x^2 / [2D_0 ((D_0 / D_x) - 1)]$ $x = 127 \text{ mm}$ $RoC = 200^2 / [2D_0 (1 - (D_{200} / D_0))]$	CM, BB FWD	Dehlen, 1962 Horak, 2008

**Magyarázat:**  $D_x$ - a felületi elmozdulás a terhelés tengelyétől  $x$  távolságra (mm),  $a$  - a behajlási teknő hosszának negyede,  $L$  - maximális elmozdulás és az érintési pont közötti távolság,  $d$  - elmozdulás az érintési pontban, BB - Benkelman-tartó, FWD - Falling Weight Deflectometer, RR - Road Rater, CM - Curvaturemeter, Dyn - Dynaflect

5.1. táblázat. A leggyakoribb teknőparaméterek (Kim et al. 2000 alapján).

Jellemzők	Benkelman-tartó	Lacroix-deflektográf	FWD
Eszközigény	terhelt tehergépkocsi, 2 db behajlásmérő	mérőkocsi	mérőkocsi
Személyzet	4 fő	2 fő	2 fő
Igénybevétel	statikus	kvázi statikus	dinamikus
Szimulált sebesség	0 km/h	3–4 km/h	60–80 km/h
Mérés módja	diszkrét	folyamatos	diszkrét
Mérés sűrűsége	min. 25 m	4 m	25 m
Napi teljesítmény	15 km	20 km	15 km
Mért paraméter	központi behajlás	központi behajlás	behajlási teknő
Adatok rögzítése	manuális	automatikus	automatikus
Ismételhetőség	kielégítő	közepes	kiváló
Eszköz költsége	alacsony	magas	magas

5.2. táblázat. Teherbírásmérő eszközök összehasonlítása.

majd a kerék továbbhaladásakor rugalmasan visszaugrik, a mérőóra pozitív szélsőértéket mutat. A behajlás nagyságát a két szélsőérték különbségének kétszerese adja. A bevezetett mérési metodika legjobban az angliai TRRL eljáráshoz hasonlított, vagyis az automata Lacroix-mérőkocsi által követett elvet valósította meg (Kosztka, 1978).

A Müller-féle görbületmérő eszközzel az Erdészeti Szállítástani Tanszék az 1970-es években zajló Makk-pusztai kísérleti úton szerzett tapasztalatokat. A mérés kivitelezésekor problémát okozott a mérési hossz helyes felvétele, valamint az eszköz pontos elhelyezése. A mérési eredmények nagy szórást mutattak, így azok felhasználása további számításokra kétséges volt (Herpay et al., 1975).

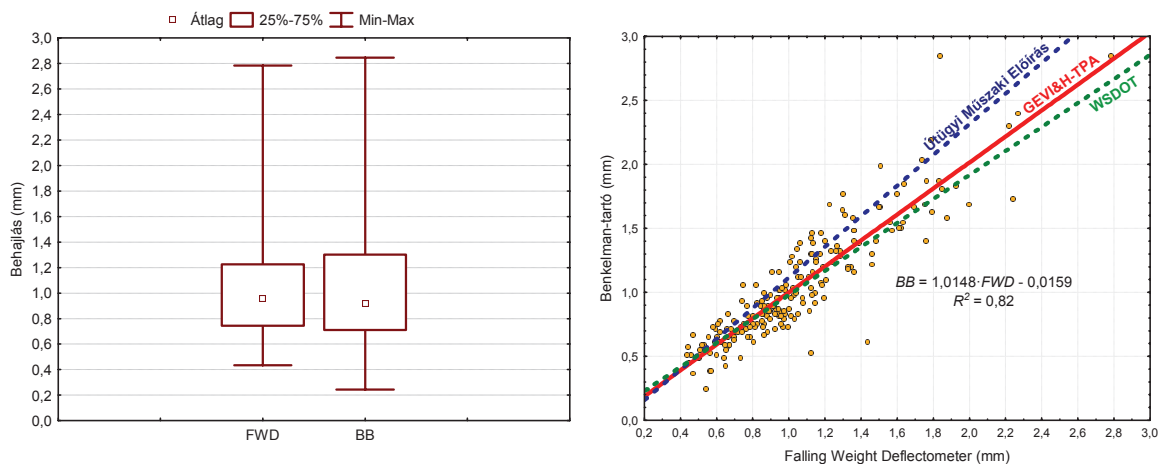
1975-ben jelentek meg a Lacroix-mérőkocsik a magyar közúthálózatokon, de csak később, 1984-ben alkalmazták őket először – kísérleti jelleggel – az erdészeti feltáráshálózatok felmérésére. Legnagyobb hátrányuk az volt, hogy az egy forgalmi sávú erdészeti utakon a mérés idejére a forgalmat le kellett zárni, mert a mintegy 16 tonna tömegű, az alvázra függesztett mérőberendezés miatt alacsony szabad magasságú tehergépkocsi a keskeny és puha padkára, vagy terepre a meghibásodás komoly veszélye nélkül nem tudott lemenni (Kosztka, 2001).

A dinamikus ejtősúlyos berendezések közül 2007-ben a Dynatest FWD készülékkel történtek meg az első mérések. A tapasztalatok azt mutatták, hogy az FWD készülékek hatékonyan alkalmazhatók az erdészeti feltárási utak speciális körülményei között is. A mérés minőségét viszont nagyban befolyásolja a burkolatfelület tisztasága (sárfelhordás). Az erdészeti gyakorlatban alkalmazott teherbírásmérő eszközök összehasonlítását az 5.2 táblázat mutatja be.

### 5.3.1. Az eltérő eszközökkel mért elmozdulások átszámításának kérdése

A már ismertetett mérési módszerek közül a világon a legelterjedtebb és a leggyakrabban alkalmazott a kézi behajlásmérés volt, így számos útkísérlet eredményei (WASHO, AASHO) és műszaki előírás tartalma is az ilyen módon meghatározott behajlásértékekre vonatkoztak és vonatkoznak még ma is. Ezért az eltérő mérési módszerek átszámításának igénye hamar felmerült és máig fennmaradt.

A Lacroix-Benkelman összehasonlító vizsgálatokat a Somogyi Erdőgazdaság területén lévő Szántód-Jaba pusztai erdészeti feltárási úton végezték el 1984-ben. Az eredmények azt mutatták, hogy nincs számottevő különbség a két módszer között, ezért átszámítás nem szükséges. Az egyezést a már ismertetett mérési elvek hasonlósága magyarázza (Kosztka, 1986; Kosztka, 2001; Kosztka et al., 2008). Az eredmény eltért a közutas tapasztalatoktól, ahol a mérőkocsival és a behajlásmérővel megállapított behajlásértékek közötti viszonyszámot 1,1–1,3-nak találták



5.10. ábra. Behajlás box-plot (a) és összefüggés az FWD–BB behajlásértékek között (b).

(2509/4, 1989).

1993-tól kezdődött a KUAB típusú FWD készülékek alkalmazása a magyar közúthálózat állapotértékelésében. A dinamikus behajlásértékek statikus behajlásadatokká való átszámításának kérdése pedig újra felvetődött. Azóta az eltelt években több összemérés is történt, ennek megfelelően az alkalmazott képlet is többször változott. Egy 2005-ben elvégzett Benkelman-FWD (KUAB és Dynatest) összemérésnél, a statikus behajlásra való átszámításra az alábbi képlet adódott (Tóth, 2007b):

$$BB = 1,1985 \cdot FWD - 0,0826 \quad (5.3)$$

ahol:

$BB$  = Benkelman-tartó behajlás [mm].

$FWD$  = FWD behajlás [mm] a 30 cm átmérőjű tárcsa alatt az 50 kN-os teher hatására.

$R^2 = 0,97$ .

Itt érdemes még megemlítenünk a Washington State Department of Transportation Materials Laboratórium (WSDOT) által 1982 és 1983 között gyűjtött adatokon alapuló képletét is<sup>1</sup>:

$$BB = 0,93748 \cdot FWD + 0,0423 \quad (5.4)$$

ahol  $R^2 = 0,86$  és a szórás = 0,08 mm, míg a minta nagyság 713 db.

2007-ben kísérleti céllal újabb párhuzamos összemérést végeztünk a kézi behajlásmérő és a dinamikus Dynatest FWD készülék között. A kísérleti útszakasz ismét a Szántód-Jaba pusztai feltáróút volt. A mérést az 5 km hosszú úton 25 m-ként végeztük el a jobboldali keréknyomban, az átlag hőmérséklet 25°C volt (Kosztka et al., 2008). A mért statikus és dinamikus behajlásértékek statisztikai jellemzői jól egyeztek egymással (5.10 a) ábra). A mérési eredményekre illesztett lineáris modell determinációs koefficiense erős összefüggést mutatott a két mért paraméter között (5.10 b) ábra):

$$BB = 1,0148 \cdot FWD - 0,0159 \quad (5.5)$$

ahol  $R^2 = 0,82$ . A mérési eredményeket valamint a bemutatott átszámító összefüggéseket grafikusán az 5.10 b) ábra mutatja be. Jól látható, hogy az átszámító képletek közel azonos eredményt adnak, és jól beilleszkedik közéjük az 5.5 regressziós modell is. Ennek ellenére a felállított statisztikai modell elvi felépítése helytelen, mivel a tengelymetszet nem egyenlő zéróval. Logikus, hogy egy átszámító függvény az origóból induljon ki, hiszen nulla FWD elmozduláshoz nulla kézi behajlásmérés (BB) tartozik. Az egyes szerzőktől származó modellek összehasonlítása miatt

<sup>1</sup><http://training.ce.washington.edu/WSDOT/>

mégis a hagyományos (nem feltételes) regressziószámítás mellett döntöttem. A tengelymetszet  $b = 0$  feltétel alkalmazásakor az 5.5 összefüggés az alábbi alakra egyszerűsödik:

$$BB = 1,0015 \cdot FWD \quad (5.6)$$

ahol  $R^2 = 0,822$ . A feltételes regressziós egyenes általában rosszabb (de legalábbis nem jobb), mint az előzőekben megismert, hagyományos módon meghatározott regressziós függvény (Orbay, 1990). A vizsgálatok azt is kimutatták, hogy az (5.6) szignifikánsan nem tér el a feltétel nélküli regressziószámítás eredményétől.

A statikus behajlás adatok alapján elvégezhető egy adott útszakasz homogenizálása, majd a homogén szakaszokon a jellemző mértékadó behajlás kiszámítása, amely az érvényben lévő Útügyi Műszaki Előírás szerint a behajlás alapján történő pályaszerkezet megerősítés alapjául szolgál. A homogén szektorokat a kumulált összegek módszerével határoltam le, mivel ennek segítségével meghatározhatók azok a területek, ahol a mért behajlások az út egy bizonyos szakaszán eltérnek a teljes szakasz átlagos behajlásától:

$$\begin{aligned} s_1 &= x_1 - \bar{x} \\ s_2 &= x_2 - \bar{x} + s_1 \\ s_i &= x_i - \bar{x} + s_{i-1} \end{aligned} \quad (5.7)$$

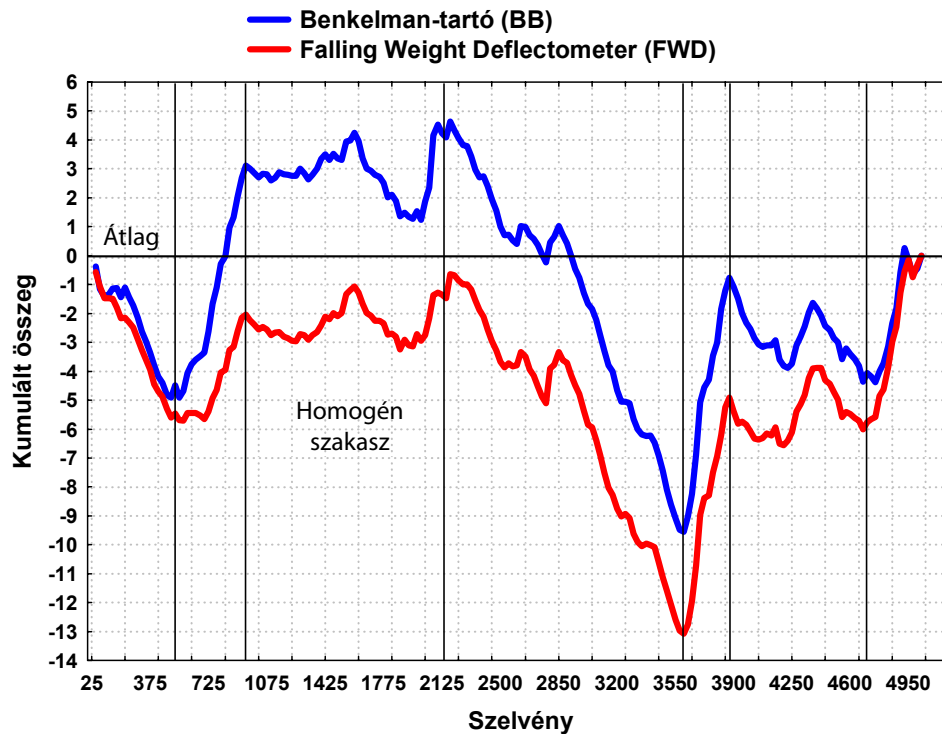
ahol  $x_i$  az  $i$ -edik pontban mért behajlás,  $\bar{x}$  az egész út átlagos behajlása és  $s_i$  az átlagos behajlástól való eltérések kumulált összege az  $i$ -edik pontban. Ha a kumulált összegeket grafikusán ábrázoljuk, az értékeket összekötő vonalak meredekségének változása, illetve a lokális szélsőértékek mutatják meg az inhomogenitásokat, azaz a lehetséges szakaszhatárokat (5.11 ábra). A homogén szakaszok helyes megválasztása közben figyelembe kell venni, hogy előírt valószínűségi szint esetén a mértékadó behajlás érték matematikai-statisztikai meghatározásához Student-szerint legalább 12 db mért érték szükséges. Ez 25 m hosszú mérési távolság esetén min. 300 m hosszú homogén szakaszokat jelent. Az így meghatározott szakaszok mértékadó behajlása alapján a szükséges erősítőréteg vastagság már a HUMU (Hajlékony Útpályaszerkezetek Méretezési Utasítása) alapján számítható. A különböző módon mért behajlásértékek alapján számított erősítővastagságok többnyire csak 1-2 cm-ben térnek el egymástól, ami a modell megbízhatósága mellett elhanyagolható különbség (Kosztka et al., 2008).

A fenti eredmények alapján azt lehet mondani, hogy az erdészeti feltáróutak jellemző pályaszerkezetein a központi behajlásértékek szempontjából az eltérő mérési módszerek közel azonos eredményt szolgáltatnak, ezért a behajlásértékek átszámítása szükségtelen. Az eltérő mérési módszerek a homogén szakaszok lehatárolását és az így számított szükséges erősítőrétegek vastagságát nem befolyásolják jelentős mértékben. Ebből következik, hogy elvileg mind a kettő mérési módszer használható, de mérés technikailag és az adatok megbízhatóságát tekintve a közeljövőben csak az FWD készülékek alkalmazása javasolható.

### 5.3.2. A behajlásmérés továbbfejlesztésének szükségessége

Az FWD készülékekkel történő mérésekkel a központi behajlás mellett a burkolat alakváltozása több ponton is mérhető, ezáltal a lehajlási vonal (behajlási teknő) alakja is előállítható. A behajlási teknő alakjának ismeretében számíthatóvá válnak olyan paraméterek, amelyek a mechanikai elveken alapuló pályaszerkezet-méretezési eljárások bemenő adatai. Véleményem szerint a jövőben azokat a mérési eljárásokat kell előnyben részesíteni, amelyek lehetővé teszik a teljes behajlási teknő rögzítését.

A nehéz ejtősúlyos eszközök beszerzési ára és fenntartási költsége igen magas, ezért az erdészeti utakon végzett teherbírásméréseket FWD-készülékkel rendelkező külső vállalkozó bevonásával lehetséges csak megoldani. Célszerűnek tűnik tehát egy olyan eljárás kidolgozása, amely az erdészeti utakkal foglalkozó szakemberek számára is elérhetővé teszi a behajlási teknő önálló mérését.



5.11. ábra. Homogén útszakaszok.

## 5.4. A kézi behajlásmérés továbbfejlesztése

A kézi behajlásmérés továbbfejlesztésének igénye igen hamar felmerült. Az első fejlesztések még megőrizték a Benkelman-tartó alapelvét, csupán a mérési sebesség növelésére törekedtek. A későbbi fejlesztések a mérési sebesség helyett inkább már a mért paraméterek kiterjesztésére és azok megbízhatóságára koncentráltak. Az automatizált Benkelman-gerendák is ebbe a csoportba tartoznak.

### 5.4.1. Geobeam, EHT Delta és társaik

A Geobeam egy automatizált Benkelman-tartó, aminek a fejlesztése az 1980-as években kezdődött (Tonkin&Taylor). A fejlesztés fő célja volt megőrizni a kézi behajlásmérés egyszerű alapelvét úgy, hogy közben a teljes deformációs vonal automatikusan rögzíthetővé váljon minimális költségnövekedés mellett. A mérés alatt a mérőgerenda érzékelője automatikusan rögzíti a függőleges elmozdulást és eközben minden méréshez hozzárendeli a kerékterhelés pozícióját. Így a behajlási teknő megfelelő feldolgozó szoftver segítségével rekonstruálható. A kerékterhelés pozícióját a tehergépkocsihoz kapcsolt mérőkerékkel mérik és rögzítik. A mérőkerék felbontása 10 mm, ami igen sűrű mintavételezést tesz lehetővé. Az FWD készülékekkel ellentétben a Geobeam egy pont függőleges elmozdulását rögzíti eltérő időpillanatokban (Anderson, 2008). A mérőrendszer az 5.12 ábrán látható. A Geobeam jól használható, reprezentatív mérési eredményeket szolgáltat olyan esetekben is, amikor a vízzel telített földmű miatt az FWD eszközök már nem alkalmazhatóak megbízhatóan (konszolidáció kérdése).

Az EHT Delta roncsolásmentes kísérleti eszköz már lehetővé teszi a behajlási medence háromdimenziós rögzítését. Az eszköz fejlesztése és kivitelezése az IGT (Institute for Geotechnical Engineering, ETH Zürich) közreműködésével történt, részletes ismertetése Rabaiotti (2008) dolgozatában megtalálható. A mérési elv hasonló a Geobeam megoldásához, csak itt az eszköz 11 ponton képes – optikai elven működő – lézertáv mérőkkel észlelni a mozgó jármű haladási irányára merőlegesen kialakuló deformációkat. A mozgó jármű pozícióját pedig nem mérőkerékkel,



5.12. ábra. A Geobeam (Anderson, 2008) és az EHT Delta eszköz (Rabaiotti, 2008).



5.13. ábra. Automatizált Benkelman-tartó, Németország (Dähnert, 2005).

hanem a visszaverődési időn alapuló lézeres távmérővel határozza meg. Az így nyert adatsorból az egyes időpillanatokhoz tartozó vertikális metszetek a terhelő tehergépkocsi pozíciójának ismeretében háromdimenziós felületté alakítható. Mivel az EHT Delta eszköz mérete nagy, kezelése pedig bonyolult, egyelőre csak alapkutatáshoz használták fel.

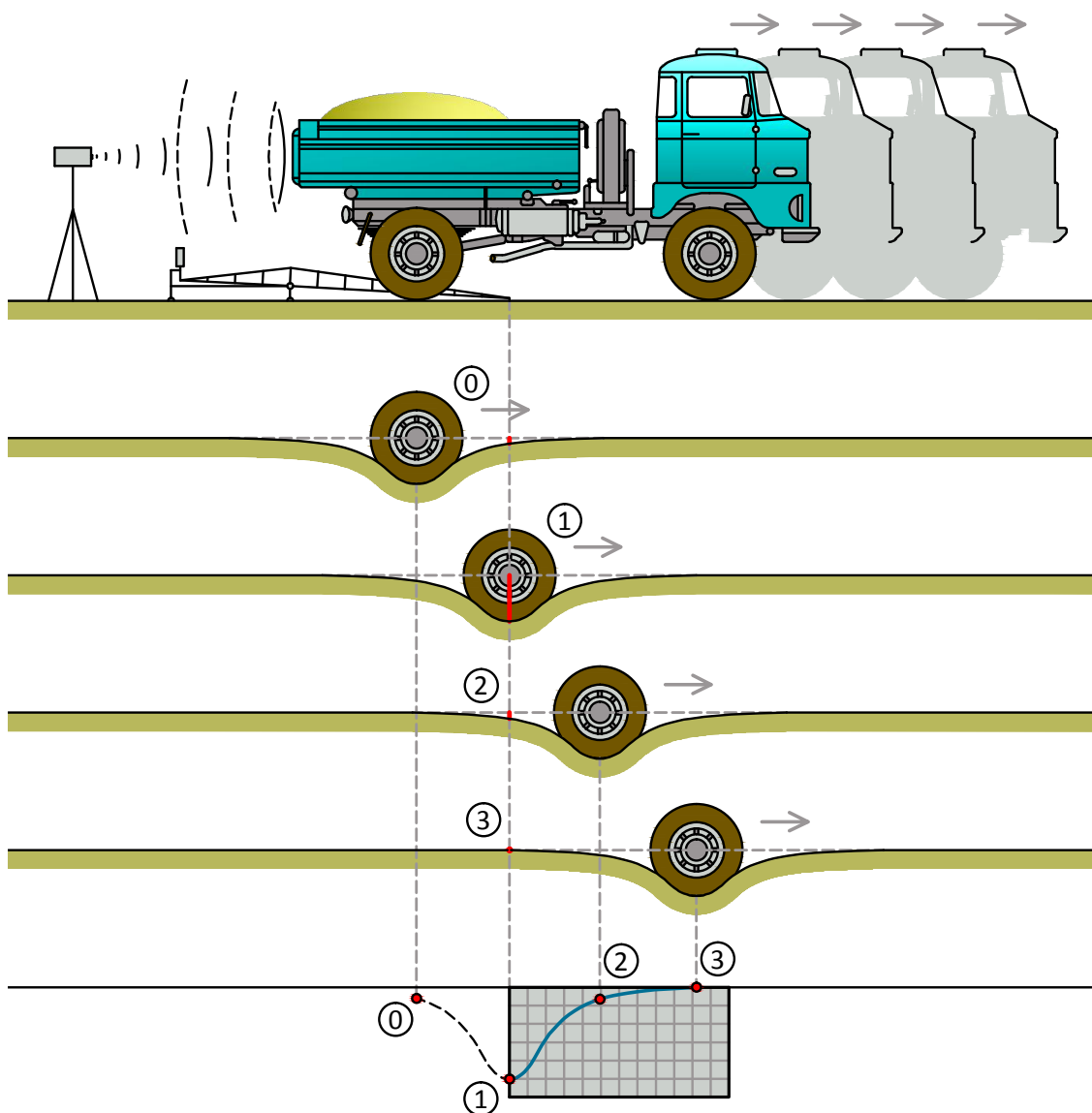
Természetesen a Geobeam és az EHT Delta mellett még számos más megoldás is létezik a kézi behajlásmérés korszerűsítésére. A teljesség igénye nélkül érdemes megemlíteni a weimari Bauhaus-Universität Építőmérnöki Karán alkalmazott kézi behajlásmérőt. Ennél a megoldásnál a központi érzékelő csúcs mellett további 3 mérőfejet is elhelyeztek 25–50–80 cm távolságra a terhelés tengelyétől (5.12 ábra). Az érzékelők által mért elmozdulást a mérőgerendára felszerelt elektronika dolgozza fel és tárolja automatikusan. Ez a megoldás az FWD eszközökhöz hasonlóan egymástól eltérő diszkrét pontokban (4 mérési pont) rögzíti az elmozdulásokat. A mérési pontokra illesztett függvény segítségével pedig már a különféle teknőparaméterek számíthatóak (Dähnert, 2005).

#### 5.4.2. Advanced Benkelman Beam Apparatus (ABBA)

Az ABBA mérőeszközt az Erdőfeltárási Tanszéken *Markó Gergely* vezetésével dolgoztuk ki a kézi behajlásmérés automatizálására. A fejlesztés kiterjedt a mérési eljárás megtervezésére, a szükséges kiegészítő eszközök kiválasztására, a központi adatgyűjtő egység tervezésére és építésére, az adatgyűjtő hardveren futó firmware, valamint a PC-ken futó adatgyűjtő és elemző szoftverek kifejlesztésére. A fejlesztés az eszközök tekintetében alapvetően három pilléren nyugszik (Markó, Primusz és Péterfalvi, 2011):

1. A hagyományos Benkelman-tartók analóg mérőóráit digitális adatkimenettel rendelkező mérőórákra cseréltük.





5.14. ábra. A továbbfejlesztett kézi behajlásmérés elve (Markó, 2011).

2. A mérés közben a tehergépkocsi előrehaladását ultrahangos távolságmérővel rögzítjük.
3. A digitális szenzorok jelét a saját fejlesztésű központi vezérlő egység gyűjti, majd továbbítja az adatgyűjtő szoftvert futtató netbook felé.

A mérés a következő lépésekből áll (5.14 ábra):

1. Ismert hátsó tengelysúlyú, terhelt tehergépkocsi felállása a mérés szelvényébe.
2. Behajlásmérők elhelyezése a hátsó (szóló) tengely ikerabroncsai közé úgy, hogy a mérőcsúcs a kerék felfekvési vonala előtt legyen.
3. Digitális elmozdulásmérő órák mérési pozícióba állítása.
4. Állványra szerelt ultrahangos távolságmérő mérési pozícióba állítása.
5. Az adatgyűjtő szoftvert futtató számítógép (érintőképernyős netbook) előkészítése a mérési adatok fogadására, a külső hardverekkel az adatkapcsolat ellenőrzése.

6. Az adatgyűjtő szoftveren az adatgyűjtés indítása.
7. A tehergépkocsi lassú előrehaladása közben az adatgyűjtő szoftver rögzíti a digitális mérőórák, valamint a távolságmérő szenzor mérési adatait.
8. A tehergépkocsi 5 m-es előrehaladását követően az adatgyűjtés automatikus leállítása.

A mérőeszköz tehát a burkolat egy pontjának függőleges elmozdulását rögzíti oly módon, hogy az elmozdulásmérő órák minden „leolvasásához” hozzárendeli az elektronika a kerékterhelés távolságát is. Az így nyert adatsor megfelelő előfeldolgozását követően előállítható a behajlási teknő alakja (B.1. függelék).

#### 5.4.2.1. Hardverelemek

A Benkelman-tartóra szerelt digitális mérőóra típusának kiválasztásakor a következő szempontokat vettük figyelembe:

- Legalább 0,01 mm felbontás.
- Minimum 10 Hz mérési frekvencia.
- Minimum 25 mm mérési tartomány.
- Nyílt formátumú digitális adatkimenet.
- Robusztus, kültéri mérésekre alkalmas kialakítás.
- Az analóg mérőóráinkkal megegyező átmérőjű (8 mm) szár.
- Kedvező ár.

A piacon elérhető kínálat tanulmányozását követően választásunk a Mitutoyo cég ID-U típusú mérőórájára esett. A Mitutoyo cég a precíziós mérőeszközök egyik vezető gyártója, az ID-U mérőóra a felsorolt követelményeknek teljes mértékben megfelel. A mérőóra digitális adatkimenettel rendelkezik, a mellékelt adatkábelek végén szabványos csatlakozókkal lehet az eszközt a cég által gyártott, vagy saját fejlesztésű adatgyűjtőhöz kötni. A Mitutoyo cég DIGIMATIC néven kifejlesztett digitális adatcsereformátuma jól dokumentált, könnyen kezelhető. A kommunikáció hardveres megvalósítása – logikai jelszintek, időzítés, külső vezérelhetőség stb. – lehetővé teszi a szenzor saját fejlesztésű mikrokontrolleres környezetbe történő illesztését. A tehergépkocsi előrehaladását egy SRF-08 típusú ultrahangos távolságmérő szenzorral rögzítjük. A szenzor fontosabb jellemzői:

- 10 mm-es felbontás.
- 0,3–6 m mérési tartomány.
- Nagy mintavételezési gyakoriság (> 20 Hz).
- I<sub>2</sub>C szabványú kommunikáció.
- Alacsony ár.

A szenzort a következőkben bemutatott központi adatgyűjtő egység műszerházában kapott helyet. A központi adatgyűjtő és vezérlő egység egy Microchip 18F2550 típusú mikrokontroller köré épül. A műszeregyüttes központi egységének feladatai:

- USB HID szabványú kommunikációs protokollon keresztül kapcsolat fenntartása, adatcsere a PC-n futó adatgyűjtő szoftverrel.



5.15. ábra. Digitális elmozdulásmérő óra és központi adatgyűjtő-vezérlő egység távmérővel.

- A digitális elmozdulásmérő órák és a távolságmérő szenzor méréseinek szinkronizált indítása 10 mérés/mp gyakorisággal.
- A szenzorok mérési eredményeinek fogadása, átalakítása.
- A mérési eredmények továbbítása az adatgyűjtő szoftver felé.

Az adatgyűjtő-vezérlő egység tápellátása a csatlakoztatott PC USB portjáról történik. A mikrokontroller és a köré épített alkatrészek egy saját tervezésű és kivitelezésű nyomtatott áramkörön foglalnak helyet. A mikrokontrolleren futó programot (firmware-t) a Microchip MPLAB fejlesztőeszköz oktatási verziójával, C nyelven készült el. A vezérlő egység próbaváltozata egy műanyag műszerházban kapott helyet, amelyet gyorscsatlakozóval fényképezőgép-állványra lehet rögzíteni. Az adatgyűjtő szoftvert egy *Vye* típusú érintőképernyős netbook futtatja. A mérőgerendára felszerelt mérőórát és a központi adatgyűjtő-vezérlő egységet távmérővel az 5.15 ábra mutatja be.

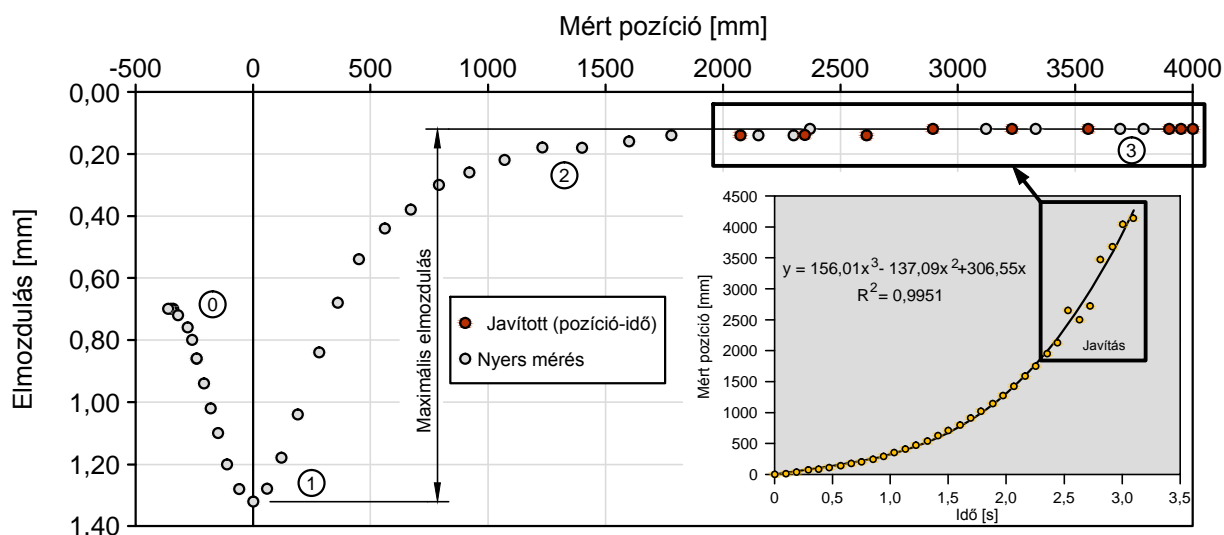
#### 5.4.2.2. Szoftverelemek

A mérések terepi kivitelezésénél a netbookon futtatott program a vezérlést, a mért adatok előfeldolgozását és a mérési eredmények tárolását támogatja. A mérési eredmények irodai feldolgozásának támogatásához írt program az alábbi funkciókat nyújtja:

- A mérési adatsor kiegyenlítése.
- A behajlási teknő alakját jól leíró, a mechanikai számításoknak megfelelő függvény numerikus meghatározása.
- Az illesztett függvények segítségével a behajlási teknő alakjára, illetve a teherbírásra jellemző paraméterek (behajlási teknő hossza, inflexiós pont helye, minimális görbületi sugár, központi deformáció, alaktényező) meghatározása.

A szoftverfejlesztések 3.5 verziójú Microsoft .Net keretrendszerben, C# nyelven, Visual Studio 2008 fejlesztőeszköz segítségével valósultak meg. A szoftverben felhasznált algoritmusok és azok elméleti alapjai később kerülnek ismertetésre.

A továbbfejlesztett kézi behajlásmérő első gyakorlati alkalmazása a Kisalföldi Erdőgazdaság Zrt. Ravazdi erdészetének Hármastarjáni másodosztályú erdészeti feltáróútján történt meg (lásd 7.3 szakasz). A behajlásmérést mindkét keréknyomban 50 méterenkénti mintavételezéssel hajtottuk végre. Mind a mérőeszköz prototípusa, mind a mérési eljárás bizonyította, hogy alkalmas üzemszerű körülmények közötti használatra. A mérések időigényét vizsgálva megállapítható, hogy az eljárással 50 méterenkénti mintavételezéssel kb. 1 km hosszúságú útszakasz mérhető meg egy óra alatt (Markó et al., 2010).



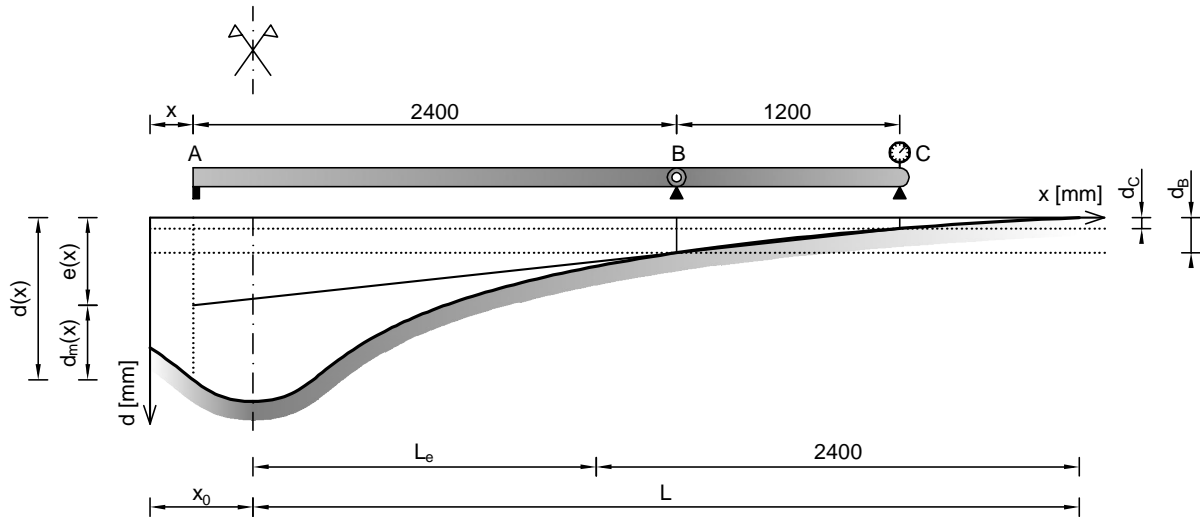
5.16. ábra. Az ABBA mérőeszközzel rögzített deformációs vonal és annak javítása.

### 5.4.2.3. A mérési eredmények előfeldolgoása

Az ABBA kézi behajlásmérő általános ismertetése után célszerű a rögzített adatsorok tulajdonságait is áttekinteni. Az adatgyűjtő szoftver a mérések alatt rögzíti a digitális mérőórák által „leolvasott” elmozdulásokat ( $d$ ), rögzíti a kerékterhelés pillanatnyi távolságát ( $x$ ), valamint a mérés indítása óta eltelt időt ( $t$ ). A rögzített behajlási teknő alakját az  $f : x \rightarrow d$  függvénykapcsolat egyértelműen meghatározza. Egy konkrét mérési adatsort mutat be az 5.16 ábra. A nyers adatsoron jól végigkövethető a mérés menete. A mérés alatt a kézi behajlásmérő mérőcsúcsa nem a kerék felfekvési vonalában, hanem az előtt helyezkedik el kb. 40–50 cm-re. A mérés indításakor a kerékterhelés hatására először a pályaszerkezet fokozatosan növekvő alakváltozást szenved (0-1), majd amikor a mérőcsúcs fölé ér, eléri az alakváltozás a maximumát (1). Ahogy a kerék továbbhalad a mérőcsúcson, a pályaszerkezet fokozatosan visszanyeri eredeti alakját (2-3). Az így kialakuló deformációs vonalat a mérőeszköz 5 m hosszan képes rögzíteni (B.2. függelék). Átlagosan 20–25 cm-enként történik egy leolvasás és így kb. 20–25 mérési pont áll elő a mérés végén. Ez jóval nagyobb pontszám mint amit az FWD készülékek képesek felvenni.

A nyers mérési adatok határozott trend mellett kisebb-nagyobb mértékben ingadoznak, vagyis zaj terheli őket. A zaj elsősorban a mérőszenzor működése közben kiadott jelben megjelenő véletlenszerű ingadozás, melyet nem a mérendő tulajdonság változása, hanem a szenzor működése vált ki. A behajlási teknőt leíró adatpárok ( $x$ ,  $d$ ) mindkét tagját tehát mérési hiba terheli, aminek a mértéke az adott paramétert rögzítő szenzor jellemzőitől függ. A rögzített három paraméter közül az idő ( $t$ ) mérése a legmegbízhatóbb, ezután következik az elmozdulás ( $d$ ), végül pedig a mozgó kerékterhelés ( $x$ ). A zajsűrést tehát az  $x$  paraméter vizsgálatával célszerű kezdeni. Az ultrahangos távolságmérés javítására a mérést jellemző út-idő  $f : t \rightarrow x$  diagram ad elvi lehetőséget. Az út-idő diagram, az idő függvényében a kerékterhelés által megtett út szemléletes ábrázolása (5.16 ábra). Jól végigkövethető rajta, hogy a mozgó kerékterhelés folyamatos gyorsulást végez. A teljes terhelési idő 3 másodperc körüli, azaz a kerékebesség átlagosan 5 km/h. Ez az érték hasonló a Lacroix-mérőkocsik mérősebességéhez, ezért a mérés ideje alatt a terhelés jellege nem statikus, hanem kvázi statikus. Az is megfigyelhető, hogy az ultrahangos távmérő utolsó 5–10 rögzített értéke (keretezett rész az ábrán) hibával terhelt, így azokat érdemes a teljes mérési sorra illesztett regressziós függvénnyel vagy spline görbével helyettesíteni. Ezzel a módszerrel viszonylag megbízhatóan lehetséges a távmérésből eredő hibákat kiszűrni és azokat javítani (lásd. 5.16 ábra javított értékeit).

A kézi behajlásmérők alátámasztásának elvileg olyan távol kell lennie a terhelt gumibaroncsoktól, hogy az alátámasztás a pályaszerkezet mozgásában már ne vegyen részt (Boromisza,

5.17. ábra. A mérőkar alátámasztásából származó talphiba ( $e$ ).

1959). Ellenkező esetben a mért értékeket egy ún. talphiba ( $e$ ) terheli (5.17 ábra). Hazai viszonylatban is megerősített tapasztalatok alapján a vékony pályaszerkezeteknél az ebből származó hiba jelentős mértékű lehet (Kosztka, 1978). A vázolt probléma miatt terjedtek el világszerte a 2:1 arányú mérőkarral rendelkező Benkelman-tartók. Az ilyen kialakítású berendezéseknél a mérőcsúcs (A) és a talppont (B) közötti távolság kétszerese a talppont (B) és a mérőóra (C) közötti távolságnak. Ez a túlnyújtás általában elég arra, hogy a lábak deformációmentes helyre kerüljenek, a műszer hossza pedig még nem befolyásolja a kezelhetőséget (Kosztka, 1986). Minden ilyen irányú fejlesztés ellenére a talphibával továbbra is számolni kell, mivel annak mértéke a pályaszerkezetekre jellemző ún. *együttműködő hossz* nagyságától függ (Boromisza, 1959). Ez az érték pedig igen tág határok között változhat. A továbbfejlesztett kézi behajlásmérő a terhelés hatására kialakuló deformációs vonalat 5 m hosszon képes rögzíteni, így lehetőség nyílik a talphiba becslésére mérési pontonként:

$$e(x) = (d_B(x) - d_C(x)) \frac{3600}{1200} + d_C(x) \quad (5.8)$$

ahol:

$e(x)$  = a mérőcsúcsból  $x$  távolságban jelentkező talphiba mértéke [mm].

$d_B(x)$  = a talppontonál mért elmozdulás [mm].

$d_C(x)$  = a mérőóránál mért elmozdulás [mm].

3600 = a behajlásmérő teljes hossza [mm].

1200 = a behajlásmérő B és C pontjának távolsága [mm].

A mérőcsúcs alatt, vagyis az  $x = 0$  helyettesítés után a fenti összefüggés a következő alakra egyszerűsödik:

$$e_0 = 3d_B - 2d_C \quad (5.9)$$

A talphiba figyelembevételére a behajlási teknő  $L_e$  hosszúságú, talphibával terhelt szakaszán van szükség. A talphiba figyelembevételével számítható a lehajlási vonal  $x$  koordinátájú pontjának korrigált értéke:

$$d(x) = d_m(x) + e(x) \quad (5.10)$$

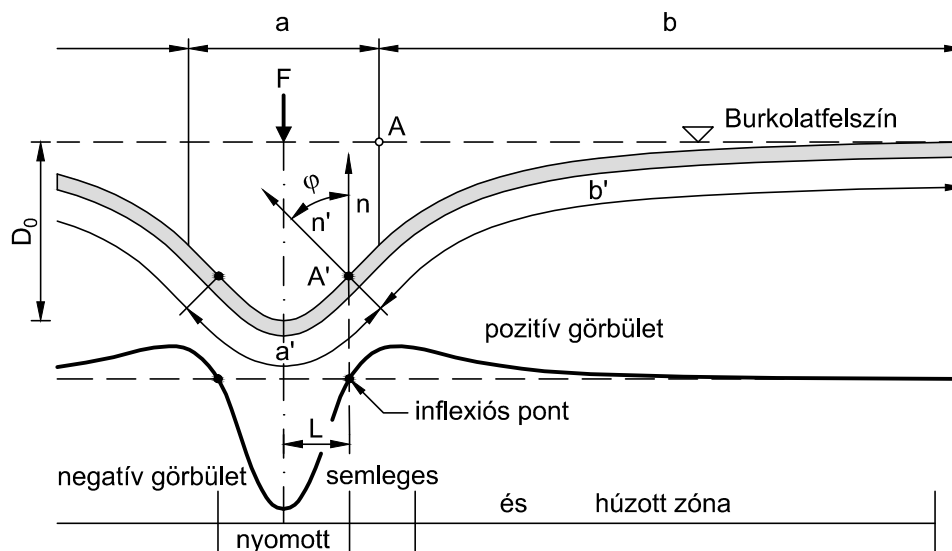
ahol:

$d(x)$  = a behajlás értéke, ha a terhelés tengelye a mérőcsúcsból  $x$  távolságra van [mm].

$d_m(x)$  = a mért behajlás a mérőcsúcsból  $x$  távolságra [mm].

$e(x)$  = a mérőcsúcsból  $x$  távolságban jelentkező talphiba mértéke [mm].

A talphibával korrigált mérési adatsor már alkalmas arra, hogy további elemzéseket hajtsunk végre.



5.18. ábra. A deformációs vonal geometriája.

## 5.5. A deformációs vonal geometriai leírása

### 5.5.1. Geometriai jellemzők

Az útpályaszerkezet felszínén – a kerékterhelés hatására – behajlási teknő alakul ki a gumiabroncs alatt, amely a terheléssel együtt mozog. Ahogyan a terhelés alatti behajlás nagyságát, úgy a behajlási vonal alakját is az útpályaszerkezet felépítése befolyásolja. Ezért a kialakuló deformációs vonal jól modellezhető a már bemutatott pályaszerkezet modellek numerikus megoldásával. Megfordítva a gondolatot, a rögzített deformációs vonal segítségével egyes pályaszerkezet rétegekről (kötött – nem kötött rétegek) többlet információ nyerhető. Ehhez azonban meg kell ismerkedni a deformációs vonal alapvető geometriai jellemzőivel. A terhelés hatására kialakult behajlási teknő – az elmozdulások alapján – három szakaszra bontható, úgymint nyomott zóna, semleges zóna és húzott zóna.

Az 5.18 ábra mutatja be a behajlási teknő három jellegzetes zónáját, valamint a görbület változását. A nyomott zónában a pályaszerkezetet alkotó elemi részecskék egymáshoz közelebb kerülnek, vagyis az  $a$  távolság összenyomódik  $a'$  távolsággá. Ebben a szakaszban a terhelés tengelye alatt a behajlási teknőnek negatív görbülete alakul ki. A nyomott zóna egy 300 mm sugarú körívben belül helyezkedik el általában. Ez a szakasz hozható kapcsolatba a felület görbületi indexel (SCI) amely a kötőréteg fáradását mutatja (Fazekas, 1978).

A negatív görbület a terhelés tengelyétől távolodva fokozatosan csökken, majd a semleges zónában (inflexió) már további relatív elmozdulás nem következik be viszont az  $n$  vertikális  $n'$  helyzetbe kerül. Mivel a  $\varphi$  szög  $A'$  pontban eléri maximális értékét, a legnagyobb elfordulások itt lépnek fel. Ezt a pontot nevezik inflexiós pontnak. Ennek a pontnak a pontos helye nagymértékben függ a pályaszerkezet típusától, felépítésétől és állapotától. Általában 300 és 600 mm között helyezkedik el a terhelés tengelyétől számítva. Az inflexiós zóna a felső alaprétegek jellemzésére használható, és az alapréteg tönkremeneteli indexel (BDI) hozható kapcsolatba.

A behajlási teknő harmadik szakaszában a részecskék egymáshoz viszonyítva eltávolodnak, vagyis a  $b$  távolság megnyúlik  $b'$  távolsággá. A görbülete pozitív irányba megy át és a behajlási teknő fokozatosan hozzásimul az eredeti burkolatfelszínhez, ahol már nem mérhető további elmozdulás. A harmadik szakasz általában 600 és 2000 mm között helyezkedik el a terhelés tengelyétől számítva. Tényleges nagysága a burkolat típusától és vastagságától, valamint az ágyazat (földmű) reakciójától függ elsősorban. Ez a szakasz az alsó alaprétegek és a földmű jellemzésére használható, jellemzője az alapréteg görbületi index (BCI).

### 5.5.2. A deformációs vonal közelítése függvényekkel

A teherbírás megítéléséhez szükséges behajlásméréskor a terheléstől csak bizonyos távolságokra mérjük és rögzítjük a kialakult elmozdulásokat. Ez szükségessé teszi, hogy a diszkrét mérési pontokra függvényt illesszünk és így teljes képet kapjunk a kialakult elmozdulásokról. A deformációs vonal alakját leíró függvények alkalmazása azért is célszerű, mert viszonylag egyszerű számításokkal lehetséges azokat a geometria tulajdonságokat meghatározni, amelyek a terhelt pályaszerkezet szempontjából fontosak.

A bányászat hatására kialakuló felszíni süllyedések miatt (pl. alagútépítés) már korán kidolgoztak összefüggéseket a jelenség leírására. A legtöbb szerző (*Aversin, Martos, Beyer, Bals*, stb.) a *Gauss*-féle haranggörbéhez hasonló függvényalakot javasolt (Fazekas, 1978). Útpályaszerkezetek deformációs vonalának leírására Hothan és Schäfer (2004) összefoglaló munkájában találhatunk javaslatokat.

Hossain és Zaniewski (1991) a külső terhelés hatására kialakuló alakváltozás közelítésére exponenciális függvényt használt fel:

$$D(x) = ae^{bx} \quad (5.11)$$

ahol:

$x$  = távolság a terhelés középpontjától.

$a$  és  $b$  = paraméterek.

Vizsgálataik alapján a felsőbb és merevebb rétegek hatása az  $a$  paraméter csökkenésében, míg a mélyebben fekvő nagyszilárdságú rétegek hatása a növekvő  $b$  értékben mutatkozik meg. Az  $a$  és  $b$  együtthatók tehát az útpályaszerkezet szilárdsági jellemzőinek függvénye. Az exponenciális függvény magas korreláció mellett képes az FWD méréseket közelíteni, de a behajlási teknő természetes alakját nem tudja visszaadni. Alkalmazása ezért még magas korreláció mellett sem helyes.

Jendia (1995) kísérletet tesz a teljes deformációs vonal leírására oly módon, hogy a deformációs vonal középső tartományában ( $0 \leq x \leq r$ ) az exponenciális függvényt egy hatodfokú polinommal helyettesíti:

$$D(x) = \begin{cases} c_3x^6 + c_2x^4 + c_1x^2 + c_0 & 0 \leq x \leq r \\ ae^{bx} & x \geq r \end{cases} \quad (5.12)$$

Az ismeretlen paraméterek közül Jendia először az  $a$  és a  $b$  értékét határozza meg. A függvények kapcsolódási pontjánál a második derivált azonosságát, vagyis a görbület folytonosságát írja elő. Ezért három kényszerfeltétel áll szemben a  $c_3$ ,  $c_2$ ,  $c_1$  és  $c_0$  paraméterrel. Az utolsó független változót az FWD készülék második illetve harmadik szenzorán mért értékek és a számított elmozdulások különbségének minimalizálásával, iteratív módon állítja elő. Jendia módszere a magas számításigényéhez képest is csak alacsony egyezést képes elérni az adatpontokkal (5.19 ábra).

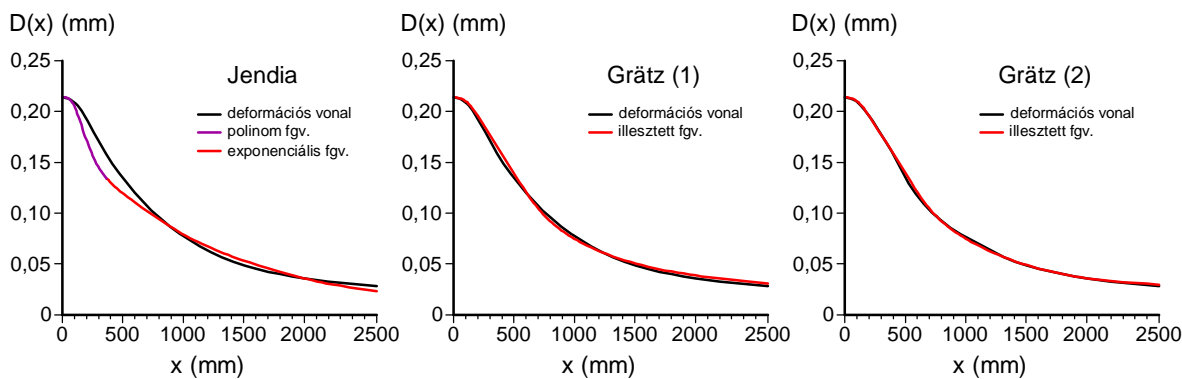
Grätz (2001) a behajlási teknő leírását egyetlen összefüggéssel teszi lehetővé:

$$D(x) = \frac{w_a + w_b x^2}{1 + w_c x^2} \quad (5.13)$$

A javasolt racionális törtfüggvény<sup>2</sup> segítségével a teljes teknőt jellemző három együttható kifejezhető (5.19 ábra. Grätz (1)). A mért eredményekkel való egyezés tovább növelhető, ha a polinom fokszámát a negyedik hatványra növeljük:

$$D(x) = \frac{w_a + w_b x^2 + w_c x^4}{1 + w_d x^2 + w_e x^4} \quad (5.14)$$

<sup>2</sup>A racionális törtfüggvény a valós számok halmazának olyan önmagára való leképezése, amelyben a hozzárendelést két polinom hányadosával adjuk meg.



5.19. ábra. Eltérő függvényillesztések összehasonlítása (Hothan és Schäfer, 2004).

A módosított racionális törtfüggvénnyel magasabb korreláció érhető el, de az egyenlet együtthatóiból a rétegparaméterekre nem lehet következtetni, mivel a koefficiensek különbözőképpen függenek az összes rétegtől (5.19 ábra. Grätz (2)). A gyakorlat számára a deformációs vonal leírására olyan függvényalak alkalmazása célszerű, amelynek segítségével levezethető olyan tektonóparaméter ami az útpályaszerkezet egy speciális rétegét jellemzi (pl. görbületi sugár).

Dähnert (2005) dolgozatában két függvényalakot mutat be a francia irodalomból (Ph. Leger és P. Autret), amik jó egyezést mutatnak az elméleti deformációs vonallal:

$$D(x) = D_0 e^{-(x^2 b)} \quad (5.15)$$

és

$$D(x) = D_0 \frac{a}{x^2 + a} \quad (5.16)$$

ahol:

$D_0$  = maximális elmozdulás a terhelés tengelyében.

Az 5.16 összefüggést eredetileg a Lacroix-mérések feldolgozásához fejlesztették ki. Szerkezetében pedig az *Agnesi*<sup>3</sup>-féle (ejtsd: Anyeszi) síkgörbéhez hasonló (Scharnitzky, 1989).

Cser (1961) már közvetlenül a kerékterhelés alatt kialakuló deformációk modellezéséhez használja fel az 5.16 összefüggést  $a = 3r^2$  helyettesítés mellett:

$$D(x) = D_0 \frac{3r^2}{x^2 + 3r^2} \quad (5.17)$$

ahol:

$r$  = az egyenletesen megoszlónak és köralakúnak vett terhelt felület sugara.

A görbének a terhelés szélén ( $x = r$ ) inflexiós pontja van. Az összefüggés csak korlátozottan képes követni a kialakuló deformációkat, mivel az inflexiós pont rögzített.

### 5.5.2.1. A deformációs vonal regressziós közelítése

A diszkrét pontokkal rögzített behajlási teknő regressziós közelítése a mérési eredmények feldolgozásának és kiértékelésének alapfeltétele, és bár számos lehetséges eljárás áll már rendelkezésre, hasznos lehet ezek újragondolása. A közelítő függvény kiválasztásakor fontos szempont, hogy karakterisztikáját tekintve legyen hasonló a kialakuló deformációs vonalhoz. Az FWD készülékek méréseiből a terhelés tengelyétől 30 cm-re eső szakaszcsontról csak kevés információ nyerhető. Az ABBA mérőeszköz sűrűbb mintavételezése viszont már jól szemlélteti a deformációs teknő természetes alakját. A helyes zajszűréshez ezért olyan függvénycsalád szükséges, amely ennek

<sup>3</sup>Maria Gaetana Agnesi (Milánó, 1718. május 16. – Milánó, 1799. január 9.) olasz nyelvész, matematikus és filozófus, a Bolognai Egyetem tiszteletbeli tagja.



a leginkább megfelel. A Cser (1961) által javasolt függvény (5.17) módosításával feloldható az inflexió pontra vonatkozó megkötés ( $x = r$ ) és így a kialakuló deformációkat még pontosabban lehetséges követni (Primusz és Tóth, 2009):

$$D(x) = D_0 \frac{4r^2}{\alpha x^\beta + 4r^2} = D_0 \frac{d^2}{\alpha x^\beta + d^2} \quad (5.18)$$

ahol:

$d$  = a köralakú terhelt felület átmérője,  $d = 2r$ .

$\alpha$  és  $\beta$  = alaktényező paraméterek.

A fenti függvényalak nem teljesen ismeretlen a geotechnikában, hiszen a *Bendel*-féle süllydésszámítás is alkalmazza azt, a  $z$  mélységben fekvő vízszintes metszet feszültségi állapotának leírásához. Az  $\alpha$  paraméter az altalaj összenyomhatóságát jellemző tényező,  $\beta$  pedig a talpfeszültség-eloszlásra jellemző merevségi szám (Széchy, 1957).

A felállított modell a terhelés tengelyében a maximális elmozdulást egyértelműen felveszi, míg a terhelés tengelyétől távolodva fokozatosan tart a nullához, vagyis a két elméleti peremfeltétel kielégül. A függvény az alaktényezőkön kívül tartalmazza még a terhelt tárcsa sugarát ( $r$ ), mint paramétert. Ennek megléte pedig több mint az illeszkedés fokát javító függvénybővítés, mivel az alkalmazott tárcsa a merevsége és mérete függvényében adja át a pályaszerkezetre a külső terhelést, a létrejövő feszültségek pedig közvetlenül befolyásolják a behajlási teknő alakját.

Modellezés szempontjából a legkényesebb pont a  $0 \leq x \leq r$  tartomány, vagyis a terhelő tárcsa alatti terület. Ennek alakját rendkívül sok tényező – a tárcsa merevsége, felfekvése, a felület érdessége, a pályaszerkezet típusa, a terhelés módja, stb. – befolyásolja, így a behajlási teknő alakja itt a legbizonytalanabb. Ezért a tárcsa alatti elmozdulások leírására a terhelés területén kívül fekvő elmozdulásokból kell kiindulni. Az  $\alpha$  és  $\beta$  alaktényezők meghatározása az FWD vagy ABBA készülékek által rögzített elmozdulásokból – a legkisebb négyzetek módszerével – határozható meg. A számításhoz az 5.18 összefüggést először lineáris alakra kell hozni:

$$\log(\alpha) + \beta \log(x_i) = \log\left(\frac{D_0 d^2}{D(x_i)} - d^2\right) \quad (5.19)$$

A fenti formából már jól látható az egyenes egyenlete, így a következő helyettesítés elvégezhető:

$$b = \log(\alpha) \quad \text{és} \quad m = \beta \\ x_i = \log(x_i) \quad \text{és} \quad y_i = \log\left(\frac{D_0 d^2}{D(x_i)} - d^2\right)$$

ahol  $i = 1, 2, \dots, n$  a szenzortávolságok és a mért behajlásértékek sorszámát jelenti. Behelyettesítve a fenti egyenletbe kapjuk az  $y_i = mx_i + b$  alakú egyenes egyenletét. A regressziószámítás során a tárcsa alatti  $D_0$  behajlásértéket nem vesszük számításba ( $i \neq 0$ ), mivel azon a függvény egyértelműen áthalad. Az illeszkedés mértéke a determinációs együtthatóval ( $R^2$ ) vagy az RMSE (Root Mean Square Error) tényezővel becsülhető:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=0}^n \left(\frac{D_i - d_i}{d_i}\right)^2} \cdot 100\% \quad (5.20)$$

ahol:

$D_i$  = a számított függőleges elmozdulás az  $i$ . szenzornál.

$d_i$  = a mért függőleges elmozdulás az  $i$ . szenzornál.

$n$  = a szenzorok száma.

A gyakorlatban az 1%–3% közötti RMSE érték esetén fogadják el az illeszkedést. Természetesen a minél alacsonyabb RMSE érték tovább növeli a későbbi számítások pontosságát. Az így felparaméterezett függvény segítségével kijelölhetőek a mérési hibák és zajok, valamint bármilyen teknőparaméter számítható, mivel a terhelés tengelyétől tetszőleges távolságban becsülhető az elmozdulás mértéke.

### 5.5.3. A deformációs vonal közelítése mechanikai összefüggések alapján

A Boussinesq-féle feszültségképletekből kiindulva levezethető  $d = 2r$  átmérőjű hajlékony köralap középpontja alatti  $D_0$  süllyedés, vagy lehajlás értéke (Nemesdy, 1985b):

$$D_0 = \frac{2pr}{E_e} (1 - \mu^2) \quad (5.21)$$

ahol:

$D_0$  = a terhelés tengelyében mért függőleges elmozdulás [mm].

$E_e$  = a rugalmas féltér modulusa [MPa].

$p$  = felületi terhelés [MPa].

$r$  = a terhel tárcsa sugara [mm].

$\mu$  = a Poisson-féle tényező [-].

A központi lehajlás mellett Odemark a szokásos módon terhelt  $E_e$  modulusú rugalmas féltér deformációs vonalát is számította az  $y = f(p, r, E_e)$  függvény segítségével. Ennek a  $x = 0$  helyen vett második differenciálhányadosa jól közelíti a görbület értékét. Az  $R_0$  görbületi sugár így tehát egyrétegű féltér esetén a következő képlettel számítható (Nemesdy, 1985b):

$$R_0 = \frac{E_e r}{p(1 - \mu^2)} \quad (5.22)$$

Mind a két összefüggés azonos eredményt szolgáltat homogén végtelen féltér esetén, így belátható, hogy a központi lehajlás és a görbületi sugár között függvénykapcsolat áll fent. Vegyük a fenti két egyenlet által szolgáltatott egyenértékű modulus hányadosát:

$$c = \frac{2r^2}{R_0 D_0} \quad (5.23)$$

ahol a  $c$  tényező a modulusok hányadosát fejezi ki, ami homogén végtelen féltér esetén  $c = 1$  értéket vesz fel.

A homogén féltér felületén kialakuló deformációk meghatározása Boussinesq elméletével igen hosszadalmas számítást igényel, ezért ennek egyszerűsítése érdekében egy közelítő függvény felvétele célszerű. A közelítő függvény felírásánál pedig a geometriai korlátozásokból, vagyis a geometriai peremfeltételekből kell kiindulni. A bemutatott összefüggések alapján a következő feltételek fogalmazhatóak meg:  $x = 0$  ahol  $D(x) = D_0$ , és a keresett  $D(x)$  függvény második deriváltja  $D''(x) \approx 1/R_0$  az  $x = 0$  helyen. Ezen felül a meghatározott  $D_0$  és  $R_0$  értékekre teljesülni kell (5.23) mechanikai feltételnek is. A feltételeket kielégítő függvény keresésénél a Cser (1961) által javasolt függvényalakból indultam ki:

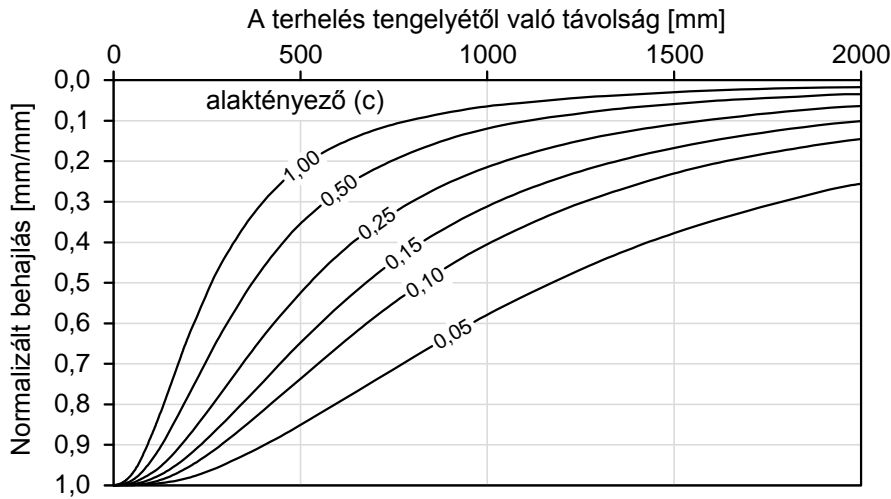
$$D(x) = D_0 \frac{d^2}{c \cdot x^2 + d^2} = D_0 \frac{1}{c \left(\frac{x}{d}\right)^2 + 1} \quad (5.24)$$

A javasolt függvényben  $c$  az úgynevezett *alaktényező* amely a deformációs vonal alakját befolyásolja. Az 5.24 számú függvény rugalmasságát mutatja be az 5.20 ábra a ( $c$ ) alaktényező változásának hatására.

A közelítő függvény valóban kielégíti az  $x = 0$  és  $D(x) = D_0$  feltételt, ez könnyen belátható. A behajlási teknő alakjának felírása után rátérhetünk a görbületi sugár meghatározására is. A  $D = D(x)$  függvény tetszőleges pontjához tartozó simuló kör görbületi sugarát az alábbi geometriai összefüggéssel határozhatjuk meg (Pattantyús, 1961):

$$\kappa(x) = \frac{1}{R(x)} = \frac{D''(x)}{(1 + D'(x)^2)^{2/3}}$$

Mivel csak kis alakváltozások jöhetnek létre, ezért  $\varphi$  is csak kis értéket vehet fel (5.18 ábra), kis szögek tangens értékei pedig jó közelítéssel megegyeznek argumentumaikkal  $D(x)' =$



5.20. ábra. A behajlási teknő lefutása különféle  $c$  alaktényezők hatására.

$\tan(\varphi) \approx \varphi \ll 1$ , amelyről feltételezzük, hogy olyan kicsi mennyiség, hogy az egységnél lényegesen kisebb (Szalai, 2006), akkor  $\kappa(x) \approx D''(x)$  függvénnyel közelíthetjük a fenti összefüggést:

$$\kappa(x) \approx \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left( \frac{D_0 4r^2}{cx^2 + 4r^2} \right) = 8 \frac{D_0 r^2 c (3cx^2 - 4r^2)}{(cx^2 + 4r^2)^3}$$

A görbület negatív előjele azt fejezi ki, hogy pozitív hajlító nyomaték esetén a görbületi sugárral jellemzett simuló kör középpontja (0 pont) a rúttengely  $-D$  irányítású oldalára esik. A görbület változását az 5.21 ábra mutatja be.

A  $\kappa(x)$  függvénynek az  $x_0$  lokális szélsőértéke van, ha  $\kappa'(x_0) = 0$  de  $\kappa''(x_0) \neq 0$ . Mivel  $\kappa'(x_0) = D'''(x_0)$  ezért:

$$D'''(x) = -96 \frac{D_0 r^2 c^2 x (cx^2 - 4r^2)}{(cx^2 + 4r^2)^4}$$

Az egyenlet triviális megoldása az  $x_1 = 0$ , míg a másik megoldásához a  $cx^2 - 4r^2 = 0$  egyenlőség megoldása útján juthatunk:

$$x_2 = \frac{2r}{\sqrt{c}}$$

A minimális görbületi sugár  $x_1$  és  $x_2$  helyen:

$$R_1 = -2 \frac{r^2}{D_0 c} \quad \text{és} \quad R_2 = 8 \frac{r^2}{D_0 c} = -4R_1 \quad (5.25)$$

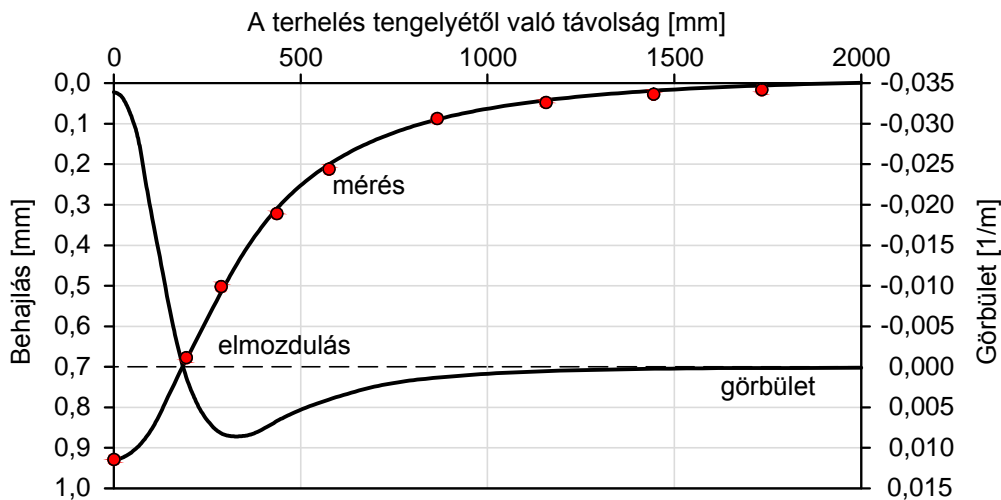
Láthatjuk, hogy az 5.23 mechanikai feltétel is teljesül, így a felvett függvény jó közelítése a mechanikai úton meghatározott deformációs vonalnak. Behelyettesítve a minimális görbületi sugár  $x_2$  értékét  $D(x)$  alapfüggvénybe, megkapjuk a behajlási teknő  $x_2$  helyen értelmezett függvényértékét:

$$D(x_2) = \frac{1}{2} D_0$$

Az összefüggés szerint a minimális görbületi sugár az  $x_1 = 0$  és  $y_1 = D_0$  valamint a  $x_2 = \frac{2r}{\sqrt{c}}$  és az  $y_2 = 0,5D_0$  elmozdulás értékek helyén lép fel.

A  $D(x)$  függvénynek az  $x_0$  helyen inflexiós pontja van, ha  $D''(x_0) = 0$ , de  $D'''(x_0) \neq 0$ , és így az eddigiekhez hasonlóan a  $3cx^2 - 4r^2 = 0$  egyenlőség megoldása szükséges:

$$x_{inf} = \frac{2r}{\sqrt{3c}}$$



5.21. ábra. A behajlási teknő és a görbület változása a terhelés tengelyétől távolodva.

Behelyettesítve az inflexiós pont  $x_{inf}$  értékét  $D(x)$  alapfüggvénybe megkapjuk a behajlási teknő  $x_{inf}$  helyen értelmezett függvényértékét:

$$D(x_{inf}) = \frac{3}{4}D_0$$

Más szóval az inflexiós pont elhelyezkedése a maximális behajlási érték 75%-val megegyező elmozdulásnak a középponttól mért távolságával egyezik meg a modell szerint. Az inflexiós pont  $x_{inf}$  és a maximális görbület  $x_2$  értéke között egyértelmű függvénykapcsolat található. A kapcsolat felírásához lineáris összefüggést feltételezve a ( $b = 0$ ) feltétel mellett a következő egyenlet megoldása szükséges:

$$\frac{2r}{\sqrt{c}} = m \frac{2r}{\sqrt{3c}}$$

Az egyenlet rendezése és egyszerűsítése után jutunk az  $m = \sqrt{3}$  értékhez. Az összefüggés birtokában belátható, hogy a behajlási teknő geometriáját két mérési pont segítségével egyértelműen leírhatjuk. A két kiemelt pont pedig a terhelés középpontja és a teknő inflexiós pontja. Minden más paraméter ezekből már számítható.

Az inflexiós pont és a terhelés tengelye közötti távolságot merevségi sugárnak is felfoghatjuk, ami azt jelenti, hogy a külső teher legnagyobb hányada az erőrendszer támadáspontja körül egy  $x_{inf}$  sugarú köríven belül adódik át a nem kötött rétegekre:

$$x_{inf} = L \cdot r = \frac{2}{\sqrt{3c}} \cdot r$$

Az összefüggésben az  $L$  paraméter az erőterjedési tényező vagy merevségi fok.

Mivel a külső erőrendszer hatására létrejövő behajlási teknő területe arányos az erőimpulzus által végzett munkával, ezért levezethetjük a terület ( $T$ ) indexet is, amit a  $D(x)$  függvény integrálása útján kapunk meg:

$$T = \int_0^l D(x) \cdot dx = D_0 2r \arctan\left(\frac{\sqrt{cl}}{2r}\right) \frac{1}{\sqrt{c}} \quad (5.26)$$

ahol:

$l$  = a legtávolabbi szenzor távolsága a terhelés tengelyétől [mm].

$T$  = a behajlási teknő területe [mm<sup>2</sup>].

A területindex alap gondolatát még a Washington Department of Transportation vezette be azzal a különbséggel, hogy a behajlási teknő területét trapézokkal közelítették, valamint az így kapott területet elosztották a tárcsaalatti behajlás nagyságával, vagyis a behajlási teknő területével megegyező téglalap magasságát alkalmazták állapotindexnek. Ennek megfelelően:

$$T_p = \frac{T}{D_0} = 2r \arctan \left( \frac{\sqrt{cl}}{2r} \right) \frac{1}{\sqrt{c}} \quad (5.27)$$

A terület indexeket a pályaszerkezetek minősítésére és osztályozására használják fel a PMS rendszerek<sup>4</sup>.

### 5.5.3.1. A $c$ alaktényező meghatározása

A deformációs vonal közelítésére használt függvény  $c$  alaktényezője a  $D_0$  tárcsaközép süllyedés és az  $R_0$  görbületi sugár meghatározása esetén az 5.23 összefüggés segítségével számítható. A központi behajlás mérése a Benkelman-tartó a görbületi sugár mérése pedig a Müller-féle görbületmérő eszközzel lehetséges. A mérések bizonytalansága miatt azonban a korszerűbb FWD vagy ABBA típusú mérőeszközök használata indokolt, amelyek több pontban képesek rögzíteni a deformációs vonalat. Ebben az esetben a  $c$  paramétert regresszió analízissel vagy iterációval célszerű becsülni az RMSE érték minimalizálása mellett.

A regressziószámítás a legkisebb négyzetek módszerével történhet az 5.18 függvénynél bemutatotthoz hasonlóan azzal a különbséggel, hogy az illetett egyenes meredeksége  $m = 2$  formában rögzített a tengelymetszet pedig  $b = \log(c)$ . Ennek oka, hogy  $\alpha = c$  és  $\beta = 2$  helyettesítés mellett 5.18 megegyezik az 5.24 függvényvel. Itt érdemes megemlítenünk, hogy mivel a meredekség előre rögzített (feltételes regresszió), ezért nem ajánlott az összes szenzor adatát felhasználni a  $b$  paraméter becsülésére, mivel akkor az illetett függvény csak egy pontban fogja érinteni a mérési eredményeket, előtte és utána pedig túl vagy alá fogja becsülni azokat. Ezért helyesebben járunk el, ha a terhelést követő első 5 szenzor adatait ( $0 < x \leq 600$ ) használjuk csak fel:

$$b \approx 0,2 \left[ \left( \sum_{i=1}^n y_i \right) - 2 \left( \sum_{i=1}^n x_i \right) \right]$$

ahol  $i = 1, 2, \dots, n$  és  $n = 5, i \neq 0$ .

Tapasztalataim szerint az így meghatározott függvény is kielégítő pontosságot biztosít a PMS rendszerek számára.

### 5.5.3.2. Mechanikai úton levezethető összefüggések

A deformációs vonal matematikai leírása lehetőséget ad arra, hogy a központi maximális elmozdulás mellett a terhelés tengelyében a görbületi sugár nagyságáról is tájékozódjunk. Végtelen homogén féltér esetén a központi behajlás és a görbületi sugár között a következő kapcsolat írható fel:

$$R_0 = \frac{2r^2}{D_0} \quad (5.28)$$

Vagyis homogén végtelen féltér esetén a  $D_0 R_0 = 2r^2$  egyenlőségnek teljesülnie kell. Másképpen fogalmazva csak azok az útpályaszerkezetek modellezhetőek egyenértékű felületi modulussal, ahol igaz, hogy  $c = 1$ . Minden más esetben ez az egyszerűsítés már nem alkalmazható. A fenti összefüggés egyébként megegyezik Müller és Ullidtz (1998) már publikált képleteivel. A gyakorlatban a központi lehajlás által számolt felületi modulus terjedt el, de ha rendelkezésre áll a görbületi sugár számértéke is, akkor a két összefüggés összevonható:

<sup>4</sup>[http://training.ce.washington.edu/wsdot/modules/09\\_pavement\\_evaluation/fwd\\_area.htm](http://training.ce.washington.edu/wsdot/modules/09_pavement_evaluation/fwd_area.htm)

$$\frac{R_0}{D_0} = \frac{E_e^2}{2p^2(1-\mu^2)} \quad (5.29)$$

azaz a pályaszerkezet egyenértékű rugalmassági modulusa:

$$E_e = p\sqrt{2}(1-\mu^2)\sqrt{\frac{R_0}{D_0}} \quad (5.30)$$

A fenti képletet először Beckedahl-Straube közölte (Adorjányi, 1999b; Boromisza, 1997). Pályaszerkezet-elemzésében Jendia (1995) a felső kötött rétegre jellemző görbületi sugár és a tárcsaközép süllyedés hányadosát a teherbírás közvetett jellemzőjének tartotta és a  $T_z = \sqrt{R_0/D_0}$  paramétert „teherbírasi számnak” nevezte el (Tóth és Tóth, 2008). A pályaszerkezet teherbírása kimerült, ha ennek értéke 0,75 alatt van. Az összefüggés gyakorlati elterjedését a görbületi sugár pontos meghatározása hátráltatta. A Beckedahl-féle összefüggés azonos eredményt ad homogén végtelen féltér esetén a tárcsaközép süllyedésből levezetett összefüggéssel (Primusz és Markó, 2010).

A gyakorlati tapasztalatok szerint a központi lehajlás és a görbületi sugár között az elméleti úton levezetett összefüggés nem mindig áll fenn. Erről már számtalan szerző beszámolt és felhívta rá a figyelmet (Boromisza, 1958; 1976; 1997; 2008; Tóth és Tóth, 2008, ) Ez a megállapítás egyébként elméleti úton is belátható, mivel az útpályaszerkezetek eltérő vastagságú többrétegű rendszerek, ezért a valóságos pályaszerkezetek esetén a kétféle végképlettel (5.18 és 5.22) számolt felületi modulus hányadosa nem egy ( $c \neq 1$ ), hanem attól eltérő értéket vesz fel. Szerencsére van rá mód, hogy ezt az „eltolódást” meghatározzuk az FWD/ABBA által rögzített behajlási vonal segítségével. A mért adatokra illesztett 5.24 függvényből a görbületi sugár meghatározható az 5.25 összefüggés segítségével.

Vegyük észre, hogy az illesztett függvény  $c$  alaktényezője nem más, mint a központi behajlás és a görbületi sugár által számolt, elméleti úton levezetett felületi modulusok hányadosa (lásd 5.23). Ezért a függvényből levezetett  $R_0$  értéket behelyettesítve az 5.30 Beckedahl-Straube összefüggésbe kapjuk a többrétegű rendszer egyenértékű modulusát:

$$E_e = \frac{2pr}{\sqrt{c}D_0}(1-\mu^2) \quad (5.31)$$

vagy átrendezve

$$D_0 = \frac{2pr}{\sqrt{c}E_e}(1-\mu^2) \quad (5.32)$$

A pályaszerkezet „pontosabb” felületi modulusa most már az 5.31 összefüggéssel számolható, de még így sem lehet egy többrétegű rendszert minden esetben modellezni a felületi modulusal. A levezetés haszna abban rejlik, hogy a homogén végtelen féltér feltételezése mellett levezetett összefüggéseket kiterjesztettük többrétegű rendszerek esetére is. A plusz paraméter meghatározása pedig nem igényel többletmérést a megszokotthoz képest (Primusz és Markó, 2010). Az így meghatározott felületi modulus pedig már összevontan fejezi ki a  $D_0$  és  $R_0$  paraméterek hatását és ezért a PMS rendszerek számára is megbízhatóbb állapotjellemző paraméternek kell tekintenünk a hagyományos felületi modulusához képest.

### 5.5.3.3. A levezetett teknőparaméterek számértékei

Dr. Boromisza Tibor irányításával az ÁKMI Kht. és a H-TPA Kft. 2005-ben különböző pályaszerkezetű utakon (különösen-hajlékony, hajlékony és félmerev) hajtott végre öszszeméréseket a Benkelman-gerenda, a KUAB és a Dynatest FWD nehézejtősúlyos behajlásmérő berendezések között, vizsgálva azok összehasonlíthatóságát. A mérésekre az alábbi útszakaszokon és pályaszerkezeteken történt:

1. Félmerev (44. sz.) Kecskemét – Békéscsaba – Gyulai főút, 10+000–10+180 km sz.

Réteg	Félmerev (1)	Hajlékony (2)	Különösen hajlékony (3)
1	4 cm AB	1 cm felületi bevonat	2 cm felületi bevonat
2	1 cm felületi bevonat	2 cm felületi bevonat	5 cm kötőzúzalékos aszfaltmakadám
3	4 cm KAB	4 cm AB	25 cm makadám
4	4 cm KAB	4 cm U-12	-
5	13 cm beton	35 cm makadám	-
<b>Össz.v.:</b>	<b>28 cm (28 cm)*</b>	<b>46 cm (11 cm)*</b>	<b>32 cm (7-5 cm)*</b>

\*Számításba vehető kötött réteg vastagsága

5.3. táblázat. Az útpályaszerkezetek felépítése.

Sorszám	$\alpha$	$\beta$	$c$	$D_0$ (mm)	$R_1$ (m)	$R_2$ (m)	$x_{inf}$ (mm)	$L$	$T$ (mm <sup>2</sup> )
(1)	0,57	1,72	0,06	0,137	-4400	17600	619	4,1	151
(2)	4,06	1,72	0,18	0,318	-682	2729	356	2,4	254
(3)	1,55	1,84	0,52	1,040	-682	264	210	1,4	517

5.4. táblázat. Teknőparaméterek átlagértékei.

- Hajlékony (31. sz.) Budapest – Jászberény – Dormándi főút, 30+600–30+780 km sz.
- Különösen hajlékony (51108 sz.) Majosházai bekötőút, 1 km sz. környéke.

A vizsgált útpályaszerkezetek felépítéseit az 5.3 táblázatban foglaltam össze. Az előbbieken ismertetett számításokat az egyes pályaszerkezet típusokra elvégeztem, és a számítások átlagos eredményeit az 5.4 táblázat mutatja be.

A paraméterek közül az alaktényező ( $c$ ) értéke jól mutatja a behajlási teknők közötti alakbeli különbségeket, míg a görbületi sugár ( $R_1$ ) rendkívül nagy tartományban való mozgása a paraméter érzékenységére hívja fel a figyelmet. A merevségi fok ( $L$ ) az egyes szerkezetek merevségét számszerűsíti. Ennek megfelelően egy félmerev pályaszerkezet közel kilencszer akkora területet von be az erőjátékba, mint egy különösen hajlékony szerkezet. Az eddigi eredmények azt valószínűsítik, hogy a paraméter segítségével az ismeretlen felépítésű szerkezetek merevségi kategóriába való besorolása válik lehetővé. Természetesen ezt nem szabad összekeverni és azonosítani a teherbírás fogalmával és kategóriáival. A görbületi sugár ismerete további számításokat tesz lehetővé, hiszen a kritikus nyúlások meghatározhatóak közvetlenül a mért behajlási adatokból.

## 5.6. Összefoglalás

A szükséges útgazdálkodási feladatok megtervezéséhez ismernünk kell útjaink teherbírását, amit indirekt módon a terepi mérések feldolgozását követően határozunk meg. Ennek megfelelően bemutatam a fejezetben azokat a mérési elveket és eszközöket amelyek alkalmasak az erdészeti utak teherbírásának jellemzésére. Jelenleg a statikus vagy kvázi statikus keréksúly hatására bekövetkező alakváltozásokkal dolgozunk, de ma már egyre nagyobb számban alkalmazzuk a dinamikus igénybevételű megfelelően szimuláló nehéztönsúlyos berendezések eredményeit is (KUAB és Dynatest FWD).

Mindegyik eljárás eltérő módon szimulálja a forgalom és a pályaszerkezet kapcsolatát, ezért az egyes mérési eljárások eltérő adatokat szolgáltatnak az útkezelők számára. Ebből kifolyólag összehasonlító méréssorozatot végeztem egy meglévő erdészeti feltáróút pályaszerkezetén a klasszikus Benkelman-tartóval és az újabb fejlesztésű nehéztönsúlyos berendezéssel. A mérési eredmények feldolgozása után azt találtam, hogy a vékony pályaszerkezettel rendelkező erdészeti utaknál szükségtelen a dinamikus behajlásmérések átszámítása statikus értékre, és így közvetlenül felhasználhatóak tervezési feladatok megoldására. Ez azért lehetséges, mert az eltérő mérési

módszerek a homogén szakaszok lehatárolását és az így számított szükséges erősítőrétegek vastagságát nem befolyásolják jelentős mértékben. Az eredményekből az következik, hogy elvileg mind a két mérési módszer alkalmazása helyes, de mérés technikailag és az adatok megbízhatóságát tekintve a közeljövőben az FWD/ABBA készülékek alkalmazása javasolható.

A nehéz ejtősúlyos eszközök beszerzési ára és magas fenntartási költsége miatt bemutattam egy, az Erdőfeltárási Tanszéken kidolgozott eljárást, amellyel hajlékony pályaszerkezetek terhelés hatására bekövetkező alakváltozását lehet megmérni. A kidolgozott módszer előnye, hogy kis költségvetésű (low cost) eszközök alkalmazásával is lehetővé teszi a teljes behajlási teknő mérését. Az ABBA mérőeszköz elektrotechnikai tervezését és gyakorlati megvalósítását *Markó Gergely* kollégám, míg az adatok feldolgozásának elvi háttérét, és a behajlási teknő matematikai leírását én végeztem. Mind a kidolgozott mérőeszköz prototípusa, mind a mérési eljárás bizonyította, hogy alkalmas üzemszerű körülmények közötti használatra.

A fejezethez kapcsolódó új, tudományos eredményeimet a 8.2 fejezet 2., 3. és 4. tézisében foglaltam össze.



## 6. fejezet

# Számítógépes szimuláció a BISAR szoftverrel

A szimuláció alapvetően olyan vizsgálat, amikor egy folyamat fizikai vagy számítógépes modelljén keresztül tanulmányozzák a rendszer várható, illetve valódi viselkedését. A szimulációs modell alkalmazásával képesek vagyunk a rendszer modelljét megfelelő bemenetekkel ellátni, működtetni és a kimeneteket megfigyelni. A szimulációs módszerek használata ma már a kutatás, oktatás, alkalmazás szinte minden területén fontos szerepet tölt be.

Az útpályaszerkezetek szimulációs vizsgálatán keresztül megfigyelhető, hogy az FWD készülékekre jellemző külső terhelés hatására milyen alakváltozások alakulnak ki az elmozdulásokat rögzítő szenzorok helyén. Valamint, hogy milyen mértékű igénybevételek jelentkeznek az egyes szerkezeti rétegekben. A szimuláció segítségével a valóságos útpályaszerkezeteken rögzített behajlási vonalak is nagyobb információ tartalommal ruházhatóak fel és így pontosabb pályaszerkezet-diagnosztikát tesznek lehetővé.

### 6.1. A visszszámoló (backcalculation) módszerek korlátai

Az FWD készülékek által mért behajlási technőből már többen megpróbálták a pályaszerkezeti rétegek modulusait meghatározni a többrétegű rendszerek elméletét felhasználva. Az egyik legelterjedtebb modulusbecslő módszer a backcalculation, amikor is a többrétegű pályaszerkezetekre kidolgozott mechanikai számítási módszereket alkalmazva, az ismert adatokból kiindulva, iterációs eljárással határozzák meg a mért lehajlásvonalat legjobban megközelítő pályaszerkezet jellemzőket (Ambrus, 2001). A módszerről mára már bebizonyosodott, hogy csupán a kétrétegű rendszeren alapuló algoritmusok adnak egyértelmű eredményeket (6.1 táblázat). A háromrétegű rendszerekkel számoló eljárások már csak akkor konvergensek, ha az egyes rétegek vékonyak ( $h < 20$  cm). Ennek ismeretében a kutatások a kétrétegű rendszerrel való modulus-visszszámítás elméletét helyezték középpontba és számos egyszerűsítő modulusbecslő regressziós összefüggést dolgoztak ki (Grätz, 1999). A meglévő útpályaszerkezetek modellezését ezért célszerű kétrétegű rendszerre alapozni és az így meghatározott paramétereket felhasználni további számításokra.

A kétrétegű rendszerek vizsgálatához már nincsen szükség iterációs eljárásra, mivel pontos megoldásuk létezik. Primusz és Markó (2010) az FWD mérésekből a kétrétegű rendszerek rétegmodulusait egyértelműen képesek voltak meghatározni. Az így felparaméterezett modell pedig már felhasználható a szükséges erősítőréteg számítására. Ambrus (2001) munkájában arra is rámutat, hogy az azonos lehajlási vonallal rendelkező, de eltérő felépítésű pályaszerkezetek erősítő rétegének alján minden esetben azonos nagyságú megnyúlás keletkezik, és így elvileg a szerkezet megfűrése nélkül számítható a szükséges erősítővastagság. A fenti eredmények igazolása számítógépes szimulációval történt.

Alkalmazott rétegszám	A számítási módszer jellege	A konvergencia mértéke	A megoldás egyértelmősége
Egyrétegű	Féltér-egyenlet	Pontos megoldás	Egyértelmű
Kétretegű	Iteráció	Jó	Egyértelmű
Háromrétegű, < 20 cm vastagság	Iteráció	Jó	Esetektől függő
Háromrétegű, > 20 cm vastagság	Iteráció	Instabil	Többnyire többértelmű
Négyrétegű	Iteráció	Nagyon instabil	Mindig többértelmű

6.1. táblázat. A különböző visszszámítási módszerek használatossága (Grätz, 1999).

## 6.2. A szimulációs modell felállítása

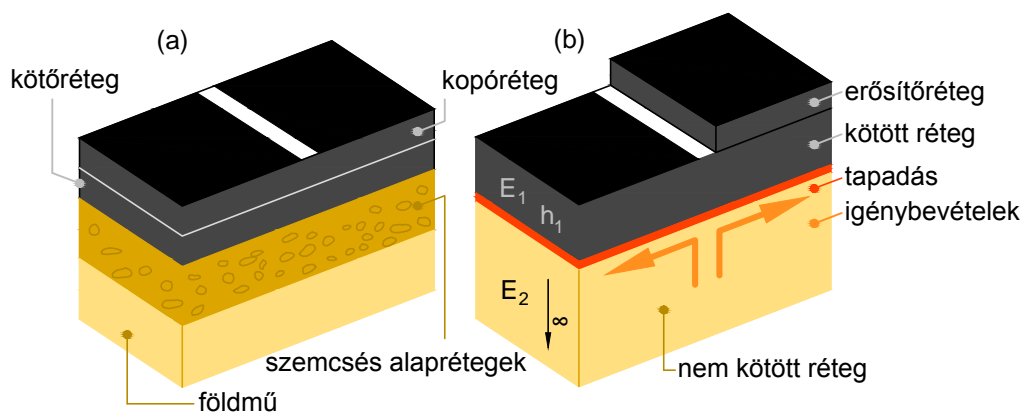
Jelenleg az útpályaszerkezetekben keletkező igénybevételek meghatározásának az egyik legelterjedtebb és leginkább elfogadott módja a számítógépes programok alkalmazása. Az egyik legrégebbi és legtöbbet hivatkozott szoftver a SHELL Kutatóközpont által kifejlesztett BISAR. A programmal feszültséget, megnyúlást és elmozdulást lehet számolni egy függőleges erővel terhelt rugalmas többrétegű rendszerben. A rétegeket a rétegvastagság, a rugalmassági modulus, a Poisson-féle tényező valamint a rétegek határán értelmezett tapadás jellemzi. Az egész rendszert legalul egy végtelen rugalmas féltér támasztja alá.

A szimuláció végrehajtásához a BISAR program DOS-os változatát használtam fel, mert így – a kiindulási adatfájlok generálása után – a számításokat kötegetlen lehetett futtatni. Az adatfájlokat a tanszéken fejlesztett programmal készítettem el. Ezek tartalmazták az egy menetben számítandó pályaszerkezetek felépítését (rétegek száma, vastagsága, modulusa, stb.), a terhelés nagyságát és helyét, illetve azon pontok koordinátáit, ahol az igénybevételek és elmozdulások számítása szükséges. A BISAR-szimuláció homogén végtelen féltér, valamint két- és háromrétegű rendszer esetén futott le.

### 6.2.1. A szimulációban felhasznált pályaszerkezet modellek

Az útpályaszerkezeteket felépítő rétegek alapvetően három fő csoportba sorolhatók: földmű (szükség szerint fagyvédő és/vagy javítórétegekkel együtt), alapréteg és burkolati réteg. Minden egyes csoport további rétegekre bontható, így átlagosan egy valóságos útpályaszerkezet 3–5 rétegből épül fel (6.1 a) ábra). Az egyes rétegek anyagukat tekintve lehetnek kötőanyag nélküli vagy bitumenes (esetleg hidraulikus) kötőanyag tartalmúak. Mivel a legtöbb pályaszerkezeti modell az anyagtulajdonságokat csak a rugalmassági modulus és a Poisson-féle tényező segítségével képes figyelembe venni, a rétegszám növelése helyett célszerű a kötőanyag nélküli és a kötőanyagot tartalmazó rétegeket összevonni és együttesen kezelni. Ennek megfelelően beszélhetünk kötött és nem kötött pályaszerkezeti rétegekről (6.1 b) ábra). Az útszerkezet viselkedési modellek az egyes rétegek között értelmezett együttműködést is képesek figyelembe venni. A kötőanyag nélküli szemcsés rétegek és a kötőanyagot tartalmazó burkolati rétegek között teljes elcsúszással, míg megerősítés esetén – a régi és az új burkolati réteg között – teljes tapadással érdemes számolni, még akkor is, ha ez kedvezőbb (kisebb) igénybevételeket okoz a régi aszfalt-rétegek esetében.

A szimuláció alatt a meglévő útpályaszerkezetek viselkedését egy illetve kétrétegű rendszerekkel, míg az útpályaszerkezet megerősítést háromrétegű rendszerekkel vizsgáltam. A gyakorlatban a meglévő útpályaszerkezetek teherbírását a felületi modulusal jellemzik. A felületi modulus egy olyan homogén végtelen féltér rugalmassági modulusa ami egyenértékű a vizsgált többrétegű



6.1. ábra. A szimulációban vizsgált pályaszerkezet modellek szerkezete.

Modell	Nr.	Modulus	Var.	Poisson	Vastagság	Var.	Tapadás	Összesen
Egyrétegű	1	50–1000	15	0,5	Végtelen	-	-	15
Kétrétegű	2	20–500	12	0,5	Végtelen	-	1	1 008
	1	1000–8000	12	0,5	50–500	7		
Háromrétegű	3	20–500	12	0,5	Végtelen	-	1	15 552
	2	1000–8000	12	0,5	50–300	6		
	1	5000–15000	3	0,5	20–120	6	0	

**Magyarázat:** Rétegsorszám (Nr.) alulról felfelé, Rétegmodulus (Modulus [MPa]), Variáció (Var. [db]), Poisson-tényező [-]  
Vastagság [mm], Tapadás [0: teljes tapadás, 1: súrlódásos elcsúszás], Összes variáció (Összesen [db])

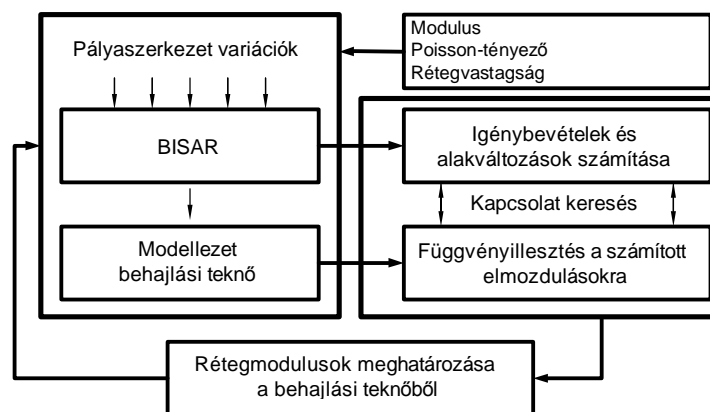
6.2. táblázat. A szimulációban vizsgált pályaszerkezet modellek paraméterei.

rendszerrel. A szimulációban az egyrétegű (homogén végtelen féltér) szerkezetek modulusa 50 és 1000 MPa között változott és 15 különböző variáció szerepelt.

A kétrétegű rendszerek a meglévő útpályaszerkezetek idealizált modelljei amelyekben az alsó réteg a kötőanyagot nem tartalmazó szemcsés rétegeket és a földművet, míg a felső kötött réteg a burkolati rétegeket jellemzi. A kötött és a nem kötött rétegek között súrlódásos elcsúszás valószínűsíthető. A kétrétegű pályaszerkezet-modellek esetében a felső, kötött réteg modulusa 1000 és 8000 MPa között, az alsó, nem kötött féltér modulusa pedig 20 és 500 MPa között változott. A minimális és maximális modulusok között mindkét réteg esetében 12 értéket vettem fel, a felvett értékek közötti tartomány logaritmikusan felosztásával. A felső, kötött réteg vastagsága 50 és 500 mm között változott és a vizsgált tartományt itt is logaritmikusan osztottam fel 7 különböző értéket vizsgálva. Így a kétrétegű rendszerek  $12 \times 12 \times 7 = 1008$  db kombinációban vizsgáltam.

A háromrétegű modellek a kétrétegű rendszerek egy új – erősítésként használt – réteg ráépítése után jönnek létre, és az útpályaszerkezetek teherbírás változása vizsgálható a segítségükkel. A számítások alatt az erősítésként használt új aszfaltréteg merevségi modulusa 5000, 10000 és 15000 MPa volt. Az erősítőréteg vastagságát pedig 2 cm-es lépcsőkben 12 cm-ig növeltem, így összesen 15552 db variáció jött létre.

A réteg modulus és vastagság mellett a Poisson-féle tényező is eltérő értéket vesz fel különböző anyagok esetében, azonban gyakorlati meghatározása igen nehézkes, mivel értéke feszültség-, illetve hőmérséklet függő (Pethő, 2008). Általános útépítő anyagok esetén értéke általában 0,2 és 0,5 között változhat. A harántkontrakciós tényező változásának hatását részletesen L. Peutz és Korswagen (1973) valamint Tam (1987) vizsgálta. A kutatók arra a megállapításra jutottak, hogy a Poisson-féle tényező változtatása az elsődleges méretezési paramétereket csak kis mérték-



6.2. ábra. A BISAR programmal végzett számítás sematikus vázolata.

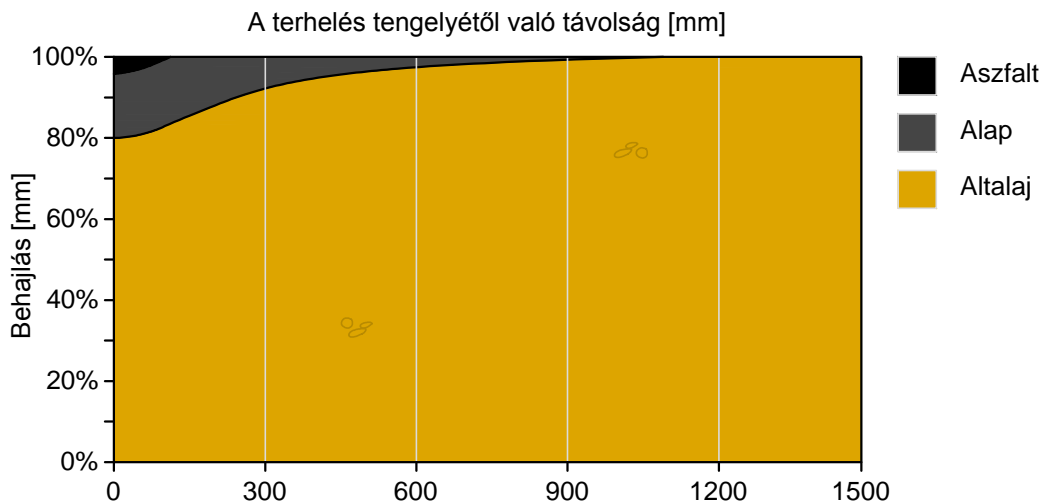
ben befolyásolja. Vagyis a Poisson-féle tényező változtatásának a behajlásokra gyakorolt hatása elenyésző a rétegvastagsághoz vagy a réteg modulusához viszonyítva. Ha a Poisson-féle tényezőt 0,2-ről 0,5-re növeljük a behajlások csupán néhány százalékkal csökkennek (Van Gurp, 1995). A bemutatott kutatások alapján a BISAR szimulációban minden réteget  $\mu = 0,5$  értékkel vettem figyelembe. Ebben az esetben az analitikus összefüggések is nagymértékben egyszerűsödnek, így több okból is praktikus ezt az értéket választani.

### 6.2.2. Igénybevételek számítása

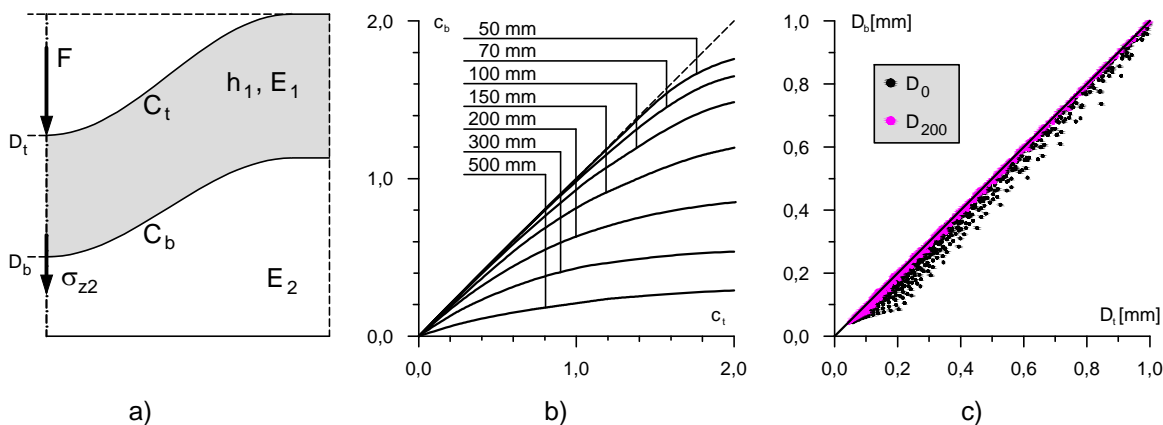
A BISAR szoftver több terhelést képes figyelembe venni és azok szuperpozícióját számítani. A terhelések és a vizsgálati pontok egy koordináta rendszerben helyezkednek el és tetszőlegesen definiálhatók az  $x$ ,  $y$ ,  $z$  koordináta számhármassal. A szimuláció alatt  $F = 50$  kN nagyságú, egyes kerékterhet vettem figyelembe, amely függőleges irányban a legfelső rétegre hat, és egyenletesen oszlik meg egy  $r = 0,15$  m sugarú hajlékony körtárcsán ( $p = 0,707$  MPa). A vizsgált pontok – a terhelés tengelyétől mért – távolsága pedig megegyezett az FWD készülékek szokásos szenzorrendezésével. Az aszfalt burkolatok élettartama szempontjából a legfontosabb igénybevétel az alsó szélső szál megnyúlása a függőleges hajlítóterhelés hatására. Ezért a rögzített pozíciókban nem csak a függőleges elmozdulásokat hanem a kötött rétegek alsó síkján értelmezett megnyúlásokat is vizsgáltam. A BISAR program futtatása után eredményül kapott szövegfájlokat egy újabb saját fejlesztésű programmal értékeltem ki. A BISAR által a burkolat felületén számolt függőleges elmozdulásokra, mint egy FWD mérés eredményére tekintettem a további elemzéseknél. A számítás menetét a 6.2 ábra mutatja be vázlatosan.

### 6.3. A szimulációs eredmények értékelése

Az értékelés első részében azt vizsgáltam, hogy egy adott útpályaszerkezet esetében mennyi az egyes rétegek befolyása a kialakuló deformációkra. Ezt a kérdést részletesen tárgyalja Van Gurp (1995) dolgozatában. A 6.3 ábra azt mutatja be, hogy egy három rétegeű szerkezet egyes rétegei mennyiben járulnak hozzá a felszíni behajlásokhoz (Van Gurp, 1995). Az eloszlás természetesen változik a rétegvastagság vagy a rétegek merevségének módosítása esetén. A dolgozat szerint minél vastagabbak és merevebbek a felső rétegek, annál fontosabbá válnak a 6.3 ábra sötétre színezett területei. Az ábra azt is jól szemlélteti, hogy a teherhordó altalaj befolyásolja leginkább a felszíni behajlások csúcserőértékét és a terhelés tengelyétől 900 mm-re a mért behajlás már 100%-ban a földmű behajlását reprezentálja. Az is megfigyelhető, hogy ha az altalaj és az alapréteg hatását együttesen kezeljük, akkor a felső kötött (aszfalt) réteg hatása csak a terhelés tengelyétől 300 mm-re terjed ki, vagyis a központi elmozdulásokra fejt ki leginkább a hatását. Ez az



6.3. ábra. Az egyes rétegek hozzájárulása a felszíni behajláshoz (Van Gorp, 1995).

6.4. ábra. A felszínen és a kötött réteg alján ébredő deformációkra illesztett függvény  $c$  paraméterének változása.

elgondolás a BISAR szimuláció segítségével vizsgálható.

A felállított pályaszerkezet modellek esetén a felszíni maximális és a kötött réteg alján megjelenő részleges elmozdulásokat egyaránt számítottam a BISAR szoftverrel. Így szerkezetenként mindkét deformációs vonal rendelkezésre állt. Ezekre az elmozdulásokra az 5.24 függvényt illesztettem, aminek eredményeként kétféle  $c$  alaktényező értéket kaptam. Összevetve a két értéket azt mondhatjuk, hogy a felszíni és a kötött réteg alján jelentkező deformációs vonal között a ( $h$ ) rétegvastagságtól függő eltérés mutatható ki. Ezt a kapcsolatot grafikusan a 6.4 ábra mutatja be, a felszíni deformációs vonalat a  $c_t$ , míg a kötött réteg alján lévőt a  $c_b$  jelöli (6.4 a) ábra).

Minél vastagabb a kötött réteg vastagsága ( $h$ ), annál nagyobb az eltérés mértéke is (6.4 b) ábra). Az alaktényezők közötti eltérések az elmozdulások közötti különbségekre vezethetők vissza. Az 1008 db kétrétegű rendszer behajlásait összevetve csak a központi elmozdulások mutattak mérhető eltérést a 0–1 mm közötti tartományban (a  $D_0$  értékek 70%-a esett ebbe bele). A terhelés tengelyétől távolodva (200–300 mm) pedig már teljesen megegyeztek a felszíni elmozdulások a kötött réteg alján számítottakkal (ez az eredmény is alátámasztja a fejezet elején leírtakat). Vagyis az alaktényezők eltérése főleg a központi behajlás változásával magyarázható, mivel a kötött réteg vastagsága hatással van a réteg saját összenyomódására (6.4 c) ábra).

Ha most a gyakorlat szempontjából vizsgáljuk az eredményeket és elfogadjuk azt a feltételezést, hogy az útpályaszerkezetek felszínén mért elmozdulások közel azonosak a kötött réteg alján

kialakulókkal, azaz  $D_t(x) \approx D_b(x)$ , akkor a kötött réteg alját jellemző alaktényező ( $c_b$ ) is jól becsülhető a felszíni mérésekből:  $c_t \approx c_b$ . Mivel a gyakorlati mérések mindig hibával terheltek, valamint számos olyan tényező van (pl. hőmérséklet) amit a modellezés nem képes számításba venni, a továbbiakban nem teszünk különbséget a kétféle alaktényező között.

### 6.3.1. A geometriai és a mechanikai úton meghatározott görbületi sugár összehasonlítása

A szimuláció eredményeül kapott elmozdulásokra az 5.24 függvényt illesztettem, aminek eredményeként minden deformációs vonalhoz kaptam egy  $c$  alaktényező értéket. Ebből az értékből már az 5.25 összefüggés segítségével számítható a görbületi sugár. Az így meghatározott görbületi sugár a deformációs vonal geometriájából lett meghatározva. Mivel később ebből kiindulva szeretnénk a megnyúlásokat megbecsülni, össze kell vetni a kapott értékeket a szimuláció eredményeivel.

A BISAR programmal a modellezett pályaszerkezetek felületén az elmozdulások mellett a  $\sigma_z$  nyomó és  $\sigma_x$  és  $\sigma_y$  húzófeszültségeket is adottak. A görbületi sugár a terhelés középpontjában a  $h$  vastagságú pályaszerkezeti réteg tetején (vagy alján) az  $\varepsilon_x$  megnyúlásból fejezhető ki:

$$\varepsilon_x = \frac{h}{2R_x} \quad (6.1)$$

Az  $\varepsilon_x$  megnyúlás pedig a következő:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu(\sigma_y - \sigma_z)] \quad (6.2)$$

összefüggéssel írható le. A szimmetria miatt  $\sigma_x = \sigma_y$ , a Poisson-féle tényező  $\mu = 0,5$  és  $E = E_1$  helyettesítés mellett a mechanikai úton számolt sugár értéke a következő:

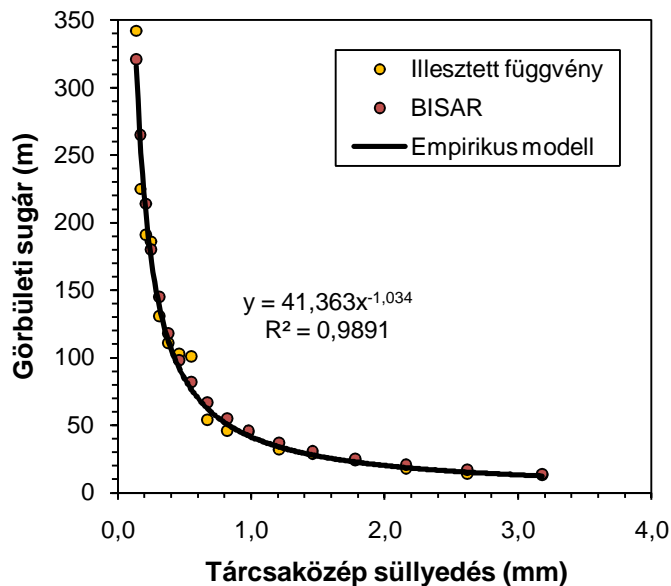
$$R_x = \frac{E_1 \cdot h}{\sigma_x - \sigma_z} \quad (6.3)$$

A mechanikai úton a 6.3 képlettel számolt görbületi sugár a geometriai úton levezetett értékkel jól egyezett ( $R^2 = 0,9$ ), így a deformációs vonalból számolt értéket további számításokra alkalmasnak találtam.

### 6.3.2. Az egyrétegű rendszer elemzése

A BISAR programmal számított 15 db egyrétegű rendszer lehajlási vonalára az 5.24 függvényt illesztettem és meghatároztam a  $c$  alaktényező értékét. A kapott értékek 0,95 és 1,15 között változtak, átlaguk pedig 1,05-re adódott. A BISAR programmal számolt normalizált ( $D_x/D_0$ ) deformációs vonalak alakja is mind a 15 esetben azonosra adódott. Ebből arra következtettem, hogy a féltér modulus változtatása még önmagában nem elegendő, hogy egy meglévő valóságos szerkezetet tudjuk modellezni, mivel az illesztett teknők alakja mindegyik esetben közel azonos volt ( $c \approx 1$ ). Ezután az illesztett függvényből az 5.25 képlettel számítottam a görbületi sugarakat. Az értékeket  $D_0 - R_0$  diagramon ábrázoltam. A 6.5 ábrán látható, hogy végtelen féltér esetén a tárcsaközép süllyedés és a görbületi sugár között fennáll a már levezetett 5.28 összefüggés, sőt még a szimulált adatokra illesztett regressziós modell is visszaadja azt:  $R_0 = 45D_0^{-1}$  ahol  $2r^2 = 45$  m, vagyis az illesztett függvényből levezetett sugár jól közelíti a rugalmasságtan tételei alapján számolt értéket.

Összességében tehát a BISAR program tökéletesen visszaadta a zárt alakban levezetett összefüggéseket és megerősítette azt a sejtést, miszerint a felületi modulus alkalmazása csak kivételes esetekben használható meglévő szerkezetek modellezésére. Megbízhatóan a meglévő útpályaszerkezeteket csak kettő, vagy ennél több réteggel lehetséges modellezni.



6.5. ábra. A tárcsaközép süllyedés és a görbületi sugár kapcsolata homogén féltér esetén.

### 6.3.3. A kétrétegű rendszer elemzése

A BISAR szoftver eredményeit felhasználva összefüggést kerestem a behajlási teknő alakjából levezethető geometriai paraméterek (Primusz és Tóth, 2009) és a kétrétegű rendszer rétegpaméterei között. A vizsgálat kimutatta, hogy a  $c$  alaktényező, a rétegmodulusok hányadosa ( $K$ ) és a kötött réteg vastagsága ( $h$ ) között igen szoros összefüggés mutatkozik. Az eredmények grafikus feldolgozását a 6.6 ábra mutatja be. A grafikon segítségével egy adott útpályaszerkezet idealizált kétrétegű modellje – a kötött rétegvastagság ismeretében – visszaszámítható az FWD mérésekből.

A  $K = f(c, h)$  függvénykapcsolat statisztikai modelljét két lépésben állítottam fel. A vizsgálatok ugyanis azt mutatták, hogy a modulusok  $K$  aránya és az alsó réteg tetején ébredő  $\sigma_{z2}$  nyomófeszültségek között a 6.6 ábrához hasonló kapcsolat áll fent. Mivel a  $K$  és  $\sigma_{z2}$  értékek nem függenek az elmozdulásokra illesztett függvény pontosságától – vagyis a  $c$  alaktényezőtől – így célszerű először csak ezt a kapcsolatot leírni. A legjobb eredményt az alábbi modell adta

$$Y = \frac{a}{b \cdot X^c + 1} \quad (6.4)$$

a következő helyettesítés mellett:  $Y = \sigma_{z2}$  és  $X = h^d \sqrt{K}$ . A modell  $a$ ,  $b$ ,  $c$  és  $d$  paramétereit a STATISTICA programmal határoztam meg:

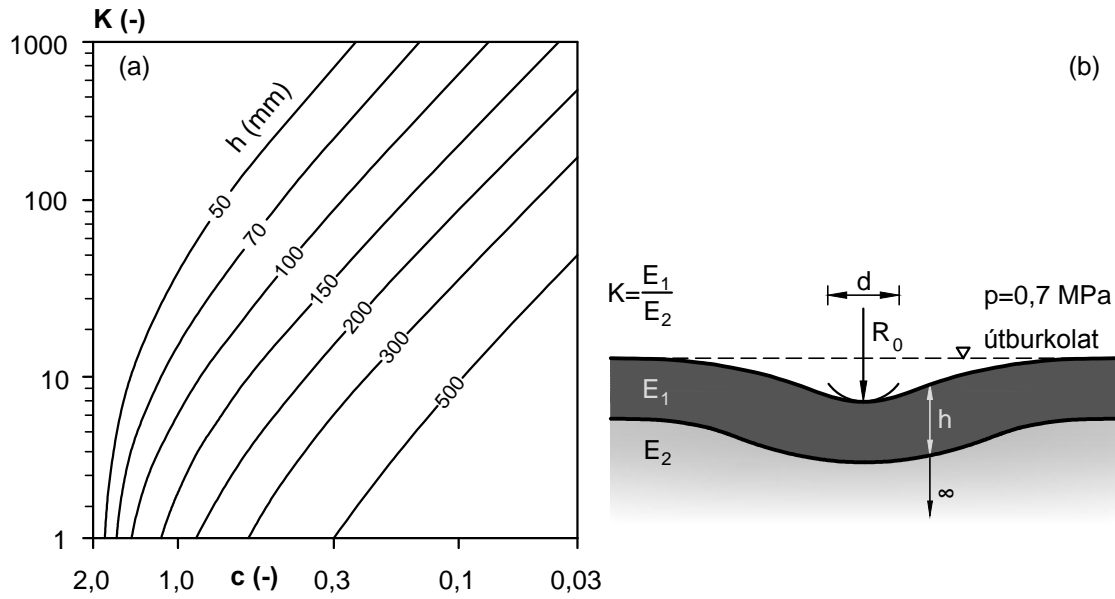
$$\sigma_{z2} = \frac{0,8}{20,816 \cdot (h^{1,4} \sqrt{K})^{1,393} + 1} = \frac{0,8}{20,816 \cdot h^{1,95} K^{0,70} + 1} \quad (6.5)$$

A illeszkedés pontosságát jól mutatja az igen magas  $R^2 = 0,9977$  érték. Ezután a  $c$  alaktényező valamint a  $\sigma_{z2}$  érték között kerestem kapcsolatot. Egyértelmű polinomiális összefüggés mutatkozott  $R^2 = 1$  mellett:

$$\sigma_{z2} = 0,0392c^6 - 0,2749c^5 + 0,6907c^4 - 0,8332c^3 + 0,5424c^2 + 0,2588c \quad (6.6)$$

Az értékpárok grafikus ábrázolása után a hatodfokú polinom egy egyenessel is jól közelíthető volt anélkül, hogy az illeszkedés mértéke gyakorlatilag csökkenne ( $R^2 = 0,9954$ ):

$$\sigma_{z2} \approx 0,4205 \cdot c \quad (6.7)$$



6.6. ábra. Az alaktényező és a rétegmódulusok aránya közötti összefüggés.

A 6.7 összefüggést behelyettesítve a 6.5-be kapjuk meg a keresett kapcsolatot:

$$c \approx \frac{1,9}{20,816 \cdot h^{1,95} K^{0,70} + 1} \quad (6.8)$$

vagy átrendezve  $K$ -ra

$$K \approx 0,0131 \left[ h^{-1,95} \left( \frac{1,9}{c} - 1 \right) \right]^{1,428} \quad (6.9)$$

az így megkapott  $K$  tényező a rétegek egymáshoz viszonyított merevségét fejezi ki.

### 6.3.3.1. A szemcsés rétegek modulus becslése

Hoffmann (1988) munkája szerint abban az esetben, ha a pályaszerkezetet és az altalajt két-rétegű rendszernek vesszük, a görbületi sugár és a központi behajlás ismeretében közvetlenül számítható a földmű (altalaj)  $E$ -modulusa. Ez a megállapítás a BISAR futtatások eredményeinek ismeretében ellenőrizhető. Felhasználva az 1008 db kétrétegű rendszer deformációs vonalát a szerkezetek görbületi sugara az 5.25 összefüggéssel meghatározható. Az összetartozó  $D_0$ ,  $R_0$  és  $E_2$  adatsorokat a 6.7 ábra mutatja be grafikusán. Az ábrán látható, hogy az adatsorok egy síkot határoznak meg kettős logaritmikus koordináta-rendszerben. Így az alsó réteg  $E$ -modulusa a következő függvénykapcsolattal írható le:

$$E_2 = a \cdot D_0^b \cdot R_0^c \quad (6.10)$$

Az összefüggést lineáris alakra hozva

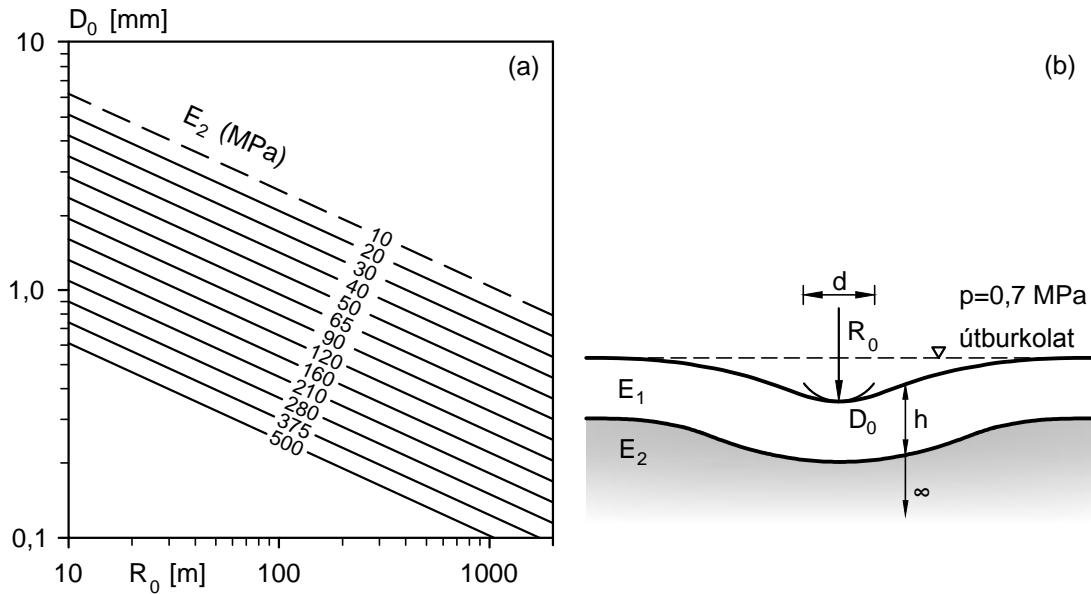
$$\log(E_2) = \log(a) + b \log(D_0) + c \log(R_0)$$

kapjuk az alábbi általános egyenletet az  $Y = \log(E_2)$ ,  $X_1 = \log(D_0)$ ,  $X_2 = \log(R_0)$ ,  $b_0 = \log(a)$ ,  $b_1 = b$  és  $b_2 = c$  helyettesítés mellett:

$$Y = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2$$

Ebben a  $b_0$  a tengelymetszetet,  $b_1$  és  $b_2$  pedig a részleges meredekségeket jelöli. A regressziós együtthatók a legkisebb négyzetek módszerével határozhatók meg az eddigiekhez hasonlóan





6.7. ábra. Az alsó réteg E-modulusának meghatározása a behajlásból és a görbületi sugárból.

h (cm)	N = 1008 db	Béta	Szórás (Béta)	B	Szórás (B)	t(1005)	p
	Tengelymetszet	-	-	3,08794	0,000767	4024,03	0,00
5-50	Íránytangens (1)	-1,56581	0,000598	-1,62284	0,000620	-2617,99	0,00
	Íránytangens (2)	-1,05669	0,000598	-0,62894	0,000356	-1766,77	0,00
$R^2 = 0,9998$ $F(2, 1005) = 3515439,5$ $p < 0,0000$ $\alpha = 0,05$ és a reziduális szórás: 0,00525							

6.3. táblázat. A kétrétegű rendszerre illesztett függvény konstansainak statisztikai jellemzői.

(Orbay, 1990). A STATISTICA programmal végzett számítások eredményeit a 6.3 táblázat foglalja össze. A vizsgálat szerint az alsó réteg E-modulusa és a terhelés tengelyében értelmezett függőleges elmozdulás, valamint a görbületi sugár között igen erős összefüggés található. Ezt a magas  $R^2$  is mutatja. Így az  $E_2$  modulus az alábbi összefüggéssel becsülhető a kialakuló elmozdulásokból:

$$E_2 = 1224,45 \cdot D_0^{-1,623} R_0^{-0,629} \quad (6.11)$$

A nagy számok elkerülése miatt a  $D_0$  mm-ben, az  $R_0$  görbületi sugár m-ben, míg a szemcsés rétegek együttes modulusa  $E_2$  MPa-ban szerepel az egyenletben. Az  $R_0$  az 5.23 összefüggés szerint a  $c$  alaktényezőtől függ, ezért a 6.11 a következő alakba átírható:

$$E_2 = 111,73 \cdot D_0^{-0,994} \cdot c^{0,629} \quad (6.12)$$

A statisztikai modell szerint a kötött rétegvastagság ismerete nem szükséges a szemcsés rétegek együttes modulus becsléséhez, vagyis az roncsolásmentesen meghatározható az FWD mérésekből. Az így meghatározott állapotparaméter főleg a PMS rendszerek számára lehet hasznos.

### 6.3.3.2. A kötött rétegek modulus becslése

A kötött rétegek modulus meghatározása a következő összefüggéssel történik:

$$E_1 = K \cdot E_2 \quad (6.13)$$

ahol:

h (cm)	N = 15552 db	Béta	Szórás (Béta)	B	Szórás (B)	t(15548)	p
2-12	Tengelymetszet	-	-	5,08800	0,01863	273,097	0,00
	Íránytangens (R)	-0,836629	0,002617	-0,52207	0,00163	-319,699	0,00
	Íránytangens (H)	-0,425223	0,002617	-0,53302	0,00328	-162,489	0,00
	Íránytangens (E)	-0,112957	0,002617	-0,18882	0,00437	-43,164	0,00
R <sup>2</sup> = 0,8935 F(3, 15548) = 43491 p < 0,0000 α = 0,05 és a reziduális szórás: 0,10747							

6.4. táblázat. A háromrétegű rendszerre illesztett függvény konstansainak statisztikai jellemzői.

$E_1$  = a kötött réteg modulusa [MPa].

$E_2$  = a nem kötött, szemcsés réteg modulusa [MPa].

$K$  = a rétegek egymáshoz viszonyított aránya [-].

A fenti összefüggésben  $K$  a kötött és a nem kötött rétegek egymáshoz viszonyított aránya, amit a 6.9 összefüggéssel számítunk. Az  $E_2$  modulus becsléséhez pedig a 6.11 képletet használjuk fel. Ezzel be is bizonyítottuk, hogy kétrétegű pályaszerkezet modellek esetén az egyes rétegek modulusait egyértelműen vissza lehet számolni a deformációs vonalból és így a visszaszámító iteratív (backcalculation) módszerek használata nem szükséges.

#### 6.3.4. A háromrétegű rendszer elemzése

A BISAR program segítségével 15552 db háromrétegű pályaszerkezet-variánst modelleztem le. Az eredeti pályaszerkezetekre „ráépített” megerősítő rétegek, valamint a teljes kötött rétegvastagság alján számítottam a keletkező feszültségeket és megnyúlásokat. A számítás alapját Ambrus (2001) korábbi eredményei adták. Kimutatta, hogy azonos lehajlási vonallal rendelkező, de eltérő felépítésű pályaszerkezetek erősítő rétegének alján minden esetben azonos megnyúlás keletkezik. Vagyis, ha ismerjük a pályaszerkezet lehajlási vonalat (görbületi sugarát), akkor abból közvetlenül becsülhetjük a szükséges erősítés mértékét is.

A BISAR programmal számított lehajlási vonalak  $R_0$  görbületi sugara, valamint az erősítőréteg alján közvetlenül ébredő megnyúlások között nem sikerült regressziós kapcsolatot találnom. Ennek oka az, hogy a két réteg között teljes tapadást feltételeztem, így az valójában egy réteggént viselkedett. A továbbiakban ezért csak a teljes kötött rétegvastagság alján megjelenő megnyúlásokkal foglalkoztam. Az alábbi statisztikai modellt sikerült felírnom:

$$\log(\varepsilon_b) = -0,522 \cdot \log(R_0) - 0,533 \cdot \log(\Delta h) - 0,189 \cdot \log(E_e) + 5,088 \quad (6.14)$$

vagy

$$\varepsilon_b = 122463 \cdot R_0^{-0,522} \cdot \Delta h^{-0,533} \cdot E_{aszfalt}^{-0,1888} \quad (6.15)$$

ahol:

$\varepsilon_b$  = az erősítés utáni kötött réteg alján ébredő megnyúlás [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ].

$R_0$  = az erősítés előtti pályaszerkezet görbületi sugara [m].

$\Delta h$  = az erősítőréteg vastagsága (20 és 120 mm között).

$E_{aszfalt}$  = az erősítőréteg modulusa (5000 és 15000 MPa között).

A STATISTICA programmal végzett számítások eredményeit a 6.4 táblázat foglalja össze.

Az  $\varepsilon_b$  ismeretében már lehetséges a szükséges aszfalt erősítőréteg meghatározása. Ehhez az aszfaltmechanikában is használt és ismert aszfaltfáradási függvényeket kell felhasználni. A módszer alapelve, hogy az anyag egy adott megnyúlást csak meghatározott ismétléssel képes elviselni tönkremenetel nélkül. Vagyis a keletkező  $\varepsilon$  megnyúlást egyértelműen lehet egy ismétlési számnak, így egységtengelely áthaladási számnak megfeleltetni (Ambrus, 2001). Az anyag fáradási függvényét laboratóriumi vizsgálatokkal kell meghatározni, de ma már számos közelítő összefüggés is ismert (Botcz, 2009).

Jelenleg a hazai közutas gyakorlatban a kritikus megnyúlást az erősítőréteg alján közvetlenül határozzák meg. Ennek egyik magyarázata, hogy a régi aszfaltréteg idővel átreped, és

így nem lehet hosszabb távon a teherviselő képességével számolni. Ez a megközelítés esetenként túlméretezést okoz, mivel csak az új rétegtől várja el, hogy a külső terheknek ellenálljon, miközben a régi aszfaltrétegek még képesek részt venni az erőjátékban. A meglévő aszfaltrétegek számításba vételét az a tény is hátráltatja, hogy sokáig csak ömlesztett aszfaltkeverékek fáradási képességeit tudtuk vizsgálni 2 vagy 4 pontos hajlítással. A meglévő pályaszerkezetből vett fűrt magmintákból csak nagyon körülményesen lehet próbatestet készíteni ezekhez a vizsgálatokhoz. Ma már viszont a hasító-húzó vizsgálat (Indirect Tensile Test, ITT) lehetővé teszi, hogy a pályaszerkezetből közvetlenül kifűrt mintával dolgozzunk és annak fáradási tulajdonságait meghatározzuk. A vizsgálatot részletesen ismerteti az MSZ EN 12697-24:2005 E melléklete. A régi aszfaltanyag fáradási kritériumát a legkisebb négyzetek módszerével kell meghatározni a laborkísérlet eredményeiből:

$$N_f = k \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_0}\right)^n \quad (6.16)$$

ahol:

$N_f$  = a teljes teherismétlési szám.

$k, n$  = anyagállandók.

$\varepsilon_0$  = vízszintes nyúlás microstrain-ban a próbatest középpontjában.

A fenti összefüggés alapján már lehet mondani valamit a régi aszfaltréteg megengedett megnyúlására. A 6.15 képlet jelentősége pedig abban van, hogy segítségével az erősítést követően lehet becslést adni a mértékadó megnyúlására a meglévő aszfaltrétegek alján. A kettő összevetéséből máris megvan egy olyan méretezési eljárás alapösszefüggése, amely nem az új, hanem a régi aszfalt fáradási tulajdonsága alapján méretez. Ez erdészeti utak esetében különösen fontos, mivel gazdaságos és arányos útpályaszerkezetek tervezhetőek a segítségével.

## 6.4. Összefoglalás

Az általam javasolt (5.24) függvény a BISAR programmal számolt lehajlási vonalakra is jól illeszthető. Kimutattam, hogy a meglévő pályaszerkezetek nem minden esetben modellezhetőek homogén féltérrel, illetve a felületi modulussal. Az általam javasolt eljárással a lehajlási vonal és a kötött réteg vastagságának ismeretében további iterációs eljárás (backcalculation) nélkül meghatározható a vizsgált pályaszerkezet rétegeinek modulusa. Az ily módon számított modulus természetesen nem feleltethető meg valamely laborvizsgálat eredményének. Az eljárás gyakorlati haszna abban rejlik, hogy a meghatározott modulusokkal egy olyan pályaszerkezet-modell állítható elő, amelynek viselkedése – terhelés hatására történő alakváltozása – jól közelíti a valóságos pályaszerkezetét.

A görbületi sugár ismeretében számítható a kötött réteg aljának megnyúlása, a megnyúlás ismeretében pedig a jelenlegi pályaszerkezet hátralévő élettartama. A háromrétegű modellek elemzése lehetővé tette, hogy becslést adjak az erősítőréteg megépítése után a meglévő aszfaltréteg alján keletkező megnyúlásokra, így egy arányos és gazdaságos megerősítési méretezési módszert elvi lehetőségét teremtem meg. A kidolgozott modellezési eljárás hálózati szinten alkalmas lehet arra, hogy egy pályaszerkezet-gazdálkodási rendszer alapját képezze. Projekt szinten a megfelelően felparaméterezett kétrétegű pályaszerkezet-modell lehet az alapja az erősítőréteg tervezésének.

A fejezethez kapcsolódó új, tudományos eredményeimet a 8.2 fejezet 5. és 6. tézisében foglaltam össze.

## 7. fejezet

# A hátralévő élettartam becslése

A két leginkább figyelembe vett méretezési kritérium új burkolatok és megerősítések méretezésénél az aszfalt alsó szálában keletkező megnyúlás és a földmű függőleges összenyomódása. Az utóbbi kritérium esetén a nem kötött alaprétegben, földműben bekövetkező feszültségek és alakváltozások mértékének is meg kell felelni bizonyos kritériumoknak, elsősorban a maradó alakváltozások kialakulását megelőzendő. A szemcsés rétegekkel kapcsolatos követelményeket közvetve – pl. szemeloszlásra, tömörségre, víztartalomra, stb. vonatkoztatva – írjuk elő és ezen építési feltételek megvalósulását tételezzük fel a méretezés alatt, ezzel egyszerűsítve a számítást. Az aszfaltszerkezetekre vonatkozó kritériumnál az új szerkezet méretezésekor a megnyúlás már közvetlenül számítható többrétegű mechanikai modellt használó programmal, a rétegvastagság, a Poisson-féle tényező és a rétegek modulusa ismeretében. Nehezebb a helyzet burkolatmegerősítés méretezésénél. Lehetséges eljárás a rétegmodulusok visszszámolással – backcalculation – történő meghatározása a behajlásmérési adatokból és a méretezés visszavezetése mechanikai modellszámításra, ennek megbízhatósága azonban még vitatott. A másik út a kritikus nyúlások becslése közvetlenül a mért behajlási adatokra támaszkodva. Meg kell viszont jegyeznünk, hogy ezen összefüggések nem nagyszámú mérésorozat empirikus kiértékelésére támaszkodnak, hanem a legtöbb esetben különböző mechanikai modellek szimulált lehajlás értékein alapulnak, amelyeket lineáris-elasztikus többrétegű programrendszerrel állítanak elő. Az utóbbi időben elterjedt és elismert ilyen típusú becslések az ún. *SCI* értékekre támaszkodnak. Az eljárás egyik nagy előnye, hogy nem igényli a behajlási teknő felvételét, hiszen csak a terhelés alatt illetve attól 200 ill. 300 mm távolságban mért behajlás értékek különbségét használja. Ez azonban magában hordozza az információvesztés lehetőségét, hiszen különböző  $D_0$  értékekhez azonos *SCI* értékek is tartozhatnak, továbbá a görbületi sugár és az inflexiós pont további – diagnosztikai szempontból – értékes információt tartalmaz, ami indokolja a behajlási vonal meghatározását (Primusz és Tóth, 2009).

### 7.1. A kötött rétegekben keletkező igénybevételek becslése regressziós modellek alapján

Az alsó szálban ébredő megnyúlás becslések jelentőségét az adja, hogy általa a burkolat hátralévő élettartamára adható prognózis. Az egyik legismertebb képlet a Jansson-féle összefüggés, amelyet az FWD mérésekkel foglalkozó COST jelentés is ismertet (COST-336, 1995). Jansson (1994) a hajlékony útpályaszerkezetekre a következő egyenletet dolgozta ki:

$$\varepsilon = 37,4 + 0,988D_0 - 0,553D_{300} - 0,502D_{600} \quad (7.1)$$

ahol:

$\varepsilon$  = vízszintes megnyúlás az aszfaltréteg alján [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ].

$D_0, D_{300}, D_{600}$  = behajlás a terhelés centrumától 0, 300, 600 mm-re [ $\mu\text{m}$ ].

A Delfti Egyetemen évek óta igen intenzív és nemzetközileg elismert munka folyik, melynek célja közvetlen kapcsolat kidolgozása az FWD-vel mért behajlási teknő alakja és az aszfaltra jellemző teljesítménykritériumok, mint pl. a húzófeszültség között. Ezzel kapcsolatban Molenaar és Van Gurp munkássága tartalmaz számos fontos és jelentős eredményt. Van Gurp (I.) egy korábbi összefüggése az alábbi (Van Gurp, 1995):

$$\log(\varepsilon) = -1,06755 + 0,56178 \log(h) + 0,03233 \log(D_{1800}) + \\ + 0,47462 \log(SCI) + 1,15612 \log(BDI) - 0,68266 \log(BCI) \quad (7.2)$$

ahol:

$\varepsilon$  = vízszintes megnyúlás az aszfalréteg alján [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ].

$h$  = a kötött réteg vastagsága [mm].

$D_{1800}$  = behajlás a terhelés centrumától 1800 mm-re [ $\mu\text{m}$ ].

$SCI$  = Felület Görbületi Index, a  $D_0$  és  $D_{300}$  lehajlás különbsége [ $\mu\text{m}$ ].

$BDI$  = Alap Romlási Index, a  $D_{300}$  és  $D_{600}$  lehajlás különbsége [ $\mu\text{m}$ ].

$BCI$  = Alap Görbületi Index, a  $D_{600}$  és  $D_{900}$  lehajlás különbsége [ $\mu\text{m}$ ].

Van Gurp (II.) később az összefüggést egyszerűsítette (idézi: Molenaar, 2004) az alábbiak szerint:

$$\log(\varepsilon) = 0,481 + 0,881 \log(SCI) \quad (7.3)$$

Az imént közölt modellek alkalmazása előtt az elemzésnél használt útpályaszerkezetet mindig össze kell hasonlítani azzal, amelyet a kiválasztott modell felállításánál figyelembe vettek. Erre a legtöbb esetben viszont nincsen lehetőség. Az „Útburkolatok teljesítményi mérőszámai” tárgyú COST 354-es jelentés kiemelt hangsúlyt szentelt az útburkolatok teherbírása jellemzésének (Boromisza, Gáspár és Károly, 2008b). A bizottság számos tanulmány áttekintését követően, túllépve a statikus, kvázi statikus terhelésekből levezetett paramétereken, a *teherbíróképesség* jellemzésére az  $SCI$  indexet ajánlotta. A hátralévő élettartam meghatározáshoz szükséges átszámítási függvényként azonban – némiképp talán meglepő módon – nem az aszfalt alsó szálában ébredő megnyúlást, hanem az alap függőleges összenyomódását korlátozó összefüggést használja:

$$\log(\varepsilon_b) = 0,9962 + 0,8548 \log(SCI) \quad (7.4)$$

ahol:

$\varepsilon_b$  = függőleges összenyomódás az alapréteg tetején [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ].

$SCI$  = Felület Görbületi Index, a  $D_0$  és  $D_{300}$  lehajlás különbsége [ $\mu\text{m}$ ].

Az összefüggés szintén a delfti szakmai műhely munkája, és mind félmerev, mind hajlékony alap esetén megfogalmaz követelményt (Molenaar, Houben és Alemgena, 2003).

## 7.2. A kötött rétegekben keletkező igénybevételek becslése görbület alapján

A kötött réteg alján kialakuló megnyúlások kalkulálhatóak közvetlenül a geometriából is – regressziós modell közbeiktatása nélkül – ha ismerjük adott pontban a görbületi sugár nagyságát és a kötött réteg vastagságát. Lévén a megnyúlás vagy összenyomódás ( $\varepsilon$ ) dimenzió nélküli fajlagos alakváltozás, nagysága a ( $h$ ) vastagságú pályaszerkezet alján a következő összefüggéssel számítható:

$$\varepsilon(x) = \frac{h}{2R(x)} = \kappa(x) \frac{h}{2} \quad (7.5)$$

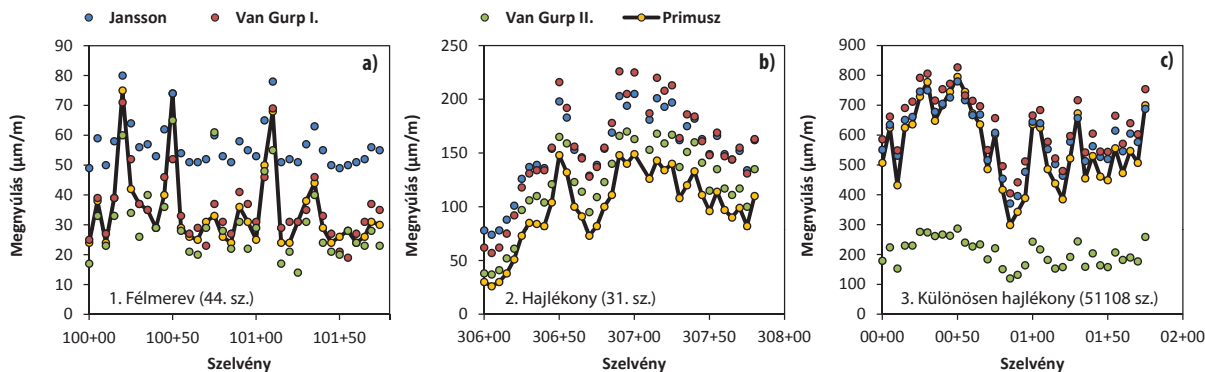
ahol:

$h$  = a kötött réteg vastagsága.

$\varepsilon(x)$  = a fajlagos alakváltozás a terhelés tengelyétől  $x$  távolságra.

$R(x)$  = a görbületi sugár a terhelés tengelyétől  $x$  távolságra.

$\kappa(x)$  = a görbület a terhelés tengelyétől  $x$  távolságra.



7.1. ábra. Eltérő merevségű pályaszerkezetek esetében számított megnyúlások.

Ha a terhelés hatására a kötött réteg keresztmetszetét állandónak és a semleges szál tengelyére merőlegesen tételezzük fel, akkor a következő összefüggést írhatjuk fel:

$$\varepsilon(x, z) = \kappa(x) \left( z - \frac{h}{2} \right) \quad (7.6)$$

ahol  $z = 0 - h$ .

A kötött rétegre előírt feltételek csak akkor teljesülnek, ha a Hooke-törvény fennáll és a rugalmassági modulus nyomásra és húzásra is egyforma ( $E^+ = E^-$ ). Fontos megemlítenünk, hogy például az aszfalt nyomó- és húzószilárdsága nagymértékben függ a hőmérséklettől. A nyomószilárdság alacsony hőmérsékleten a húzószilárdság nyolcszorosa is lehet. Ezért a rugalmassági modulusok is eltérőek húzásra és nyomásra. Ilyenkor nem lehet feltételezni a keresztmetszetek állandóságát, mivel a semleges tengely a nyomott oldal felé tolódik el, amelynek következménye, hogy a feszültség a nyomott oldalon sokkal nagyobb, mint a húzott oldalon. Ennek figyelembevételére egyelőre csak mechanikai számításokból levezetett regressziós modellek állnak rendelkezésre (lásd 7.2.1.2 pont), amelyek azonban kiterjeszthetők a görbületi sugárból meghatározott megnyúlásokra is.

## 7.2.1. A kritikus nyúlások meghatározása

### 7.2.1.1. Nyúlások a kötött réteg alsó szálában

A mechanikai és a regressziós modellek segítségével – a már az 5.5.3.3 pontban bemutatott – három egymástól merőben eltérő pályaszerkezeten számítottam a keletkező megnyúlásokat a kötött réteg alján. Az eredményeket a 7.1 ábra mutatja be. A megnyúlások nagyságának viszonylag pontos meghatározása azért fontos kérdés, mivel ebből nyílik lehetőség a hátralevő élettartam megbecslésére. Félmerev pályaszerkezet esetében (7.1. a) ábra) igen jó egyezést találhatunk a Van Gulp I.-II. és a görbületi sugárból levezetett megnyúlások között. Jansson összefüggése relatív értelemben a változást jól követi, de abszolút értelemben magasabb értékeket ad. Hajlékony pályaszerkezet esetében (7.1. b) ábra) világosan láthatóvá válik, hogy a megnyúlások mértékének változását mindegyik módszer kiválóan követi. Az értékek szinte egymás fölött húzódnak minimális eltolódással. A sok bizonytalanságot is figyelembe véve kijelenthetjük, hogy a módszerek azonos eredményt szolgáltatnak.

A különösen hajlékony pályaszerkezet esetében találhatjuk a legjobb egyezést. Itt érdemes felhívni a figyelmet arra, hogy a regressziós modellekkel számított megnyúlások a 10 cm-nél kisebb kötött réteg esetén már nem tekinthetők megbízhatónak. A görbületi sugárból kalkulált megnyúlások szinte teljesen azonosak Jansson és Van Gulp I. eredményeivel, míg a Van Gulp II. számú összefüggése mutatja a legnagyobb eltéréseket.

Összefoglalásként azt mondhatjuk, hogy relatív értelemben a módszerek azonos trendet szolgáltatnak, míg abszolút értelemben a különösen hajlékony szerkezetek esetében térnek el egy-

mástól a legnagyobb mértékben. Van Gurp II. számú összefüggése csak félmerev és hajlékony szerkezetek esetében alkalmazható, míg Jansson modellje hajlékony és különösen hajlékony szerkezetek esetén ad kielégítő eredményt. A görbületi sugár és a kötött réteg vastagsága együtt szolgáltatja talán a legmegbízhatóbb eredményeket, fő előnye még, hogy nem tartalmazza a regressziós modellekre jellemző alsó és felső korlátot, valamint további kalkulációkra és más modellekbe való beillesztése is megoldott. A regressziós modellek közül Van Gurp I. számú összefüggése javasolható további felhasználásra.

### 7.2.1.2. Nyúlások a kötött réteg felső szálában

Mint arra korábban már utaltunk, a klasszikus fáradási modellek az aszfalt alsó szálában ébredő megnyúlást tekintik kritikussá és eltekintenek a felületen ébredő igénybevételek figyelembevételéről. Újabb kutatási jelentések viszont árnyalják ezt a kérdést (Molenaar, 2004). A legtöbb analitikus méretezési eljárás a lineárisan rugalmas többrétegű feltételezést alapul. Hosszú ideig az volt az általános gyakorlat, hogy a forgalmi terheket olyan egyenletesen megoszló igénybevételnek tekintették, amely kör alakú területen hat. Ez a megközelítés elfogadhatónak tűnt a feszültségek és alakváltozások előrejelzésére a pályaszerkezet bizonyos mélységében, de a burkolat felszínéhez viszonylag közel végzett feszültség és alakváltozás elemzéshez ez a megközelítés ma már túlságosan is egyszerű. Számos kutatás (De Beer, Fisher és Jooste, 2002) mutatta meg egyértelműen, hogy az a feltételezés, miszerint csupán egyenletesen megoszló függőleges feszültségek hatnak, nagyon durva egyszerűsítése annak, ahogy a kontaktfeszültségek a valóságban működnek. Az érintkezési felület a valóságban sok esetben sokkal inkább tekinthető négyyszögletűnek mint körnek, továbbá a gördülő kerekek alatt jelentős mértékű vízszintes nyírófeszültségek alakulnak ki. Kiterjedt számítások alapján Van Gurp a következő összefüggést származtatta a burkolat felszínén az említett terhelési körülmények között fellépő megnyúlás kiszámítására (idézi: Molenaar, 2004):

$$\varepsilon_t = 194,9 - 20,78 \log(SCI) \quad (7.7)$$

ahol:

$\varepsilon_t$  = a burkolat felszínén becsült megnyúlás [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ].

$SCI$  = Felület Görbületi Index, a  $D_0$  és  $D_{300}$  lehajlás különbsége [ $\mu\text{m}$ ].

Az aszfaltréteg tetejének megnyúlása körülbelül 90  $\mu\text{m}$  és annál kisebb  $SCI$  értékeknél meghatározóvá válik. Ez arra enged következtetni, hogy különösen a viszonylag nagy hajlítószilárdságú burkolatok esetében, a felszíni fáradási repedezés az aszfaltréteg alján meginduló fáradási repedéssel szemben meghatározóvá válhat. Ez az elméleti megközelítés magyarázatot adhat, a hazánkban is nagyszámban tapasztalt hosszirányú, felülről lefelé induló repedés kialakulására, amelyek okát – tévesen – földmű problémára vezették vissza (Primusz és Tóth, 2009).

Az említett okok miatt a kötött réteg felső szálában jelentkező megnyúlásokat nem a BISAR szimuláció eredményeiből kiindulva határoztam meg, hanem felhasználtam Van Gurp 7.7 összefüggését. A deformációs vonalból meghatározott görbületi sugár és a 7.7 összefüggésből számított megnyúlások között lineáris kapcsolatot állítottam fel:

$$\varepsilon_t = 16,787 \log(R) + 109,26 \quad (7.8)$$

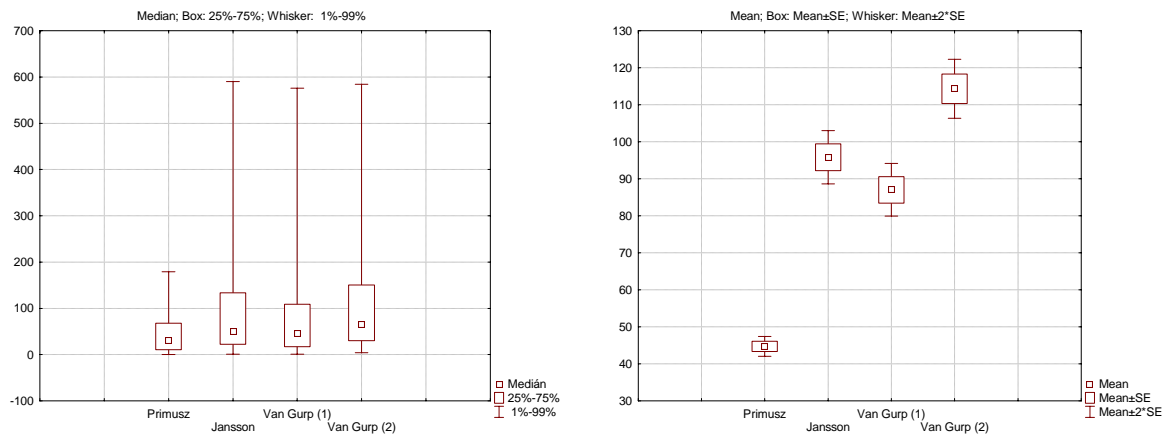
ahol:

$\varepsilon_t$  = a burkolat felszínén becsült megnyúlás [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ].

$R$  = a deformációs vonal görbületi sugara [ $\text{m}$ ].

### 7.2.1.3. A becsült nyúlások ellenőrzése a BISAR szimuláció alapján

A görbületi sugár valamint a már bemutatott regressziós modellek segítségével lehetséges a deformációs vonalból közvetlenül visszszámolni a kötött réteg alján keletkező megnyúlásokat. Az



7.2. ábra. A megnyúlások eltéréseinek box-plot ábrázolása: medián (a) és átlag (b).

egyes módszerek által adott eredmények pontosságát a BISAR szimuláció segítségével lehetséges ellenőrizni. Az összehasonlítás alapját a számított és a BISAR szimulációból származó eredmények különbségének abszolút értéke adta. A számítás eredményeit a 7.2 ábra szemlélteti. A „doboz” közepén lévő pont a medián, a doboz lapjai pedig a kvartilisek. A dobozon belül található az adatok 50%-a és a túlnyúló vonalak (kerítés) az adatok terjedelmét mutatják. A kerítésen kívül lévő pontok pedig az úgynevezett kieső értékek, amelyek kívül esnek a vizsgálati tartományon (7.2 a) ábra). A medián alapján az egyes módszerek között túl nagy eltérés nem tapasztalható, bár az már jól látszik, hogy a görbületi sugárból számított megnyúlások kisebb szórással rendelkeznek. Ez még markánsabban kitűnik, ha a medián helyet az átlagot vesszük viszonyítási alapnak (7.2 b) ábra).

Összefoglalva megállapíthatjuk, hogy a görbületi sugár és a kötött réteg vastagsága együtt alkalmas a kötött réteg alján ébredő nyúlások becslésére, ezt a BISAR programmal végzett számítás is igazolja.

### 7.3. A bemutatott módszer alkalmazása a Hármastarjáni erdészeti feltáróúton

Az erdészeti útügyi információs rendszer (EUIR) az utak pontos térképi ábrázolásán felül tartalmazza az egyes utak szubjektív állapotát is. A szubjektív módon meghatározott állapotjelző paraméterek alkalmasak arra, hogy a feltáróhálózat üzemeltetője átfogó képet kapjon az úthálózat állapotáról és eldönthesse, hogy szűkös anyagi forrásait melyik hálózati elem fenntartására koncentrálja. A hálózati szemlélettel megfogalmazott döntés után további elemzésekre, objektív eredményeket szolgáltató mérésekre van szükség ahhoz, hogy a leromlás pontos okát felderítsük, illetve hogy a kiválasztott úton a fenntartási beavatkozásokat megtervezhessük.

A 2010. évben az Erdőfeltárási Tanszéken elért korábbi eredményekre alapozva az erdészeti utak teherbírásmérésének továbbfejlesztését tűztük ki célul. A Kisalföldi Erdőgazdaság Zrt. megbízásából a Hármastarjáni II. o. erdészeti feltáróút (7.3 ábra) példáján keresztül mutatom be fejlesztési eredményeinket (Markó et al., 2010).

#### 7.3.1. A vizsgált út bemutatása

A Hármastarjáni II. o. erdészeti feltáróút a Kisalföldi Erdőgazdaság Zrt. Ravazdi erdészetének területén található. Fontosabb adatai:

- Digitális útleltári azonosító: 1502.





7.3. ábra. A Hármastarjáni erdészeti feltáróút.

18+50 hm szelvény		30+00 hm szelvény	
Rétegrend	Vastagság	Rétegrend	Vastagság
1. Kavicsaszfalt	6,0 cm	1. Aszfaltbeton	4,0 cm
2. Kavicsaszfalt	6,0 cm	2. Kavicsaszfalt	8,0 cm
3. Homokos kavics	25,0 cm	3. Homokos kavics	35,0 cm
Kötött réteg vastagsága	12,0 cm	Kötött réteg vastagsága	12,0 cm
Nem kötött réteg vastagsága	25,0 cm	Nem kötött réteg vastagsága	35,0 cm
Teljes vastagság	37,0 cm	Teljes vastagság	47,0 cm

7.1. táblázat. A burkolatfeltárás eredménye.

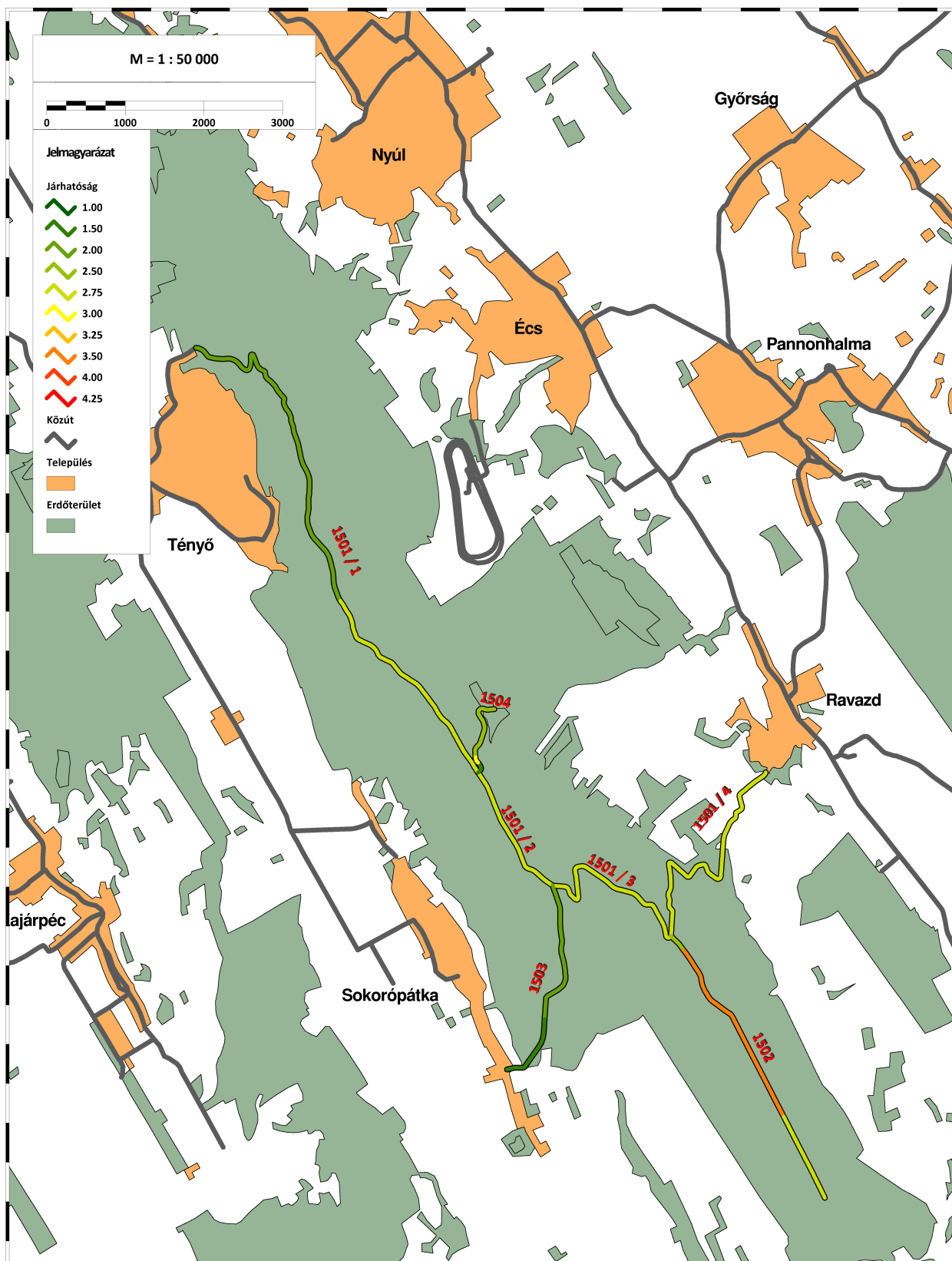
- Úthossz: 3 900 m.
- Padkaszélesség: 1,0 m.
- Koronaszélesség: 5,0 m.
- Burkolatszélesség: 3,0 m.
- Burkolat típusa: aszfalt kopóréteg.
- Csatlakozás az út elején: 1501. sz. feltáróút.
- Út végének kialakítása: nem szabványos méretekkel rendelkező körforduló, lejárók.

Az út szubjektív állapotértékelésére 2009. évben került sor, amikor is a teljes ravazdi feltáróhálózat bekerült a KAEG erdészeti útügyi információs rendszerébe. Az útról 50 m-ként fényképeket készítettünk. Az út környezetének áttekinthető térképe a 7.4 ábrán látható.

Az úton a 18+50 és a 30+00 hm szelvényben tártuk fel a burkolatot (7.5 ábra). Az eredményeket a 7.1 táblázatban foglaltam össze.

### 7.3.2. A behajlásmérés értékelése

Az úton 2010. október 4-én mértük meg a behajlásokat. A behajlásmérések kivitelezése a továbbfejlesztett kézi behajlásmérő eszközökkel történt (ABBA), 50 méterenkénti mintavételezéssel mindkét keréknyomban. Mind a mérőeszköz prototípusa, mind a mérési eljárás bizonyította, hogy alkalmas üzemszerű körülmények közötti használatra. A mérések időigényét vizsgálva megállapítható, hogy az eljárással 50 méterenkénti mintavételezéssel kb. 1 km hosszúságú útszakasz mérhető meg egy óra alatt.



7.4. ábra. A Hármaszárjani erdészeti feltáróút áttekintő térképe.



7.5. ábra. Burkolatfeltárás a 18+50 hm és a 30+00 hm szelvényben.

Homogén szakaszok határszelvénye (hm)	Központi behajlás $D_0$ (mm)	Görbületi sugár $R_0$ (m)	Aszfalt megnyúlás $\varepsilon$ (microstrain)	Kötött burkolati rétegek $E_k$ (Mpa)	Nem kötött burkolat + földmű $E_{nk}$ (Mpa)
00+00 – 02+25	1,25	98	306	3620	84
02+25 – 11+25	1,85	61	492	2390	64
11+25 – 21+75	1,29	99	303	3660	99
21+75 – 28+25	1,26	64	469	1990	94
28+25 – 31+75	0,89	107	280	3490	106
31+75 – 39+00	1,10	72	417	2560	116

7.2. táblázat. Állapotjelző paraméterek mértékadó értékei.

A terepi méréseket követően a behajlásméréseket egy saját fejlesztésű szoftverrel dolgoztam fel. A mérési pontokban az alábbi paramétereket számítottam:

- Központi behajlás ( $D_0$ , mm).
- Behajlási teknő alaktényezője ( $c$ ).
- Minimális görbületi sugár ( $R$ , m).
- Kötött rétegek rugalmassági modulusa ( $E_k$ , MPa).
- Nem kötött rétegek rugalmassági modulusa ( $E_{nk}$ , MPa).

A mérési helyenként egyedileg meghatározott értékeket ezután a Tanszéken – *Markó Gergely* kollégámmal közösen – fejlesztett „RR” nevű programmal állapotértékelési hossz-szelvényen ábrázoltam, majd az azonos állapotúnak tekintett homogén szakaszokat lehatároltam (B.4. függelék). A homogén szakaszokra az előbbi paraméterek mértékadó értékét számítottam, majd a további elemzéseket ezekkel az értékekkel folytattam. Az állapotjelző paraméterek mértékadó értékeit a 7.2 táblázatban foglaltam össze, az állapotértékelési hossz-szelvényt mellékletként csatoltam a dolgozathoz.

### 7.3.3. Hátralévő élettartam számítása

A vizsgált út esetében a pályaszerkezet hátralévő élettartamát kétféle módszerrel számítottam. A két számítási eljárás alapvetően különböző elven közelíti meg a problémát, ezért a kapott

értékek is jelentősen eltérőek lesznek. A számított hátralévő élettartamok elbírálásánál ezért fontos lesz annak tisztázása, hogy milyen módszerrel határoztuk meg őket. Az útburkolat hátralévő élettartama (a megengedhető forgalom) az AASHO útkísérlet következő végképletének felhasználásával számítható:

$$F_{100}^{eng} = 10^{(5,271-4,55 \lg(s_m))} \quad (7.9)$$

ahol:

$F_{100}^{eng}$  = a burkolat tönkremenetelig megengedhető forgalom [100 kN e.t.á (db)].

$s_m$  = a vizsgált szakasz mértékadó behajlása [mm].

A homogén szakaszok mértékadó behajlása az alábbi képlettel számítható:

$$s_m = \bar{s} + c \cdot \sigma \quad (7.10)$$

ahol:

$s_m$  = a vizsgált szakasz mértékadó behajlása [mm].

$\bar{s}$  = a vizsgált szakaszon mért behajlások átlaga [mm].

$c$  = megbízhatósági szorzó, javasolt értéke 1,6–2,0 közötti.

$\sigma$  = a vizsgált szakaszon mért behajlások szórása [mm].

Az ily módon számított megengedett forgalom azt a forgalmi terhelést jelenti, amelynél a pályaszerkezet használhatósági indexe egy előre meghatározott érték alá csökken. Az alkalmazott empirikus képlet az AASHO nagymintakísérletének széles körben elfogadott eredménye. A hatályos Erdészeti utak tervezési előírásai alapján az erdészeti utak pályaszerkezeteinek megerősítésénél ezt a számítási eljárást kell alkalmazni.

Ha nem a teljes burkolat tönkremenetelét, hanem csak a felső, kötött rétegek teherbírásának kimerülését kívánjuk számítani, akkor a mechanikai megfontolások alapján levezetett megoldások felé kell fordulnunk. A megengedett megnyúlás általános összefüggése (Boromisza, 1997):

$$\varepsilon = \frac{K_1}{N^{(1/K_2)}} \quad (7.11)$$

ahol:

$\varepsilon$  = megengedett megnyúlás [microstrain].

$N$  = teherismétlési szám [db].

$K_1$  = anyagállandó, aszfaltoknál 1600 értékkel vehető figyelembe (20°C-on).

$K_2$  = anyagállandó, aszfaltoknál 5,62 értékkel vehető figyelembe.

A  $K_2$  nem más, mint a fáradási egyenes hajlása. Az előző összefüggés átrendezésével,  $\varepsilon$  helyére a számított megnyúlást helyettesítve a megengedett teherismétlés számítható:

$$N = \left( \frac{K_1}{\varepsilon} \right)^{K_2} \quad (7.12)$$

A fenti összefüggés csupán laboratóriumi terhelési körülmények között tekinthető érvényesnek. Ismert a terhelési szünetekben az aszfalt rétegek „öngyógyuló” jelensége, ezért a kutatók a valós forgalmi terhelésre történő átszámításnál különböző szorzótényezők (shift faktor) alkalmazását javasolják. Nemesdy nyomán erdészeti utak esetében is javasoljuk a  $v = 10$  érték használatát. A laboratóriumi és „üzemi” körülmények közötti eltérést figyelembe vevő tényező alkalmazásával a megengedett forgalom az alábbi:

$$F_{100}^{eng} = v \left( \frac{K_1}{\varepsilon} \right)^{K_2} \quad (7.13)$$

ahol:

$F_{100}^{eng}$  = a burkolat tönkremenetelig megengedhető forgalom [100 kN e.t.á (db)].

$v$  = eltolási tényező, javasolt értéke 10.

$\varepsilon$  = megengedett megnyúlás [microstrain].

$K_1$  = anyagállandó, aszfaltoknál 1600 értékkel vehető figyelembe (20°C-on)

$K_2$  = anyagállandó, aszfaltoknál 5,62 értékkel vehető figyelembe.

Homogén szakasz határszelvények (hm)	Behajlás ( $D_0$ ) alapján (Egységtengely áthaladás)	Megnyúlás ( $\varepsilon$ ) alapján	Kamaz tgg.		MAN tgg.	
			$D_0$ alapján	$\varepsilon$ alapján	$D_0$ alapján	$\varepsilon$ alapján
00+00 – 02+25	67 618	105 210	11 352 351	2 104 209	338 088	526 052
02+25 – 11+25	11 360	7 397	227 195	147 935	56 799	36 984
11+25 – 21+75	58 589	111 365	1 171 782	2 227 306	292 945	556 827
21+75 – 28+25	65 210	9 678	1 304 199	193 567	326 050	48 392
28+25 – 31+75	317 158	172 085	6 343 157	3 441 692	1 585 789	860 423
31+75 – 39+00	120 966	18 718	2 419 320	374 356	604 830	93 589

7.3. táblázat. Hátralévő élettartam (megengedett forgalom).



7.6. ábra. Az aszfaltréteg kimerülésére utalnak a jól kivehető hosszirány repedések.

A homogén szakaszokra az állapotjelző paraméterek ismeretében, a bemutatott módszerek szerint számítottam a megengedett forgalomnagyságokat, 100 kN egységtengely áthaladás dimenzióban. A forgalomterhelési adatokat az erdőgazdálkodásban megszokott naturáliában (faanyag  $m^3$ ) is meghatároztam. Itt azonban figyelembe kell venni a mértékadónak tekinthető szállítójárművet is, hiszen ha azonos mennyiségű faanyag egységtengely áthaladásban kifejezett forgalmi terhelését különböző típusú (tengelyterhelés, tengelykiosztás, önsúly stb.) járművekre is kiszámítjuk, az eltérés akár többszörös is lehet. A fentiek érzékeltetésének kedvéért a  $m^3$ -ben kifejezett megengedett forgalmakat Kamaz tehergépkocsira, illetve MAN tehergépkocsi + pótkocsi szerelvényre is kiszámítottam. A különböző módszerekkel számított hátralévő élettartamokat a 7.3 táblázat foglalja össze.

#### 7.3.4. A vizsgált út állapotának értékelése

A mérések kiértékelése után a következő megállapítások fogalmazhatóak meg (Markó et al., 2010):

Az út teljes aszfalt pályaszerkezettel épült meg, az aszfaltrétegek alatt közvetlenül a homokos kavics védőréteg / legalsó alap található.

A földmű víztelenítése megfelelő, az árokrendszer tudatosan kialakított, az út jellemzően a terepből kiemelve halad. A földmű megfelelő teherbírását igazolja a nem kötött rétegekre számított 64–116 MPa közötti modulus is.

Mérések alapján az út kritikus szakasza a 2+25–11+25 hm szelvények között helyezkedik el. A földmű modulusa ezen a szakaszon a legalacsonyabb, a központi behajlások itt a legnagyobbak, a görbületi sugár is viszonylag kis értéket vesz fel. Az aszfaltréteg teherbírásának kimerülésére

utalnak a fényképeken is jól kivehető hosszirányú, helyenként mozaikossá váló repedések (7.6 ábra).

A 11+25–21+75 hm és 21+75–28+25 hm szelvények között a mértékadó behajlás nagysága közel azonos (1,29 mm és 1,26 mm), a görbületi sugár mértéke mégis különbözik (99 m és 64 m). Az eltérés okát a kötött réteg fáradása okozza, amit a visszszámított rétegmodulusok is mutatnak. Ez a példa is jól mutatja, hogy a központi behajlás mellet a görbületi sugár nagyságát is figyelembe kell venni az adatok elemzésekor.

A központi behajlás szempontjából a 28+25–31+75 hm szelvények közötti szakasz van a legjobb állapotban (behajlás 0,89 mm); a görbületi sugár is itt a legnagyobb (107 m).

A homogén szakaszokra számított megengedett forgalmak tanulmányozása után az alábbi következtetések vonhatók le:

A központi behajlás és az aszfalt alsó szál megnyúlás alapján számolt megengedett forgalmak között jelentős eltérés adódik.

A központi behajlással számított forgalmak még a leggyengébb szakaszon is megnyugtatónak tűnhetnek, két szakaszon (2+25–11+25, 21+75–28+25) azonban az aszfalt megnyúlás értékek alapján a kötött rétegek teherbírása gyakorlatilag kimerültnek tekinthető. Ezeken a szakaszokon a közeljövőben a leromlás felgyorsulása, a kezdődő lokális hibák elfajulása várható.

A  $m^3$ -ben kifejezett megengedett forgalmak alapján látható, hogy ésszerű szállítójármű-választással az út állapotát hosszabb ideig meg lehet óvni. A példaként felhozott MAN szerelvény forgalmi terhelése a Kamaz tehergépkocsi terhelésének mintegy négyszerese!

A jövőbeni szállítási feladatok mértékétől függően az Erdőgazdaságnak kell döntenie arról, hogy az utat felújítja-e.

Az út állapota alapján valószínűsíthető, hogy az esetleges felújítás méretezett erősítőréteg építésével megoldható lesz, amennyiben a burkolat felületi állapota a jelenlegihez képest jelentősen nem romlik le.

## 7.4. Összefoglalás

A görbületi sugár jelentősége a pályaszerkezet teherbíróképességének megítélésében már a bilenőkaros behajlásmérő gerendát kidolgozó A. C. Benkelman és kortársai előtt is ismert volt. A korabeli mérés technika akkor még nem tette lehetővé a teljes behajlási teknő megbízható és gyors rögzítését, napjainkban viszont ez már nem probléma.

Jelenleg az egyik legaktuálisabb kérdés a pályaszerkezeti rétegek hátralévő élettartamának meghatározása, ezt leggyakrabban az ún. SCI értékek alapján számoljuk. A kötött rétegekben keletkező igénybevételek becslésére több mechanikai számításokon alapuló regressziós modellt is kidolgoztak. Az ilyen modellek alkalmazása előtt viszont az elemzésnél használt útpályaszerkezetet mindig össze kellene hasonlítani azzal, amelyet a kiválasztott modell felállításánál figyelembe vettek. Erre a legtöbb esetben nincsen lehetőség.

Vizsgálataim azt mutatták, hogy a kritikus megnyúlás közvetlenül – a deformációs vonalra illesztett függvényből levezetett – görbületi sugár alapján is jól becsülhető. Ezért a regressziós modellek alkalmazása nem szükségszerű.

A fejezethez kapcsolódó új, tudományos eredményeimet a 8.2 fejezet 6. tézisében foglaltam össze.

## 8. fejezet

# Befejezés

*„Soha nem hittem az istenadta tehetségben. Imádtam a munkámat és megtettem mindent, ami tőlem telt.” – Audrey Hepburn*

### 8.1. Összefoglalás

Az erdőgazdálkodásban, a nagy területeken dolgozó egyéb ágazatokhoz hasonlóan, fontos szerepet játszik az anyag és személyszállítás, amelyekhez elengedhetetlenül szükséges a megfelelő szállítópálya és szállítóeszköz megléte. Ezért mindenképpen törekednünk kell arra, hogy létrehozzuk azt a megfelelő szállítópálya hálózatot, amely az erdő belső területeinek megközelítését lehetővé teszi. Ennek ellenére a hazai erdőfeltárás mintegy 8 *fm/ha* útsűrűsége nem tekinthető ideális állapotnak. Ezért a közeljövőben az erdőgazdaságok egyik fontos feladata lesz a feltáróhálózatok fejlesztése (tudatos, hosszú távú tervekre támaszkodva), valamint a meglévő hálózati elemek megóvása, fenntartása. Ez utóbbi jelentőségét próbálta jelen dolgozat is kihangsúlyozni. Nem szabad ugyanis az erdőgazdálkodóknak abba a hibába esniük, hogy miközben építik új útjaikat, hagyják a régebbi szakaszokat leromlani.

Az aszfalt burkolatú utak az erdőgazdaságok nagy állóeszközértéket képviselő létesítményei, amelyek megfelelő műszaki állapotának fenntartása jelentős költségekkel jár. A rendszerváltozást követően az erdőgazdálkodók jellemzően nem rendeltek megfelelő forrásokat feltáróhálózataik fenntartására. Az erdészeti szállításban mértékadónak tekinthető tehergépjármű állomány az elmúlt évtizedekben nagy tengelyterhelésű járművekre cserélődött le; ez a folyamat a szállítópályák leromlását felgyorsította. Mindezek miatt az erdőfeltárás témakörében a hangsúly jelenleg a feltáróhálózatok bővítéséről áthelyeződött a meglévő utak fenntartására és fejlesztésére. Az Erdőfeltárási Tanszéken folyó kutatások – az erdőgazdaságok által megrendelt kutatás-fejlesztési megbízásokkal párhuzamosan – követik ezt az irányt; a dolgozatom ezért az aszfalt kopóréteggel rendelkező pályaszerkezetek teherbírásának roncsolásmentes meghatározása területén elért legújabb eredményeit mutatta be az EUIR rendszerbe illesztve. A bemutatott mérési eszközök és számítási eljárások alkalmazhatóságát bizonyítják az Erdőfeltárási Tanszéken elkészült szakvélemények és útfenntartási tanulmányok.

Végül pedig az erdőfeltárás és pályaszerkezet-gazdálkodás ugyan olyan részét képezi a mindennapos erdőmérnöki munkáknak mint pl. a művelés vagy a használat, mind szellemiségében mind céljaiban teljesen megegyezik velük, és egyik sem képzelhető el a másik nélkül.

## 8.2. Tézisek

### 1. Tézis

Az állapotfelmérés és értékelés első ütemében célunk az úthálózat állapotának felmérése és a durva diagnózis felállítása. Ennek a céljából a szerző kidolgozta az erdészeti feltáróhálózatok szubjektív állapotfelmérésének korszerű és egyben olcsó digitális eszközrendszerét és állapotértékelési módszerét. A javasolt rendszer főbb részei:

1. mérőkocsihoz kapcsolt kalibrált mérőkerék,
2. kézi számítógép adatgyűjtő programmal,
3. irodai feldolgozást támogató kiértékelő program.

A kidolgozott szubjektív eljárás gyakorlati alkalmazása bebizonyította, hogy gyors, gazdaságos és megbízható adatokat szolgáltat az erdei feltáróutak állapotáról. A szerző által meghatározott burkolati és környezeti hibákat leíró paraméterek együttese pedig jól kifejezi, hogy hol és miért kell beavatkozni, valamint a várható fenntartási költségek is megbecsülhetők általuk.

#### Tézishez tartozó publikációk:

- Kisfaludi Balázs, Primusz Péter, Péterfalvi József és Markó Gergely (2012): *Erdészeti utak szubjektív állapotfelmérése és értékelése*, Erdészettudományi Közlemények, 2: (1) pp. 89–106

### 2. Tézis

A szerző részt vett a kézi behajlásmérő eszköz továbbfejlesztésében (Advanced Benkelman Beam Apparatus, ABBA) és kidolgozta a mérési eredmények feldolgozásának háttérét. Javaslatot tesz az egyes szenzorok által mért adatok az ajszűrésére, valamint a talphiba kijelzésére. A kifejlesztett eszköz 5 méter hosszban képes 20-25 mérési ponttal felvenni a kialakuló deformációs vonalat, és így alkalmas az FWD készülékek költségkímélő kiváltására erdei körülmények között.

A szerző megvizsgálta és összehasonlította a Dynatest FWD készülék és a kézi behajlásmérő által mért központi elmozdulások nagyságát. Az összehasonlító vizsgálat eredményeként a következő átszámítási képletet kapta:

$$BB = 1,0015 \cdot FWD$$

ahol:

$BB$  = Benkelman-tartó behajlás [mm].

$FWD$  = FWD behajlás (mm) a 30 cm átmérőjű tárcsa alatt az 50 kN-os teher hatására.

$R^2 = 0,822$ .

A statisztikai elemzések alapján az erdészeti feltáróutak jellemző pályaszerkezetein a központi behajlásértékek szempontjából az eltérő mérési módszerek közel azonos eredményt szolgáltatnak, ezért a behajlásértékek átszámítása – az FWD eszközök esetében is – szükségtelen.

#### Tézishez tartozó publikációk:

- Gergely Markó, Péter Primusz and József Péterfalvi (2012): *Measuring bearing capacity of forest roads with the Advanced Benkelman Beam Apparatus*, In: Tibor Pentek (szerk.) Proceedings of 45th International Symposium on Forestry Mechanization. Forest Engineering: Concern, Knowledge and Accountability in Today's Environment, October 8–12, Dubrovnik (Cavtat)



- Markó Gergely, Primusz Péter és Péterfalvi József (2012): *Erdészeti utak teherbírásának mérése a továbbfejlesztett kézi behajlásmérővel*, Erdészettudományi Közlemények, 2: (1) pp. 106-122
- Markó Gergely, Primusz Péter és Péterfalvi József (2012): *Hajlékony útburkolatok élettartamának meghatározása a továbbfejlesztett kézi behajlásmérés alkalmazásával*, In: Lakatos Ferenc, Szabó Zília (szerk.) Kari Tudományos Konferencia Kiadvány: Nyugat-magyarországi Egyetem, Erdőmérnöki Kar. Sopron: NYME, pp. 54-59.
- Kosztka Miklós, Markó Gergely, Péterfalvi József, Primusz Péter és Tóth Csaba (2008): *Erdészeti utak teherbírásának mérése*, In: Tóth László, Magó László (szerk.) A Magyar Tudományos Akadémia, Agrártudományok Osztálya, Agrárműszaki Bizottság, XXXII. Kutatási és Fejlesztési Tanácskozás előadásainak és konzultációs témáinak összefoglalói. Gödöllő: SZIE, 3: (32), pp. 75-79.

### 3. Tézis

A szerző függvényt javasolt az FWD vagy ABBA eszköz által mért deformációs vonalak matematikai leírására:

$$D(x) = D_0 \frac{4r^2}{\alpha x^\beta + 4r^2} = D_0 \frac{d^2}{\alpha x^\beta + d^2}$$

ahol:

$d$  = a köralakú terhelt felület átmérője,  $d = 2r$ .

$\alpha$  és  $\beta$  = alaktényező paraméterek.

Az alfa és béta alaktényezők az FWD vagy ABBA készülékek által rögzített elmozdulásokból – a legkisebb négyzetek módszerével – határozható meg. Az így felparaméterezett függvény segítségével kijelölhető a mérési hibák és zajok, valamint bármilyen teknőparaméter számítható, mivel a terhelés tengelyétől tetszőleges távolságban becsülhető az elmozdulás mértéke. A kidolgozott függvény magas illeszkedés mellett képes leírni a kialakuló deformációkat.

A szerző a Boussinesq és Odemark-féle egyenértékű modulus egyenletekből kiindulva levezette a terhelés tengelyén kívül jelentkező deformációk közelítő függvényét:

$$D(x) = D_0 \frac{4r^2}{c \cdot x^2 + 4r^2} = D_0 \frac{d^2}{c \cdot x^2 + d^2}$$

A deformációs vonal közelítésére használt függvény  $c$  alaktényezője a  $D_0$  tárcsaközép süllyedés és az  $R_0$  görbületi sugár meghatározása esetén a következő összefüggés segítségével számítható:

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

A  $c$  alaktényező paraméter regresszió analízissel vagy iterációval az FWD vagy ABBA eszközök által mért deformációkból visszszámítható. Ekkor a terhelés tengelyében kialakuló görbületi sugár nagyságát a következő képen kapjuk meg:

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

A levezetett függvény analízise alapján belátható az is, hogy a behajlási teknő geometriáját két mérési pont segítségével már egyértelműen leírhatjuk. A két pont pedig a terhelés középpontja és a teknő inflexiós pontja.

#### Tézishez tartozó publikációk:

- Primusz Péter és Tóth Csaba (2009): *A behajlási teknő geometriája*, Közlekedésépítési Szemle, 59: (12) pp. 8-24, 28

#### 4. Tézis

A szerző arra a következtetésre jutott, hogy a többrétegű útpályaszerkezetek csak kivételes esetekben modellezhetők a felületi egyenértékű modulus segítségével. Az egyrétegű homogén féltermodell csak abban az esetben használható, ha a tárcsaközép süllyedésre és a görbületi sugárra fennáll a következő egyenlőség:

$$R_0 D_0 = 2r^2$$

Minden más esetben a valóságos útpályaszerkezet csak kettő vagy ennél több réteggel modellezhető megbízhatóan. A szerző ezek után javaslatot tesz az egyenértékű felületi modulus számítására. A Beckedahl-Straube által közölt összefüggésből kiindulva és felhasználva a  $c$  alakító tényező értékét, a többrétegű rendszer egyenértékű felületi modulusa az alábbi:

$$E_e = \frac{2pr}{\sqrt{c}D_0} (1 - \mu^2)$$

Az így meghatározott felületi modulus már együttesen fejezi ki a  $D_0$  és  $R_0$  paraméterek hatását és ezért a PMS rendszerek számára is megbízhatóbb állapotjellemző paraméternek kell tekintenünk a hagyományos felületi modulusához képest.

#### Tézishez tartozó publikációk:

- Primusz Péter és Markó Gergely (2010): *Kétrétegű pályaszerkezet-modellek paramétereinek meghatározása FWD-mérések alapján*, Közlekedésépítési Szemle 60: (7) pp. 8–13.

#### 5. Tézis

A szerző a BISAR programmal végzett számítások statisztikai elemzése alapján kimutatta, hogy a  $D_0$  és  $R_0$  paraméterek ismeretében lehetőség nyílik arra, hogy az  $E_2$  szemcsés rétegek modulusát visszaszámoljuk:

$$E_2 = 1224,45 \cdot D_0^{-1,623} R_0^{-0,629}$$

A statisztikai modell szerint a kötött rétegvastagság ismerete nem szükséges a szemcsés rétegek együttes modulus becsléséhez, vagyis az roncsolásmentesen meghatározható az FWD mérésekből. Az így meghatározott állapotparaméter főleg a PMS rendszerek számára lehet hasznos. A kötött rétegek modulus meghatározása a következő összefüggéssel történik:

$$E_1 = 0,0131 \cdot E_2 \left[ h^{-1,95} \left( \frac{1,9}{c} - 1 \right) \right]^{1,428}$$

A fenti összefüggésben  $h$  a kötött réteg vastagsága,  $c$  pedig az FWD/ABBA mérésekre illesztett függvény alaktényezője. Ezzel sikerült bizonyítani, hogy kétrétegű pályaszerkezet modellek esetén, az egyes rétegek modulusait egyértelműen vissza lehet számolni a deformációs vonalból és így a visszaszámító iteratív (backcalculation) módszerek használata nem szükséges.

#### Tézishez tartozó publikációk:

- Primusz Péter és Markó Gergely (2010): *Kétrétegű pályaszerkezet-modellek paramétereinek meghatározása FWD-mérések alapján*, Közlekedésépítési Szemle 60: (7) pp. 8–13.

#### 6. Tézis

A szerző a BISAR programmal végzett számítások statisztikai elemzése alapján az erősítés utáni, a meglévő kötött rétegek alján ébredő megnyúlásokra, az alábbi összefüggést közli:

$$\varepsilon_b = 122463 \cdot R_0^{-0,522} \cdot \Delta h^{-0,533} \cdot E_{aszfalt}^{-0,1888}$$

ahol:

$\varepsilon_b$  = az erősítés utáni kötött réteg alján ébredő megnyúlás [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ].

$R_0$  = az erősítés előtti pályaszerkezet görbületi sugara [m].

$\Delta h$  = az erősítőréteg vastagsága (20 és 120 mm között).

$E_{aszfalt}$  = az erősítőréteg modulusa (5000 és 15000 MPa között).

Az összefüggés szerint az erősítőréteg megtervezéséhez elegendő ismerni a régi útpályaszerkezet – szabványos terhelés alatt mért – görbületi sugarát. Így elvileg csak a deformációs vonal ismerete alapján is elvégezhető a számítás. A módszer teljes kidolgozásához, számos régi útszerkezetből vett magmintán végzett hasító-húzó vizsgálat szükséges, hogy a régi aszfaltszerkezetekre jellemző fáradási egyenest reálisan fel lehessen venni.

## 7. Tézis

A deformációs vonalra illesztett függvényből levezetett görbületi sugár és a burkolatvastagság ismeretében a kötött rétegek alján jelentkező megnyúlásokat jól lehet becsülni az alábbi képlettel:

$$\varepsilon = \frac{h}{2R_0} = cD_0 \frac{h}{4r^2}$$

Az így meghatározott megnyúlások jóval közelebb esnek az egzakt rugalmasságtani (BISAR) számításokhoz, mint Jansson vagy Van Gurp által javasolt regressziós összefüggések eredményei. A görbületi sugár és a kötött réteg vastagsága együtt szolgáltatja a legmegbízhatóbb eredményeket, ezenfelül további kalkulációkra is könnyedén felhasználható.

### Tézishez tartozó publikációk:

- Primusz Péter és Tóth Csaba (2009): *A behajlási teknő geometriája*, Közlekedésépítési Szemle, 59: (12) pp. 8–24, 28

### 8.3. Köszönetnyilvánítás

Ezúton szeretnék köszönet mondani mindazoknak, akik segítettek a disszertáció elkészítésében. Elsősorban *Édesanyámnak, Édesapámnak, Nagymamámnak* és *Nagyapámnak*, akik nélkül sohasem készülhetett volna el ez a dolgozat. Belém vetett szeretetüket és hitüket soha nem fogom elfelejteni. Köszönöm *Feleségemnek* a végtelen türelmét, a támogatását és a nyugodt otthon megteremtését. *Saminak* pedig az örömteli perceket.

Köszönöm Kosztka Miklós professzornak, hogy hallgató koromban kezembe adta Nemesdy Ervin *Útpályaszerkezetek méretezésének és anyagállandó-vizsgálatainak mechanikai alapjai* című munkáját, és elindította kutatói pályámat.

Köszönetemet szeretném kifejezni témavezetőmnek, Péterfalvi József intézetigazgató úrnak, hogy mindvégig támogatott, emberileg megértett és segítette munkámat.

Köszönöm Markó Gergely kollégámnak a barátságát és a közös szakmai beszélgetéseket. Nélküle sok ötlet nem valósulhatott volna meg.

Kisfaludi Balázs kollégámnak köszönöm, hogy segítséget nyújtott a dolgozat ábraanyagának elkészítésében. Balázs László kollégámnak pedig, hogy barátságával és gyakorlatias látásmódjával mindig előrevitte a közös munkát.

Köszönettel tartozom a Geomatikai, Erdőfeltárási és Vízgazdálkodási Intézet minden munkatársának, mivel megmutatták a mérnöki alkotás szépségét, és biztosították a kreatív munkakörnyezetet számomra.

Köszönöm továbbá, hogy kutatási témám által megismerhettem Tóth Csabát, Karoliny Mártont és Szendefy Jánost. A velük kötött barátság sokat segített, és nagymértékben hozzájárult a dolgozat elkészítéséhez. Köszönöm támogatásukat, és példaértékű segítségnyújtásukat.

Köszönöm, hogy a NymE-ERFARET Nonprofit Kft.<sup>1</sup> a GOP-1.1.2-08/1-2008-0004 pályázaton keresztül kutatói állást biztosított és így munkámat zavartalanul végezhettem.

Nagy köszönettel tartozok azoknak a programozóknak is, akik a  $\text{\LaTeX}$  és  $\text{\LyX}$  nyílt forráskódú rendszereken dolgoznak. Munkájuk nagyban megkönnyítette a dolgozat szerkesztését.

---

<sup>1</sup><http://www.erfaret.hu>

## Felhasznált irodalom

- 2509/4 MSZ (1989). *Útpályaszerkezetek Teherbíró Képességének Vizsgálata: a behajlás mérése*. Hungary. Magyar Szabványügyi Hivatal.
- Adorjányi Kálmán (1999a). “Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek megerősítésének méretezése ejtősúlyos behajlások alapján”. In: *Közúti és mélyépítési szemle* 49.12. ISSN 1419-0702, pp. 495–499.
- (1999b). *Pályaszerkezeti modellek verifikálása és a dinamikus teherbírás állapotparamétereinek kiterjesztése*. Részjelentés 1. Győr: Széchenyi István Főiskola.
- Ambrus Kálmán (2001). “Ejtősúlyos teherbírás-méréseken alapuló új útburkolat-erősítési méretezési eljárás kidolgozása”. In: *Közúti és Mélyépítési Szemle* 51.3, pp. 90–97.
- Ambrus Kálmán, Pallós Imre (2004). *Közlekedési létesítmények pályaszerkezetei*. BME Építőmérnöki Kar.
- Anderson Steven (2008). “Pavement Deflection Measurements Using the Geobeam”. In: *Mechanistic Design and Evaluation of Pavements*. Workshop. URL: <http://www.pavementanalysis.com>.
- Bácsatyai László et al., (2007). *GPS-mérések a lombok alatt*. OTKA Magazin. URL: [http://www.otka.hu/index.php?akt\\_menu=3678](http://www.otka.hu/index.php?akt_menu=3678).
- Bakó András, Gáspár László (2000). “PMS Models in Hungary”. In: *Proceedings from the 1st European Pavement Management Systems Conference*. Budapest, Hungary, pp. 1–8.
- Baksay János (1976). “Útpályaszerkezetek behajlásmérése automatikus mérőkocsival”. In: *Mélyépítéstudományi Szemle* XXVI.12, pp. 529–536.
- Bojtár Imre (2007). *Mechanikai anyagmodellek*. Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építőmérnöki Kar: Műegyetemi Kiadó.
- Boromisza Tibor (1958a). “Útburkolatok teherbíró képességének mérésére szolgáló helyszíni eljárások”. In: *Mélyépítéstudományi Szemle* 1, pp. 23–28.
- (1958b). “Hajlékony útburkolatok romlásának okai”. In: *Mélyépítéstudományi szemle* 8.4–5. ISSN 0025-9039, pp. 220–224.
- (1959). “Útburkolatok behajlása”. In: *Mélyépítéstudományi Szemle* IX.12, pp. 564–571.
- (1976). “Aszfaltburkolatú utak teherbírásának vizsgálata behajlásméréssel”. In: *Mélyépítéstudományi Szemle* XXVI.12, pp. 521–528.
- (1993). “Útpályaszerkezetek dinamikus teherbírás mérésének bevezetése”. In: *Közlekedésépítési és Mélyépítéstudományi Szemle* XLIII.9, pp. 327–337.
- (1997). *Aszfaltburkolatú útpályaszerkezetek méretezésének gyakorlata, Méretezési Praktikum*. 16. Közlekedési, Hírközlési és Vízügyi Minisztérium, Közlekedési Főosztály, Közúti Közlekedési Füzetek, Budapest.
- Boromisza Tibor, Abdelaziz Dahbi (1980). “Ejtősúlyos berendezés az aszfaltanyagok dinamikus rugalmassági modulusainak laboratóriumi vizsgálatára”. In: *Mélyépítéstudományi Szemle* XXX.12, pp. 547–555.
- Boromisza Tibor, Gáspár László, Károly Róbert (2008b). “Útpályaszerkezetek teherbírása és külföldi eredmények és problémák”. In: *Közúti és Mélyépítési Szemle* 58.5–6, pp. 1–9.
- (2008a). “Útpályaszerkezetek teherbírása, hazai és külföldi eredmények és problémák”. In: *Közúti és Mélyépítési Szemle* 58.5–6, pp. 1–9.

- Botcz Péter (2009). “Az aszfaltkeverékek mechanikai paramétereinek és a pályaszerkezet fáradási élettartamának összefüggései”. PhD thesis. Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Út és Vasútépítési Tanszék.
- Burmister Donald M. (1943). “The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Application to the Design of Airport Runways”. In: vol. 23. Proceedings. Highway Research Board.
- (1945). “The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Soil Systems”. In: *Journal of Applied Physics* 16.2, pp. 89–94.
- Carey W. N. Irick P. E. (1960). *The Pavement Serviceability Performance Concept*. English. Tech. rep. 250. Highway Research Board.
- COST-336 (1995). *Use of Falling Weight Deflectometers in Pavement Evaluation*. English. Final Report 2. European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research.
- Cser István (1961). “Az útpálya behajlasmérésének elméleti alapja”. In: *Mélyépítéstudományi Szemle* XI.11, pp. 500–503.
- Csizmadia Béla M. Nándori Ernő (1999). *Mechanika mérnököknek, szilárdságtan*. 592. Budapest: Nemzeti Tankönyvkiadó.
- Csorba Árpád (1999). *Burkolatfelület állapotának minősítése Roadmaster rendszerrel*. Útügyi Műszaki Előírás ÚT 2-2.118:1999. Magyar Útügyi Társaság.
- Dähnert Matthias (2005). “Messwertgestützte Ermittlung der Tragfähigkeit von bestehenden Strassen”. German. Diplomarbeit. Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen.
- De Beer M. Fisher C. Jooste F. J. (2002). “Evaluation of non-uniform tyre contact stresses on thin asphalt pavements”. In: *Ninth International Conference on Asphalt Pavements*. Copenhagen, Denmark, p. 23.
- Fazekas György (1978). “A felszíni süllyedések számításának új módszerei metróalagutaknál, különös tekintettel az időbeli alakulásra”. In: *Mélyépítéstudományi Szemle* XXVIII.1, pp. 13–20.
- Fi István (1974). “Háromrétegű rendszerek gépi úton való lehajlásszámítása útpályaszerkezetek méretezéséhez”. In: *Mélyépítéstudományi Szemle* XXIV.1, pp. 33–36.
- Fi István et al., (2012). *Útburkolatok méretezése*. Ed. by István Fi. TERC Kereskedelmi és Szolgáltató Kft., p. 457.
- Forrainé Veronika Hernádi (2004). “Az Országos Közúti Adatbank (OKA2000) bemutatása”. In: *Közúti és mélyépítési szemle* 54.7, pp. 6–10.
- Gáspár László (1968). *Mérnöki szerkezetek vizsgálata*. Kézirat. Tankönyvkiadó, Budapest.
- (2003). *Útgazdálkodás*. Akadémiai Kiadó, Budapest.
- Grätz Bernd (1999). “Az ejtősúlyos deflektométerek lehetőségei és határai az útpályaszerkezetek értékelésénél”. In: *Közúti és Mélyépítési Szemle* XLIX.6, pp. 236–239.
- (2001). “Möglichkeiten und Grenzen des Falling-Weight-Deflectometers”. German. In: *Straße und Autobahn* 52.1. ISSN: 0039-2162, pp. 18–32.
- Haas R. C. G. Hudson W. R. (1971). “The Importance of Rational and Compatible Pavement Performance Evaluation”. English. In: *Improving Pavement and Bridge Deck Performance*. 116. Highway Research Board; California Division of Highways. Highway Research Board, pp. 92–111.
- Hafner Franz (1971). *Forstlicher Straßen- und Wegebau*. Hardcover. ISBN 3-7040-0382-4. Wien: Österreichischer Agrarverlag.
- HD29/94 (2008). *Design Manual For Roads and Bridges, Structural Assessment Methods*.
- Herpay Imre et al., (1975). *Jelentés az NDK-MNK együttműködés keretében épült Makk-pusztai kísérleti úton 1975. évben végzett munkákról*. Ed. by Imre Herpay. Kutatási Jelentés. EFE Erdészeti Szállítástani Tanszék, Sopron, p. 10.

- Hoffmann Zsolt Antal (1988). “A hajlékony útpályaszerkezetek teherbírásának jellemzése a mért behajlásvonal alapján”. Kandidátusi értekezés. Budapest: Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem.
- Horak Emile (1987). “The Use of Surface Deflection Basin Measurements in the Mechanistic Analysis of Flexible Pavements”. In: *Sixth International Conference Structural Design of Asphalt Pavements*. Vol. 1. University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, USA.
- Hossain Mustaque, Zaniewski John P. (1991). “Characterization of Falling Weight Deflectometer Deflection Basin”. English. In: *Backcalculation of Pavement Moduli*. Transportation Research Record 1293. ISBN 0-309-05101-0. Washington, D.C: Transportation Research Board, National Research Council, pp. 1–11.
- Hothan Jürgen, Schäfer Florian (2004). “Analyse und Weiterentwicklung der Bewertung von Tragfähigkeitsmessungen”. German. In: *Straße und Autobahn* 55.7. ISSN: 0039-2162, pp. 376–382.
- Jansson Håkan (1994). “A simple Structural Index based on FWD Measurement”. In: *Proceedings from the 4th International Conference on the capacity of Roads and Airfields*. Minnesota Department of Transportation. Minneapolis, Minnesota, USA, pp. 457–466.
- Jendia Shafik (1995). *Bewertung der Tragfähigkeit von bituminösen Straßenbefestigungen*. German. Veröffentlichungen des Institutes für Straßen- und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe, Heft 45, Karlsruhe.
- Kaliszky Sándor, Kurutzné Kovács Márta, Szilágyi György (2000). *Szilárdságtan*. Ed. by Kaliszky Sándor. Nemzeti Tankönyvkiadó, p. 504.
- Kézdi Árpád (1979). *Talajmechanika II*. Negyedik. Tankönyvkiadó, Budapest.
- Kim Y. Richard et al., (2000). *Assessing Pavement Layer Condition Using Deflection Data*. English. Final report submitted to National Cooperative Highway Research Program NCHRP 10-48. North Carolina State University, Department of Civil, Construction & Environmental Engineering.
- Kisfaludi Balázs et al., (2012). “Erdészeti utak szubjektív állapotfelvétele és értékelése”. In: *Erdészettudományi Közlemények* 2.1, pp. 89–106.
- Koren Csaba, Tánczos Lászlóné, Timár András (2011). “A közúthálózat a nemzeti vagyon eleme, vagyongazdálkodás”. In: *Közlekedésepítési szemle* 61.1, pp. 4–1.
- Kosztka Miklós (1978). *Erdei utak pályaszerkezetének teherbírása*. Erdészeti és Faipari Tudományos ülés, Budapest. Kézirat.
- (1986). “Erdészeti utak fenntartási rendszere”. Kandidátusi értekezés. Sopron: Erdészeti és Faipari Egyetem.
- (1988). *A mátrai EFAG útfenntartási rendszere*. Tech. rep. Sopron: Erdészeti és Faipari Egyetem, Erdőhasználati és Feltárási Tanszék.
- (1990). *Erdei feltáráshálózat építése és fenntartása*. Kézirat. EFE Jegyzetszorosító. Sopron.
- (2000). *Erdőfeltárás a természetközei, többcélú, többtulajdonosú erdőgazdálkodás feltételei között*. Kézirat. Erdőfeltárási és Vízgazdálkodási Tanszék, Sopron.
- (2001). *Erdészeti utak fenntartási rendszere*. NYME Erdőmérnöki Kar, Sopron.
- (2009). *Erdészeti Útépítés, Erdészeti Utak Építése*. Egyetemi tankönyv. Országos Erdészeti Egyesület (OEE), Budapest.
- Kosztka Miklós et al., (2008). “Erdészeti utak teherbírásának mérése”. In: *A Magyar Tudományos Akadémia, Agrártudományok Osztálya, Agrárműszaki Bizottság, XXXII. Kutatási és Fejlesztési Tanácskozás előadásainak és konzultációs témáinak összefoglalói*. Ed. by László Tóth és László Magó. Vol. 3. 32. A Magyar Tudományos Akadémia, Agrártudományok Osztálya, Agrárműszaki Bizottság. SZIE, Gödöllő, pp. 75–79.
- Kovács Gyula (2003). “Erdészeti utak felmérése korszerű eszközökkel”. In: *Agrár-Műszaki Bizottság Kutatási és Fejlesztési Tanácskozása*. MTA Agrártudományok Osztálya. Gödöllő.

- L. De Jong D. Peutz M. G. F, Korswagen A. R. (1973). *Computer Program BISAR. Layered System under Normal and Tangential Surface Loads*. External Report AMSR. 0006.73. Amsterdam: Koninklijke Shell Laboratorium (Amsterdam, Netherlands).
- LeClerc Roger V. Marshall T. R. (1970). *Washington's pavement rating system: procedures and applications*. Washington Dept. of Transportation, p. 48. URL: <http://books.google.hu/books?id=JlVkgwAACAAJ>.
- Loizos Andreas (2006). "RIMS - Közúti Infrastruktúra-gazdálkodási Rendszer: kísérlet a globális PMS megteremtésére". In: *Közúti és mélyépítési szemle* 56.5, pp. 24–33.
- Luhmann Niklas (1971). *Politische Planung, Aufsätze zur Soziologie von Politik und Verwaltung*. Opladen. Westdeutscher Verlag. ISBN: 9783531110738. URL: <http://books.google.hu/books?id=-CytctogtHsC>.
- Markó Gergely (2006). "Informatika az erdészeti feltáróhálózatok tervezésében és nyilvántartásában". PhD thesis. Sopron: Nyugat-Magyarországi Egyetem, Roth Gyula Erdészeti és Vadgazdálkodási tudományok Doktori Iskola, Erdészeti Tudomány Program.
- (2011). "ABBA - Advanced Benkelman Beam Apparatus". Blogpost. URL: <http://markogergely.hu/kutatas/abba/>.
- Markó Gergely, Péterfalvi József (2005). "Erdészeti utak tengelyének mérése GPS technológiával". In: *Agrár-Műszaki Bizottság Kutatási és Fejlesztési Tanácskozása*. MTA Agrártudományok Osztálya. Gödöllő.
- Markó Gergely, Primusz Péter, Péterfalvi József (2011). "Hajlékony útburkolatok élettartamának meghatározása a továbbfejlesztett kézi behajlásmérés alkalmazásával". In: *Kari Tudományos Konferencia*. Ed. by Lakatos Ferenc és Szabó Zília. Nyugat-magyarországi Egyetem, Erdőmérnöki Kar. NymE Kiadó, p. 315.
- Markó Gergely et al., (2010). *Az erdészeti utak teherbírás mérési módszerének továbbfejlesztése a KAEG Zrt. Hármastarjáni erdészeti útjának példáján*. Kutatási Jelentés. NYME-ERFARET. Sopron: Geomatikai, Erdőfeltárási és Vízgazdálkodási Intézet.
- Molenaar A. A. A. (2004). "Bottom-up fatigue cracking: myth or reality?" In: *Fifth International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements*. Ed. by I.L. Al-Qadi C. Petit és A. Millien. RILEM Publications SARL, pp. 275–282.
- Molenaar A. A. A. Houben L. J. M. Alemgena A. A. (2003). "Estimation of maximum strains in road bases for pavement performance predictions". In: *Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control*. University of Minho, Guimaraes, Portugal, pp. 199–206.
- Nemesdy Ervin (1971). *Utak és autópályák pályaszerkezete*. Technológia-teherbírás. Budapest: Műszaki Könyvkiadó, p. 589.
- (1977). "Az útpályaszerkezetek mechanikai méretezésének fejlődése és aszfaltlaboratóriumi alapproblémái". In: *Mélyépítéstudományi szemle* 27.9, pp. 393–403.
- (1985a). *Útpályaszerkezetek méretezésének és anyagállandó-vizsgálatainak mechanikai alapjai*. Kutatási részjelentés 2. Budapest: BME Útépítési Tanszék.
- (1985b). *Útpályaszerkezetek méretezésének és anyagállandó-vizsgálatainak mechanikai alapjai*. Kutatási részjelentés 1. Budapest: BME Útépítési Tanszék.
- Odemark Nils (1949). *Undersökning av elasticitetsenskaperna hos olika jordarter samt teori för beräkning av beläggningar enligt elasticitetsteorin*. Meddelande 77. Stockholm: Statens Vägintitut, p. 100. URL: <http://books.google.com/books?id=m7H20QAACAAJ>.
- Orbay László (1990). *A többváltozós regressziószámítások alapjai és fagazdasági alkalmazása*. Kézirat. Erdészeti és Faipari Egyetem, Faipari Mérnöki Kar. Sopron.
- Pattantyús Á. Géza (1961). *Gépész- és villamosmérnökök kézikönyve - Matematikai képletek, táblázatok*. Ed. by Sályi István. 1. Műszaki Könyvkiadó, Budapest, p. 320.
- Pethő László (2008). "A hőmérséklet eloszlás alakulása az aszfalt burkolatú útpályaszerkezetekben és ennek hatása a pályaszerkezeti rétegek fáradásai méretezésére, technológiai terve-



- zésére”. PhD thesis. Budapest: Budapest Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem, Út és Vasútépítési Tanszék.
- Ponomarjov Sz. D. Et al., (1965). *Szilárdsági számítások a gépészetben: Lemezek. Héjak. Vastagfalú csövek. Érintkezési feszültség*. Ed. by Sz. D. Ponomarjov. Vol. 3. Budapest: Műszaki Könyvkiadó, p. 484.
- Primusz Péter (2005). “Tehergépkocsik tengelysúly növekedésének hatása az erdészeti utak pályaszerkezetére és a pályaszerkezet-gazdálkodására”. Diplomamunka. H-9400, Sopron, Bajcsy-Zsilinszky u. 4.: Nyugat-magyarországi Egyetem, Erdőmérnöki Kar, Erdőfeltárási és Víz-gazdálkodási Tanszék. URL: [http://efelt.emk.nyme.hu/primuszp/publications/mastersthesis/tehergepkocsik\\_tengelysuly\\_novekedesenek\\_hatasa\\_az\\_erdeszeti\\_utak\\_palyaszerkezetere\\_es\\_a\\_palyaszerkezet-gazdalkodasara.pdf](http://efelt.emk.nyme.hu/primuszp/publications/mastersthesis/tehergepkocsik_tengelysuly_novekedesenek_hatasa_az_erdeszeti_utak_palyaszerkezetere_es_a_palyaszerkezet-gazdalkodasara.pdf).
- Primusz Péter, Markó Gergely (2010). “Kétrétegű pályaszerkezetmodellek paramétereinek meghatározása FWD mérések alapján”. In: *Közlekedésepítési Szemle* 60.7, pp. 8–13. URL: [http://efelt.emk.nyme.hu/primuszp/publications/articles/ketretegu\\_palyaszerkezetmodellek\\_parametereinek\\_meghatarozasa\\_FWD\\_meresek\\_alapjan.pdf](http://efelt.emk.nyme.hu/primuszp/publications/articles/ketretegu_palyaszerkezetmodellek_parametereinek_meghatarozasa_FWD_meresek_alapjan.pdf).
- Primusz Péter, Tóth Csaba (2009). “A behajlási teknő geometriája”. In: *Közlekedésepítési Szemle* 59.12, pp. 18–24, 28. URL: [http://efelt.emk.nyme.hu/primuszp/publications/articles/a\\_behajlasi\\_tekno\\_geometriaja.pdf](http://efelt.emk.nyme.hu/primuszp/publications/articles/a_behajlasi_tekno_geometriaja.pdf).
- Rabaiotti Carlo (2008). “Inverse Analysis in Road Geotechnics”. Nr. 18135. PhD thesis. Zürich: Eidgenössische Technische Hochschule ETH Zürich. DOI: [10.3929/ethz-a-005774018](https://doi.org/10.3929/ethz-a-005774018).
- Radnai Gyula (2005). “A hajlításról”. In: *Középipiskolai Matematikai és Fizikai Lapok (KöMaL)* 55.4.
- Schönberger Gerhard (1983). “Erfassen und Bewerten des Strassenzustandes”. In: *Strasse und Tiefbau* 2, pp. 22–26.
- Scharnitzky Viktor (1989). *Matematikai képletgyűjtemény főiskolásoknak*. Műszaki Könyvkiadó, Budapest.
- Shahin M. Y. (2005). *Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots*. English. Second. Springer Science+Business Media, New York, p. 572.
- Shahin M. Y. Darter M. I. Kohn S. D. (1976). *Development of a Pavement Maintenance Management System*. Airfield Pavement Distress Identification Manual AFCEC-TR-27.
- Shahin M. Y. Walther J. A. (1999). *Pavement Maintenance Management for Roads and Streets Using the PAVER System*. Tech. rep. M-90/05. USACERL.
- Smith R. E. Rodenborn S. Wiggins J. (1986). *Bay Area PMS User Guide*. Tech. rep. Oakland, CA: The Metropolitan Transport Commission.
- Strunck Karl (1968). “Rugalmas pályaszerkezetek méretezési kritériumai”. In: *Mélyépítéstudományi Szemle* XVIII.10, pp. 458–467.
- Széchy Károly (1957). *Alapozás*. 2nd ed. I. Műszaki Könyvkiadó, Budapest, p. 432.
- Szalai József (1994). *A faanyag és faalapú anyagok anizotróp rugalmasság- és szilárdságtana. A mechanikai tulajdonságok anizotrópiája*. 1. Erdészeti és Faipari Egyetem, Sopron, p. 398.
- (2006). *Műszaki Mechanika II. - Szilárdtestek sztatikája*. 3rd ed. Soproni Egyetem, Faipari Mérnöki Kar. Sopron.
- Tam W.S. (1987). “Pavement evaluation and overlay design”. PhD thesis. U.K.: Department of Civil Engineering. University of Nottingham.
- Török Kálmán (2000). *Az aszfaltkeverékek mechanikai, és fizikai tulajdonságainak laboratóriumi vizsgálatai*. BME Út és Vasútépítési Tanszék. Budapest. URL: <http://www.muszeroldal.hu/measurenotes/aszfaltvizsgalat.pdf>.
- Tóth András (2007a). *Kísérleti Fizika I*. Egyetemi jegyzet. BME, Kísérleti Fizika Tanszék.
- Tóth Csaba (2007b). “A teherbíróképesség meghatározásának ellentmondásai és lehetőségei”. In: *Közúti és Mélyépítési Szemle* 57.8, pp. 13–20.
- Tóth Csaba, Tóth József (2008). “Útpályaszerkezetek roncsolásmentes diagnosztikai lehetőségei”. In: *Közúti és Mélyépítési Szemle* 58.5–6, pp. 10–15.

- Ullidtz Per (1998). *Modelling Flexible Pavement Response and Performance*. 1st ed. Gylling: Narayana Press.
- Van Gurp CAPM (1995). “Characterization of seasonal influences on asphalt pavements with the use of falling weight deflectometers”. English. ISBN 90-9008036-8. PhD thesis. Delft University of Technology.
- Westergaard H. M. (1926). “Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis”. In: *Public Roads* 7.2, pp. 25–35.
- World Bank (1996). *Sustainable Transport: Priorities for Policy Reform*. Washington, DC.

# Ábrák jegyzéke

2.1. Az adatok megjelenítés az OKA 2000 rendszerben. . . . .	4
2.2. Az erdészeti útügyi információs rendszer és kapcsolatai (Markó, 2006). . . . .	5
2.3. Google Maps (bal) és Bing Maps (jobb) a FÖMI vektoros réteg alatt. . . . .	7
2.4. Rekonstruált úttengely (piros vonal), Bing Maps vektor réteg (fehér vonal). . . . .	8
2.5. Egy általános pályaszerkezet teljesítmény előre becsülő modell (Gáspár, 2003). . . . .	10
3.1. Kérdőlap az útburkolat PSI becsléséhez (a), a becsült és a méréssel-képlettel megállapított PSI igen szoros korrelációban jól megfelelnek egymásnak (b). . . . .	14
3.2. A PCI meghatározás lépései (Shahin és Walther, 1999). . . . .	16
3.3. Roadmaster mérőberendezés tasztatúra (Ambrus és Pallós, 2004). . . . .	18
3.4. A <i>járhatóság</i> meghatározásához kidolgozott állapotfelvételi lap. . . . .	20
3.5. Mérőkocsi (a) és a jellemző pontok (b) állandósítására alkalmazott burkolatjel. . . . .	21
3.6. A továbbfejlesztett mérőkocsi (a) és az adatgyűjtő szoftver (b). . . . .	22
3.7. A szubjektív állapotfelmérés és értékelés. . . . .	25
3.8. A hajlékony útburkolatok jellemző hibatípusai (Boromisza, 1958b). . . . .	26
3.9. A PaveRater szubjektív szakértői vélemények gyűjtését támogató program. . . . .	29
4.1. A Hook-féle törvény értelmezése húzás esetén . . . . .	35
4.2. A rugalmassági modulus (a) és a haránt összehúzó-dágulás (b) értelmezése. . . . .	36
4.3. A nyírási deformáció. . . . .	37
4.4. A hajlító igénybevétel értelmezése. . . . .	38
4.5. A Boussinesq-féle rugalmas féltérmodell sematikus vázlata. . . . .	39
4.6. Tetszőleges alakú zárt felületen (a) és körtárcsán (b) megoszló terhelés hatása. . . . .	41
4.7. A rugalmas féltér feszültségeloszlása (a) és süllyedése körtárcsa alakú teher alatt (b). . . . .	42
4.8. Burmister kétrétegű rendszere. . . . .	43
4.9. A lehajlási határértékek Burmister szerint, $h/r$ függvényében. . . . .	45
4.10. Odemark helyettesítő módszere. . . . .	46
4.11. A BISAR program elvi háttere. . . . .	48
5.1. Mozgó kerékterhelés hatására kialakuló elmozdulások. . . . .	51
5.2. A pályaszerkezet igénybevételei és feszültségeloszlása. . . . .	52
5.3. A központi behajlás és a görbületi sugár viszonya (Boromisza nyomán, 1976). . . . .	53
5.4. A billenőkaros behajlásmérő (Benkelman-tartó) vázlatos rajza. . . . .	54
5.5. A billenőkaros behajlás mérése. . . . .	55
5.6. A Müller-féle görbületmérő eszköz . . . . .	56
5.7. Az FWD készülékek működési elve. . . . .	57
5.8. KUAB (a) és Dynatest típusú (b) FWD készülékek. . . . .	57
5.9. A rögzített behajlási teknő különböző paramétereit alapján a felszín alatti rétegek állapotára becsléseket tehetünk. . . . .	59
5.10. Behajlás box-plot (a) és összefüggés az FWD–BB behajlásértékek között (b). . . . .	62
5.11. Homogén útszakaszok. . . . .	64

5.12. A Geobeam (Anderson, 2008) és az EHT Delta eszköz (Rabaiotti, 2008). . . . .	65
5.13. Automatizált Benkelman-tartó, Németország (Dähnert, 2005). . . . .	65
5.14. A továbbfejlesztett kézi behajlásmérés elve (Markó, 2011). . . . .	66
5.15. Digitális elmozdulásmérő óra és központi adatgyűjtő-vezérlő egység távmérővel. .	68
5.16. Az ABBA mérőeszközzel rögzített deformációs vonal és annak javítása. . . . .	69
5.17. A mérőkar alátámasztásából származó talphiba ( $e$ ). . . . .	70
5.18. A deformációs vonal geometriája. . . . .	71
5.19. Eltérő függvényillesztések összehasonlítása (Hothan és Schäfer, 2004). . . . .	73
5.20. A behajlási teknő lefutása különféle $c$ alaktényezők hatására. . . . .	76
5.21. A behajlási teknő és a görbület változása a terhelés tengelyétől távolodva. . . . .	77
6.1. A szimulációban vizsgált pályaszerkezet modellek szerkezete. . . . .	84
6.2. A BISAR programmal végzett számítás sematikus vázlata. . . . .	85
6.3. Az egyes rétegek hozzájárulása a felszíni behajláshoz (Van Gurp, 1995). . . . .	86
6.4. A felszínen és a kötött réteg alján ébredő deformációkra illesztett függvény $c$ paraméternének változása. . . . .	86
6.5. A tárcsaközép süllyedés és a görbületi sugár kapcsolata homogén féltér esetén. . .	88
6.6. Az alaktényező és a rétegmodulusok aránya közötti összefüggés. . . . .	89
6.7. Az alsó réteg E-modulusának meghatározása a behajlásból és a görbületi sugárból. .	90
7.1. Eltérő merevségű pályaszerkezetek esetében számított megnyúlások. . . . .	95
7.2. A megnyúlások eltéréseinek box-plot ábrázolása: medián (a) és átlag (b). . . . .	97
7.3. A Hármastarjáni erdészeti feltáróút. . . . .	98
7.4. A Hármastarjáni erdészeti feltáróút áttekinthető térképe. . . . .	99
7.5. Burkolatfeltárás a 18+50 hm és a 30+00 hm szelvényben. . . . .	100
7.6. Az aszfaltréteg kimerülésére utalnak a jól kivehető hosszirány repedések. . . . .	102

# Táblázatok jegyzéke

3.1. A Roadmaster burkolathiba típusok neve, kódja és a rögzítő nyomógombok. . . . .	18
3.2. A kátyúk kijavításának fajlagos költsége burkolattípus és súlyosság szerint. . . . .	31
3.3. A felmért utak megoszlása hibatípusok, és azok mértéke szerint. . . . .	31
3.4. A kátyúk kijavításának költsége burkolattípus és súlyosság szerint. . . . .	31
5.1. A leggyakoribb teknőparaméterek (Kim et al. 2000 alapján). . . . .	60
5.2. Teherbírásmérő eszközök összehasonlítása. . . . .	61
5.3. Az útpályaszerkezetek felépítése. . . . .	80
5.4. Teknőparaméterek átlagértékei. . . . .	80
6.1. A különböző visszszámítási módszerek használatossága (Grätz, 1999). . . . .	83
6.2. A szimulációban vizsgált pályaszerkezet modellek paraméterei. . . . .	84
6.3. A kétrétegű rendszerre illesztett függvény konstansainak statisztikai jellemzői. . . . .	90
6.4. A háromrétegű rendszerre illesztett függvény konstansainak statisztikai jellemzői. . . . .	91
7.1. A burkolatfeltárás eredménye. . . . .	98
7.2. Állapotjelző paraméterek mértékadó értékei. . . . .	100
7.3. Hátralévő élettartam (megengedett forgalom). . . . .	102

## A. Függelék

# Szubjektív állapotértékelés

### A.1. A szubjektív állapotfelvétel mérőkocsival





## B. Függelék

# Objektív állapotértékelés

### B.1. Az ABBA mérőrendszer





**B.2. Az ABBA eszköz mérés közben**

**B.3. A kézi behajlásmérő mérőcsúcsának pozíciója**

## B.4. Az „RR” kiértékelő szoftver képernyőképe

